

Das Erweiterte Druckbogenmodell zur Beschreibung des Betontraganteils bei Querkraft

Von der Fakultät Architektur und Bauingenieurwesen der
Technischen Universität Dortmund
zur Erlangung des akademischen Grades
Doktor-Ingenieur (Dr.-Ing.)

genehmigte Dissertation

von
Dipl.-Ing. Philipp Gleich

Prüfungskommission:

Vorsitzende: Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil. Janette Orlowski

Referent: Univ.-Prof. Dr.-Ing. Reinhard Maurer

Korreferent: Univ.-Prof. Dr. Ing. Josef Hegger

Tag der mündlichen Prüfung: 8. November 2019

Dortmund, 2020

Kurzfassung

Im Zuge der Nachrechnung bestehender, älterer Spannbetonbrücken nach heute gültiger Norm erweist sich häufig die vorhandene Querkraftbewehrung in Brückenlängsrichtung als stark unterdimensioniert. Dies resultiert teilweise aus dem stetig ansteigenden Schwerlastverkehr, vor allem jedoch aus den im Laufe der letzten Jahrzehnte häufig und mitunter grundlegend modifizierten Querkraftnachweise. Infolge dieser Modifikationen änderten sich auch die konstruktiven Anforderungen an die Querkraftbewehrung. Zudem wurde in Deutschland erst im Jahr 1966 eine verbindliche Mindestquerkraftbewehrung normativ festgelegt. Letztlich ergeben sich aus diesen Modifikationen auf der Einwirkungs- und Widerstandsseite in vielen Fällen (mathematische) Querkrafttragfähigkeitsdefizite, sodass aktuell eine Vielzahl an Betonbrücken querkraftverstärkt oder sogar durch Ersatzneubauten ersetzt werden. Genauere Nachweisverfahren zur Bestimmung der tatsächlichen Querkrafttragfähigkeit sind daher für die Nachrechnung bestehender Spannbetonbrücken von großer Bedeutung.

Das den aktuellen Normen zugrundeliegende parallelgurtige Fachwerkmodell mit Rissreibung wurde im Wesentlichen an Querkraftversuchen an einfeldrigen Stahlbetonträgern kalibriert. Derartige Versuche sind in der einschlägigen Literatur umfangreich dokumentiert und liegen in großer Zahl vor. Aufgrund der i.d.R. gegebenen Kleinmaßstäblichkeit und statischen Einfeldträgersystemen blieb das spezifische Tragverhalten durchlaufender Spannbetonbalken bisher jedoch weitgehend unberücksichtigt. Es ist daher zu vermuten, dass das empirisch hergeleitete idealisierte Fachwerkmodell das spezifische Querkrafttragverhalten derartiger Tragsysteme nicht realitätsnah abbilden kann. Das Tragverhalten repräsentativer Spannbetonträger mit Durchlaufwirkung, also Durchlaufträger bzw. Einfeldträger mit ballastiertem Kragarm, wurde bislang jedoch nur im Rahmen weniger Versuche experimentell untersucht und brauchbar dokumentiert. Zur experimentellen Untersuchung des Querkrafttragverhaltens zweifeldriger Spannbetonträger wurden daher an der TU Dortmund umfangreiche Großversuche durchgeführt, wobei der Fokus auf der Variation des Querkraftbewehrungsgrades und der Belastungsart lag. Diese Versuche und die mithilfe umfangreicher Messtechnik bestimmten Ergebnisse werden umfassend dokumentiert und ausgewertet. Die Druckbogenwirkung in den Spannbetonbalken kann dabei auch messtechnisch erfasst und belegt werden.

Mithilfe des FE-Programmsystems ABAQUS werden die durchgeführten Großversuche numerisch nichtlinear simuliert und analysiert. Dazu werden zunächst das phänomenologischen Werkstoffverhaltens von Beton, Betonstahl und Spannstahl sowie die Grundalgen der numerischen Umsetzung des jeweiligen Werkstoff- und Verbundverhaltens beschrieben. Im Rahmen der anschließenden numerischen Simulationen wird untersucht, wie sich der Verlauf der inneren Kräfte lastabhängig einstellt. Im Fokus der Auswertungen steht dabei die Untersuchung der Druckbogenwirkung hinsichtlich der Beteiligung am Querkraftlastabtrag. Aufbauend auf den numerischen Simulationen der durchgeführten Großversuche werden weitergehende numerische Parameterstudien durchgeführt. In diesen Studien werden modellierungs-, geometrie- und systemabhängige Einflussgrößen untersucht, welche im Rahmen der experimentellen Untersuchungen nicht variiert und erforscht werden konnten.

Es werden zwei analytische Rechenmodelle zur Ermittlung eines zusätzlichen Querkrafttraganteils infolge Druckbogenwirkung bei der Ermittlung der Querkrafttragfähigkeit vorgespannter Balken vorgestellt: das

Druckbogenmodell (DBM) nach *Maurer* und *Kızıltan* sowie das Erweiterte Druckbogenmodell (EDBM). Bei dem DBM wird dem Fachwerkmodell mit Rissreibung die Tragwirkung eines vereinfacht bestimmten Betondruckbogens überlagert. Der Druckbogenverlauf bestimmt sich aus der Lage der horizontalen Biegedruckkraft in diskreten vertikalen Schnitten unter Berücksichtigung des Biegemomentes und der Vorspannwirkung. Es wird gezeigt, dass das DBM mit ausreichender Genauigkeit zur Ermittlung der Querkrafttragfähigkeit vorgespannter Balken im ungerissenen Zustand I oder bei ausschließlicher Biegerissbildung herangezogen werden kann. Das EDBM hingegen dient der Ermittlung der Querkrafttragfähigkeit vorgespannter Balken bei Schrägrissbildung im Grenzzustand der Tragfähigkeit. Auf Basis dieses Modells lassen sich die experimentell bestimmten Systemtraglasten in sehr guter Näherung erklären und bestimmen. Das EDBM beruht methodisch teilweise auf dem Vorgehen bei Anwendung des DBM. Zusätzlich zur horizontalen Biegedruckkraft wird jedoch auch die horizontale Komponente der geneigten Druckstrebenkräfte aus der Fachwerkwirkung im Steg infolge Querkraft bei der Bestimmung des Druckbogenverlaufes in Ansatz gebracht. Beide Ingenieurmodelle, das DBM und das EDBM, sind insbesondere für die wirklichkeitsnahe Ermittlung der Querkrafttragfähigkeit von Balkenstegen bestehender Betonbrücken entwickelt worden. Bei der Bemessung neuer Brückenbauwerke sollte hingegen weiterhin Wert auf robuste Konstruktionen durch eine querschnittsbezogene Bemessung gelegt werden.

Auf Basis der experimentellen, numerischen und analytischen Untersuchungen wird gezeigt, dass sich bei vorgespannten Balken eine deutliche Druckbogenwirkung einstellen kann. Der Druckbogen ist dabei die Stützzlinie für die gegebene Belastung. Die Form der Stützzlinie unter Einzelbelastung kann näherungsweise durch ein Sprengwerk idealisiert werden; die unter Streckenbelastung entspricht näherungsweise der eines Bogens. Insgesamt zeigen die Versuchsnachrechnungen, dass zur wirklichkeitsnahen Ermittlung der Querkrafttragfähigkeit der untersuchten Versuchsträger der Ansatz eines Betontraganteils infolge Druckbogenwirkung geeignet ist.

Vorwort

Versuche an Spannbetonträgern zeigen, dass die tatsächliche Querkrafttragfähigkeit deutlich größer ist als die nach dem idealisierten Fachwerkmodell in Eurocode 2 rechnerisch ermittelte, selbst bei Ansatz der am Versuchsbauteil bestimmten Mittelwerte der Materialeigenschaften. Mittlerweile haben theoretische und experimentelle Untersuchungen an verschiedenen Forschungseinrichtungen zweifelsfrei gezeigt, dass die höhere Querkrafttragfähigkeit auf einen additiven Betontraganteil zurückzuführen ist. Dieser findet im idealisierten Fachwerkmodell des Eurocode 2 derzeit keine Berücksichtigung.

Das Themenfeld um den Betontraganteil bei der rechnerischen Ermittlung der Querkrafttragfähigkeit ist von prinzipieller Bedeutung sowohl für die Bemessung und Konstruktion von neuen Spannbetonbrücken, als auch besonders für die Bewertung der Tragsicherheit bestehender älterer Spannbetonbrücken. Trotz jahrzehntelanger Forschung auf nationaler und internationaler Ebene zur Beschreibung des Tragverhaltens bei einer Querkraftbeanspruchung von Spannbetonbauteilen fehlt aufgrund des sehr komplexen Zusammenwirkens verschiedener Tragmechanismen bis heute ein allgemein anerkanntes Modell. Weitgehend unstrittig sind die einzelnen Traganteile in qualitativer Hinsicht. Unterschiedliche Auffassungen bestehen jedoch im Hinblick auf ihre vom Beanspruchungsniveau abhängigen Interaktion sowie ihrer zuverlässigen Quantifizierung.

Die große baupraktische Bedeutung resultiert daraus, dass eine Vielzahl bestehender älterer Bauwerke mit den jeweils zum Zeitpunkt ihrer Herstellung gültigen Normen bemessen und hinsichtlich ihrer Bewehrung konstruktiv durchgebildet wurden. Diese Regeln wurden jedoch kontinuierlich weiterentwickelt und an neue wissenschaftlich basierte Erkenntnisse angepasst. Dadurch unterliegen bis heute die entsprechenden Bemessungsmodelle und Konstruktionsregeln bei Querkraft in den Normen starken Veränderungen. Dies hat zur Folge, dass mit den heute gültigen Normen für die älteren Bauwerke des Bestands meist keine ausreichende normgemäße Tragsicherheit bei Querkraft nachgewiesen werden kann.

Herr Gleich hat sich mit seiner Dissertation das Ziel gesetzt, dem Tragverhalten von Spannbetonbalken bei Querkraftbeanspruchung mit verschiedenen Methoden sowohl experimentell als auch theoretisch nachzugehen. Letztere umfassen sowohl numerische Simulationsberechnungen mit der nichtlinearen FEM unter Verwendung des Programmsystems ABAQUS als auch die Entwicklung eines analytischen Rechenmodells. Speziell untersucht er dabei die Fragestellung, in wie weit sich aus der Druckbogenwirkung bei Spannbetonbalken der Betontraganteil zuverlässig quantifizieren lässt, um die tatsächliche Querkrafttragfähigkeit genauer als bisher bestimmen zu können. Dazu muss zunächst der Druckbogenverlauf auch im Bereich der Innenstützen von Durchlaufträgern mit gleichzeitig hoher Querkraft- und Biegebeanspruchung zutreffend bestimmt werden. Dies führt auf eine Erweiterung des bisherigen an Einfeldträgern hergeleiteten Druckbogenmodells (DBM), wie es Kiziltan in Heft 4 der Schriftenreihe Betonbau beschrieben hat. Mit dem „Erweiterten Druckbogenmodell“ (EDBM) ist Herr Gleich in der Lage, die tatsächliche Querkrafttragfähigkeit mit ihren wesentlichen Traganteilen auch von durchlaufenden Spannbetonträgern zutreffend und sehr anschaulich abzubilden. Damit führen seine Untersuchungen zu einem besseren Verständnis des Querkrafttragverhaltens auf Bauteilebene. Die auf unterschiedlichen Wegen experimentell, numerisch und analytisch ermittelten Druckbogenverläufe, weisen eine sehr gute Übereinstimmung auf. Daraus kann Herr Gleich den Schluss ziehen, dass der Druckbogen,

den er dem idealisierten Fachwerkmodell und der Tragwirkung aus den girlandenförmig verlaufenden Spanngliedern überlagert, den entscheidenden zusätzlichen additiven Betontraganteil bei Querkraft liefert.

Der Arbeit kommt auch eine große praktische Bedeutung zu, da mit dem EDBM für bestehende ältere Bauwerke im Rahmen der Stufe 4 der Nachrechnungsrichtlinie noch eine ausreichende Tragfähigkeit bei Querkraft nachgewiesen werden kann und ggf. unnötige aufwändige Verstärkungen oder ein vorzeitiger Abriss und Neubau zumindest vorerst vermieden werden können.

Herr Gleich hat die von ihm durchgeführten Großversuche sehr detailliert und akkurat dokumentiert, damit sie auch noch im Rahmen künftiger wissenschaftlicher Untersuchungen zum Querkrafttragverhalten optimal genutzt werden können.

Univ.-Prof. Dr.-Ing. Reinhard Maurer

November 2019

Vorwort des Autors

Die vorliegende Arbeit entstand zu wesentlichen Anteilen während meiner Tätigkeit als wissenschaftlicher Mitarbeiter am Lehrstuhl Betonbau der TU Dortmund. Mein ausdrücklicher Dank gilt Herrn Univ.-Prof. Dr.-Ing. Reinhard Maurer, Inhaber des Lehrstuhls Betonbau der TU Dortmund, für die Möglichkeit und Anregung zu dieser Arbeit. Ganz besonders möchte ich mich bei Herrn Prof. Maurer für seine sehr wertvolle Unterstützung in Form von zahllosen Gesprächen, das mir entgegengebrachte Vertrauen, seine Loyalität und sein ernsthaftes Interesse an meinem Erfolg bedanken.

Ebenso danke ich Herrn Univ.-Prof. Dr.-Ing. Josef Hegger, Inhaber des Lehrstuhls und Instituts für Massivbau der RWTH Aachen, für die Übernahme des Koreferats, die kritische Durchsicht und Anregungen zu meiner Arbeit sowie Frau Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil. Janette Orlowski für die Übernahme des Vorsitzes der Prüfungskommission.

Ich möchte mich ebenfalls ausdrücklich bei meinen vielen ehemaligen Kolleginnen und Kollegen am Lehrstuhl Betonbau für die freundschaftlich-kollegiale Zusammenarbeit und bei den vielen studentischen Hilfskräften für die tatkräftige Unterstützung bei der Realisierung meiner Großversuche bedanken. Ein besonderer Dank gilt Frau Dr.-Ing. Agnieszka Kolodziejczyk für die vielen konstruktiven, freundschaftlichen und unterstützenden Gespräche und fachlichen Diskussionen.

Ebenso bedanke ich mich herzlich bei den Mitarbeiterinnen und Mitarbeitern der Experimentierhalle, mit ausdrücklichem Dank an Herrn Dipl.-Ing. Christoph Rempe. Ohne dessen enormes Engagement und Unterstützung wären meine experimentellen Untersuchungen kaum umsetzbar gewesen.

Des Weiteren möchte ich mich bei meinen Kolleginnen und Kollegen der Fa. Exponent für ihr Verständnis während der Zeit bedanken, in der ich meine Arbeit parallel zu meinen Büroverpflichtungen abgeschlossen habe. Insbesondere bin ich Herrn Prof. Dr.-Ing. habil. Piotr Noakowski und Herrn Dr.-Ing. Andreas Harling für ihre Unterstützung und das mir entgegengebrachte Vertrauen sehr dankbar.

Auch möchte ich mich von Herzen bei Hilde und René Brüggemann dafür bedanken, mir das Berufsfeld des Bauingenieurs nahegebracht zu haben. Darüber hinaus haben mich die vielen interessanten Gespräche in vielerlei Hinsicht immer wieder unterstützt und inspiriert.

Ein ganz besonderer Dank gilt meinen Eltern und meiner Schwester für ihre stete, liebevolle und bedingungslose Unterstützung. Ohne diese Unterstützung meiner Familie wäre mein Weg ein anderer gewesen.

Schließlich möchte ich mich von Herzen bei meiner Freundin Nadja für ihre Nachsicht und ihr Anspornen bedanken. Und für das Käsebuffet am Tag meiner Verteidigung.

Philipp Gleich

Hamburg, Februar 2020

Inhaltsverzeichnis

1	Einleitung	1
1.1	Ausgangslage	1
1.2	Zielsetzung und Vorgehensweise	3
2	Grundlagen	5
2.1	Allgemeines	5
2.2	Querkrafttragverhalten	5
2.2.1	Versagensarten	5
2.2.2	Tragverhalten im ungerissenen Zustand I	7
2.2.3	Tragverhalten im gerissenen Zustand II	10
2.2.4	Weitere Einflussfaktoren auf das Querkrafttragverhalten	20
2.3	Querkraftbemessung und Querkraftnachrechnung in Deutschland	24
2.3.1	Evolution der Bemessungsvorschriften im Spannbetonbau	24
2.3.2	Modellgrundlagen der DIN EN 1992-2/NA	25
2.3.3	DIN EN 1992-2 und zugehöriger NA	31
2.3.4	Nachrechnungsrichtlinie (NRR)	34
3	Experimentelle Untersuchungen	37
3.1	Allgemeines	37
3.2	Versuchsprogramm	38
3.2.1	Versuchsstand	38
3.2.2	Versuchsablauf	40
3.2.3	Belastung	42
3.2.4	Spannweite und Querschnittsgeometrie	43
3.2.5	Längs- und Querkraftbewehrung	44
3.2.6	Spannglieder und Vorspannung	46
3.3	Messtechnik	47
3.4	Materialeigenschaften	52
3.5	Versuchsergebnisse und Versuchsauswertungen	54
3.5.1	Selektion wesentlicher Belastungsniveaus	54
3.5.2	Schnittgrößen	55
3.5.3	Vorspannkraft	55
3.5.4	Last-Durchbiegungs-Beziehungen	58

3.5.5	Rissbildung und Bruchverhalten.....	60
3.5.6	Stahldehnungen und Stahlspannungen.....	67
3.5.7	Betondehnungen.....	74
3.6	Zusammenfassung.....	82
4	Physikalisches Materialverhalten und numerische Modellierung	83
4.1	Allgemeines.....	83
4.2	Physikalisches Materialverhalten unter mechanischer Beanspruchung.....	83
4.2.1	Beton.....	83
4.2.2	Beton- und Spannstahl.....	89
4.2.3	Tragverhalten des Verbundwerkstoffs Stahlbeton bzw. Spannbeton	90
4.3	Materialmodellierung.....	91
4.3.1	Einführung.....	91
4.3.2	Concrete Damaged Plasticity	91
4.3.3	Betonstahl, Spannstahl und Baustahl.....	100
4.3.4	Verbund.....	100
4.4	Zusammenfassung.....	101
5	Numerische Simulationen.....	103
5.1	Allgemeines.....	103
5.2	Strukturmodellierung.....	103
5.2.1	Modellbildung.....	103
5.2.2	Elementwahl und Diskretisierung.....	103
5.2.3	Vorspannung	104
5.2.4	Lagerungen und Lasten.....	104
5.2.5	Sonderbereiche	105
5.3	Postprocessing.....	106
5.3.1	Allgemeine Übersicht.....	106
5.3.2	Vorgehen bei der Bestimmung des Druckbogenverlaufs der numerischen Simulation.....	107
5.4	Simulation durchgeführter Großversuche	109
5.4.1	Allgemeines	109
5.4.2	Zum Ansatz des Viskositätsparameters.....	111
5.4.3	Versuchsträger unter Einzellasten (DLT 1 – DLT 3).....	113

5.4.4	Versuchsträger unter Streckenlast (DLT 4)	127
5.5	Numerische Parameterstudien	133
5.5.1	Zum Einfluss des Querkraftbewehrungsgrades	134
5.5.2	Zum Einfluss des Vorspanngrades	137
5.5.3	Zum Einfluss der Laststellung	141
5.5.4	Zum Einfluss des Lastbildes	143
5.5.5	Zum Einfluss der Biegeschlankheit	146
5.6	Zusammenfassung	151
6	Analytisches Ingenieurmodell	153
6.1	Allgemeines	153
6.1.1	Verwandte Modellvorstellungen	153
6.2	Das Druckbogenmodell (DBM)	155
6.2.1	Allgemeines	155
6.2.2	Methodik bei der Anwendung	156
6.2.3	Annahmen und Vereinfachungen	157
6.3	Das Erweiterte Druckbogenmodell (EDBM)	158
6.3.1	Allgemeines	158
6.3.2	Methodik bei der Anwendung	163
6.3.3	Annahmen und Vereinfachungen	165
6.4	Nachrechnung der Dortmunder Großversuche	165
6.4.1	Querkrafttragfähigkeit gem. DIN EN 1992-2/NA	165
6.4.2	Zum Ansatz der Druckstrebenneigung bei Versuchsnachrechnungen	165
6.4.3	Querkrafttragfähigkeit im GZT	167
6.4.4	Zum Ansatz des Lastangriffs von F_{cwh}	178
6.5	Gegenüberstellung experimentell, numerisch und analytisch bestimmter Druckbogenverläufe	179
6.5.1	Allgemeines	179
6.5.2	Übergang DBM zu EDBM	180
6.5.3	Versuchsträger DLT 1	184
6.5.4	Versuchsträger DLT 2	184
6.5.5	Versuchsträger DLT 3	184
6.5.6	Versuchsträger DLT 4	186

6.6 Zusammenfassung.....	188
7 Zusammenfassung und Ausblick.....	189
7.1 Zusammenfassung.....	189
7.2 Ausblick.....	192
Literatur.....	195
Tabellenverzeichnis	207
Anhang	209

Abkürzungsverzeichnis

B-Bereich	Bernoulli-Bereich
BASt	Bundesanstalt für Straßenwesen
BPZ	Bruchprozesszone
CDP	Concrete Damaged Plasticity
D-Bereich	Diskontinuitätsbereich
DIN	Deutsches Institut für Normung
DLT	Durchlaufträger
DMS	Dehnungsmessstreifen
E-Modul	Elastizitätsmodul
EN	Europäische Norm
ESZ	Ebener Spannungszustand
FA	Festanker eines Spanngliedes
FB	Fachbericht
FE	Finite-Elemente
FEM	Finite-Elemente-Methode
Gl.	Gleichung
GZG	Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit
GZT	Grenzzustand der Tragfähigkeit
ISO	International Organization for Standardization
KMD	Kraftmessdose
LS	Laststufe
LVK	Last-Verformungskurve oder Last-Verformungskurven
MCFT	Modified Compression Field Theory
NA	Nationaler Anhang
NRR	Richtlinie zur Nachrechnung von Straßenbrücken (Nachrechnungsrichtlinie)
QK	Querkraft
RH	Relative Luftfeuchte der Umgebung
Rili	Richtlinie
SA	Spannanker eines Spanngliedes
SDL	Spannungs-Dehnungs-Linie
SPG	Spannglied
TU	Technische Universität
VBA	Visual Basic for Applications
WA	Wegaufnehmer
Z ^I	Zustand I, Querschnitt ungerissen
Z ^{II}	Zustand II, Querschnitt gerissen
ZB	Zusätzliche Bestimmungen

Lateinische Großbuchstaben

A_n	Summe der projizierten Kontaktfläche der Gesteinskörner normal zur Rissfläche
A_p	Querschnittsfläche des Spannstahls
$A_{s,i}$	Querschnittsfläche eines Querkraftbewehrungselements
A_{sl}	Fläche der Längsbewehrung
A_{sw}	Querschnittsfläche der Querkraftbewehrung
A_t	Summe der projizierten Kontaktfläche der Gesteinskörner tangential zur Rissfläche
D	Schädigungsparameter
D_{max}	Größtkorndurchmesser
E_{cm}	Mittlerer Elastizitätsmodul des Betons als Sekante
E_{pm}	Mittlerer Elastizitätsmodul des Spannstahl
E_{sm}	Mittlerer Elastizitätsmodul des Betonstahls
F	Einzellast, Kraft
F_c	Biegedruckkraft, horizontale Druckbogenkraft gem. DBM
$F_{c,M+V}$	Horizontale Biegedruckkraft gem. EDBM
F_{cd}	Bemessungswert der Betondruckkraft in Richtung der Längsachse des Bauteils
F_{cdw}	Bemessungswert der schrägen Betondruckstreben infolge Querkraft
F_{ch}	horizontale Biegedruckkraft
F_{cw}	Schrägen Betondruckstrebenkraft infolge Querkraft
F_{cwh}	Horizontale Kraftkomponente der schrägen Betondruckstrebe infolge Querkraft
F_{pd}	Bemessungswert der Spannstahlkraft
F_{sd}	Bemessungswert der Zugkraft der Biegebewehrung aus Betonstahl
F_{sdw}	Bemessungswert der summierten Bügelkräfte entlang eines schrägen Schnitts
F_{s+p}	Resultierende Zugkraft im Beton- und Spannstahl
$F_{u,Exp}$	Experimentell ermittelte Systemtraglast
$F_{u,Sim}$	Systemtraglast einer numerischen Simulation
G	Konstruktionseigengewicht
G_{cl}	Zerstauchungsenergie
K_c	Invariantenverhältnis auf Zug- und Druckmeridianen
M_E	Einwirkendes Biegemoment
N_{Ed}	Bemessungswert der Längsdruckkraft im Querschnitt
P	Vorspannung
$P_{0a,SA,Exp}$	Gemessene Vorspannkraft vor dem Verankern der Spannglieder am Spannanker
$P_{0e,SA,Exp}$	Gemessene Vorspannkraft nach dem Verankern der Spannglieder am Spannanker
$P_{m0,FA,Exp}$	Gemessene Vorspannkraft direkt nach dem Verankern der Spannglieder am Festanker
$P_{m0,FA,calc}$	Rechnerische Vorspannkraft direkt nach dem Verankern der Spannglieder am Festanker
V_{Ed0}	Bemessungswert der einwirkenden Querkraft
V_{BPZ}	Querkrafttraganteil der Bruchprozesszone des Betons
V_{cc}	Querkrafttraganteil der Betondruckzone, auch Querkrafttraganteil des Betons infolge Druckbogenwirkung
V_{ccd}	Bemessungswert der Querkraftkomponente in der Druckzone bei geneigtem Druckgurt

V_{cr}	Querkrafttraganteil des Betons infolge Rissuferverzahnung
V_D	Querkrafttraganteil infolge Dübelwirkung der Biegezugbewehrung
V_{Ed}	Bemessungswert der einwirkenden Querkraft, welche durch Querkraftbewehrung aufgenommen werden muss
V_p	Querkrafttraganteil infolge Vorspannwirkung (häufig auch synonym für den statisch bestimmten Anteil der Querkraft infolge Vorspannwirkung verwendet)
$V_{p,dir}$	Statisch bestimmter Anteil der Querkraft infolge Vorspannwirkung
$V_{p,ind}$	Statisch unbestimmter Anteil der Querkraft infolge Vorspannwirkung
V_{Rd}	Bemessungswert des Querkraftwiderstands
$V_{Rd,c}$	Bemessungswert des Querkraftwiderstands eines Bauteils ohne Querkraftbewehrung
$V_{Rd,cc}$	Bemessungswert des Betontraganteils infolge Rissverzahnungswirkung
$V_{Rd,max}$	Bemessungswert des durch die Druckstrebenfestigkeit begrenzten maximalen Querkraftwiderstands
$V_{Rd,s}$	Bemessungswert des durch die Fließgrenze der Querkraftbewehrung begrenzten Querkraftwiderstands
V_{Rs}	Querkrafttraganteil der Querkraftbewehrung
V_{td}	Bemessungswert der Querkraftkomponente in der Zugbewehrung bei geneigtem Zuggurt
V_u	Querkrafttragwiderstand

Lateinische Kleinbuchstaben

a	Schubspannweite
b_c	Schädigungsparameter im Druckbereich
b_F	Breite des Flansches eines Querschnitts
b_t	Schädigungsparameter im Zugbereich
b_w	Kleinste Querschnittsbreite zwischen Zug- und Druckgurt
d	Statische Höhe
d_p	Statische Höhe des Spannstahls
d_s	Statische Höhe des Betonstahls
f	Frequenz, Streckenlast
$f_{c,cube}$	Würfeldruckfestigkeit von Beton
f_{cm}	Mittelwert der Zylinderdruckfestigkeit des Betons
$f_{cm,cube}$	Mittelwert der Würfeldruckfestigkeit des Betons
f_{ct}	Zentrische Betonzugfestigkeit
f_{ctm}	Mittelwert der zentrischen Betonzugfestigkeit
$f_{p0,1}$	Technische Fließspannung des Spannstahls
f_{ym}	Mittelwert der Streckgrenze des Betonstahls
f_{ywd}	Bemessungswert der Streckgrenze der Querkraftbewehrung
h	Höhe eines Querschnitts
h_F	Höhe des Flansches eines Querschnitts
l	Feldspannweite

s_w	Abstand der Querkraftbewehrung entlang der Bauteilachse
w	Rissbreite
w_c	Kritische Rissöffnung
w_{cr}	Rissöffnung (senkrecht zum Riss)
x	Druckzonenhöhe; Position längs eines Balkens
z	Innerer Hebelarm
z_s	Innerer Hebelarm bezogen auf die Schwerelinie des Betonstahls
z_p	Innerer Hebelarm bezogen auf die Schwerelinie des Spannglieds
z_{gew}	Gewichteter innerer Hebelarm
z_{M+V}	Innerer Hebelarm bei Querkraftbiegung

Griechische Buchstaben

α	Winkel zwischen Querkraftbewehrung und der rechtwinklig zur Querkraft verlaufenden Bauteilachse
α_{cw}	Beiwert zur Berücksichtigung des Spannungszustandes im Druckgurt
α_e	Formgebungsparameter zur Beschreibung der Fließregel
β_r	Winkel zwischen Rissneigung und der Bauteilachse
β_z	Charakteristischer Wert der Spannstahlzugfestigkeit gem. DIN 4227 Teil 1:10-1953
$\Delta \varepsilon_p$	Dehnungsänderung im Spannglied
Δ_{cr}	Rissgleitung (parallel zum Riss)
ε	Dehnung
ε_1	Hauptzugdehnung
ε_2	Hauptdruckdehnung
ε_p	Dehnung des Spanngliedes
$\varepsilon_{p0,1}$	0,1%-Dehngrenze des Spannstahls
$\varepsilon_{p,0}$	Vordehnung des Spanngliedes
θ	Druckstrebenwinkel
θ_B	Druckstrebenwinkel im B-Bereich
θ_{LS}	Resultierender Druckstrebenwinkel unter einer Laststufe, welche unterhalb der Laststufe im GZT liegt
θ_{Ri}	Resultierender Druckstrebenwinkel innerhalb eines Druckstrebenfächers im D-Bereich
λ_B	Biegeschlankheit
λ_S	Schub schlankheit
μ	Viskositätsparameter, Reibbeiwert zwischen Spannglied und Hüllrohr, Reibungskoeffizient zwischen Gesteinskörnung und Zementmatrix
v_1	Abminderungsbeiwert für die Betonfestigkeit bei Schubrisen
v_c	Querdehnzahl von Beton
ρ_l	Geometrisches Bewehrungsverhältnis der Längsbewehrung
$\rho_{w,geo}$	Geometrisches Bewehrungsverhältnis der Querkraftbewehrung
$\rho_{w,min}$	Mindestquerkraftbewehrungsgrad

η	Faktor zur Anpassung der Druckstrebenneigung im Rahmen des EDBM
σ	Spannung
σ_1	Hauptzugspannung
σ_2	Hauptdruckspannung
σ_c	Spannung im Beton
σ_{cp}	Bemessungswert der Betonlängsspannung in Höhe des Schwerpunkts des Querschnitts
σ_{cr}	Spannungskomponente infolge Rissreibung senkrecht zum Riss
σ_{pu}	Druckfestigkeit der Zementmatrix
σ_s	Spannung im Stahl
$\sigma_{s,i}$	Spannung eines Querkraftbewehrungselements
σ_x	Spannung in Balkenlängsrichtung
τ_{cr}	Spannungskomponente infolge Rissreibung parallel zum Riss
τ_{xy}	Schubspannung im Schnitt senkrecht zur Balkenlängsachse
ψ	Dilatanzwinkel

1 Einleitung

1.1 Ausgangslage

Im Laufe der letzten Jahrzehnte wurde ein kontinuierlich ansteigendes Verkehrsaufkommen verzeichnet. Dies betrifft insbesondere die Bundesfernstraßen. Das daraus resultierende Verkehrslastenniveau überschreitet häufig das ursprünglich zugrunde gelegte, sodass eine Brückennachrechnung erforderlich wird. Diese sind immer dann durchzuführen, wenn eine Brücke für ein höheres als das ursprünglich zugrunde gelegte Verkehrslastniveau nachgewiesen werden soll.

Die Nachrechnung von bestehenden, älteren Spannbetonbrücken wird durch die Richtlinie zur Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand (NRR) [11] geregelt. Sie dient dem Ziel, die Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit bestehender Straßenbrücken insbesondere unter Berücksichtigung des gestiegenen Verkehrsaufkommens und der Fortentwicklung des Standes der Technik und Wissenschaft realistisch zu beurteilen. Die Nachrechnungsrichtlinie soll dabei die Nachrechnung vereinfachen, vereinheitlichen und ein angepasstes Vorgehen ermöglichen [102]. Sie soll jedoch vor allem gegenüber den aktuellen Normen für Neubauten die Aktivierung von Tragreserven ermöglichen. Für weitere Details zur Nachrechnungsrichtlinie wird insbesondere auf [11; 47; 102–104; 146] verwiesen.

Die Beurteilung eines Brückenbauwerks im Rahmen der Nachrechnung beruht auf einem mehrstufigen Verfahren, bei dem die Nachweisführung und der Untersuchungsaufwand unter Berücksichtigung des Ziellastniveaus und der Sicherheitsanforderungen modifiziert werden kann. Diese Modifikationen können dabei auf der Einwirkungs- und der Widerstandsseite erfolgen.

Der Stufe 1 liegt die Nachweisführung auf Basis des DIN-Fachberichts 102 [28] zugrunde. Da im Rahmen der Stufe 1 für alle Brücken der selbe Beurteilungsmaßstab („Berechnung wie neu“ [49]) zugrunde gelegt wird, lassen sich die vorhandenen Defizite gut identifizieren, bewerten und vergleichen [103]. Man erlangt so ein aussagkräftiges Gesamtbild der Tragfähigkeitsdefizite eines Bauwerks im Vergleich zum heutigen Stand der Normung. Im Rahmen der Stufe 2 Nachrechnungen werden spezielle, die Stufe 1 ergänzende, Regelungen berücksichtigt, um Tragreserven rechnerisch zu aktivieren. Die Bearbeitungsstufe 2 wird praktisch bei jeder Nachrechnung älterer Brücken erforderlich, da die gestiegenen Anforderungen und die an neue wissenschaftliche Erkenntnisse angepassten Bemessungskonzepte beim Nachweis nach Stufe 1 von bestehenden Betonbrücken die Ausnutzung von Tragreserven zwangsläufig erfordern. Bei Bedarf können im Rahmen der Stufe 3 zusätzlich Messergebnisse am Bauwerk ermittelt werden, um die Rechenmodelle besser an das tatsächliche Tragverhalten anpassen zu können.

In der Stufe 4 werden wissenschaftliche Methoden zum Nachweis der Tragsicherheit zugelassen, welche zumeist auf nicht normativ geregelten Bemessungsmodellen oder speziellen geometrisch und physikalisch nichtlinearen Verfahren beruhen. Auch wird zugelassen, auf Basis genauerer probabilistischer Methoden die ausreichende Tragsicherheit nachzuweisen. Dabei darf die Stufe 4 mit den Stufen 2 und 3 kombiniert werden. Nachrechnungen in der Stufen 3 und 4 bleiben jedoch Ausnahmefällen vorbehalten und werden nur dann beauftragt, falls die Nachweise in Stufe 2 nicht geführt werden konnten und die Zustimmung der obersten Bauaufsichtsbehörde vorliegt. Derartige

Bearbeitungen machen eine Zustimmung im Einzelfall erforderlich und werden daher in der Praxis nur selten beauftragt.

Seit Einführung der Nachrechnungsrichtlinie im Mai 2011 wurden umfangreiche Erfahrungen bei der Nachrechnung bestehender Betonbrücken gesammelt. Einige Bemessungsnachweise können dabei häufig bereits in Stufe 1 erbracht werden, etliche kritische Nachweise erfordern jedoch Modifikationen und Detailuntersuchungen in Stufe 2 [49]. Kritisch zeigen sich nach *Haveresch* [49] und *Marzahn* et al. [103] im Allgemeinen die folgenden Nachweise in der ersten Bearbeitungsstufe der Nachrechnungsrichtlinie:

- Querkraft in Längsrichtung
- Schubfeste Gurtanschlüsse
- Torsionsbügel- und Torsionslängsbewehrung
- Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreiten und Betondeckung
- Überbelastung der Betondruckzone bei schlanken Überbauten
- Plattenbiegung in Querrichtung bei sehr großen Stegabständen
- Rechnerisches Ankündigungsverhalten bei Spannstahl mit erhöhter Gefährdung durch Spannungsrissskorrosion
- Dekompression
- Ermüdung, besonders in Koppelfugen

Zur Nachrechnung von Betonbrücken stehen mittlerweile sehr umfassende Erfahrungen zur Verfügung, wie z.B. in [10; 35; 41; 47–49; 51–53; 55; 56; 59; 68; 69; 78; 89; 102–104; 106; 109; 111; 112; 117; 124; 126; 133; 136; 140; 142; 143; 153; 154; 158; 163] dokumentiert.

Im Zuge der Nachrechnung in Stufe 2 erweist sich häufig insbesondere die vorhandene Querkraftbewehrung in Brückenlängsrichtung als stark unterdimensioniert. Da Maßnahmen zur Verstärkung oder Ersatzneubauten mit erheblichen Kosten und Verkehrseinschränkungen verbunden sind, können Stufe 4 Nachrechnungen auf Basis wissenschaftlicher Methoden aus volkswirtschaftlicher Perspektive sehr zweckmäßig sein. Im Rahmen dieser Nachrechnungen in Stufe 4 haben sich für den Nachweis der Querkrafttragfähigkeit des Brückenlängssystems insbesondere die folgenden Methoden etabliert [103]:

- Ansatz nach *Hegger / Görtz* [57; 45] und *Hegger / Herbrand* [56; 60]
- Druckbogenmodell nach *Maurer / Kızıltan* [114; 80],
- Erweitertes Druckbogenmodell nach *Maurer / Gleich* [41; 56],
- Nachweise auf Grundlage der Modified Compression Field Theory von *Vecchio / Collins* [152],
- Nichtlineare FEM-Berechnungen,
- Erweiterte Technische Biegelehre [88; 77].

Dabei sind die Ursachen für Querkrafttragfähigkeitsdefizite bestehender, älterer Betonbrücken sowohl auf der Einwirkungs-, als auch auf der Widerstandsseite zu finden. Auf der Einwirkungsseite erklären sich die abweichenden Schnittgrößen gegenüber der Bestandsstatiken insbesondere durch höher anzusetzende Verkehrslasten (Aufstufung Ziellastniveau), neu zu berücksichtigende Temperaturlasten und die Verwendung genauerer Berechnungsverfahren (FEM). Da jedoch bei massiven Betonbrücken

das Konstruktionseigengewicht die dominierende Belastung darstellt, resultieren aus den erhöhten Einwirkungen in Brückenlängsrichtung i.d.R. nur moderate Schnittgrößenerhöhungen von 5% bis 10% [49]. In Brückenquerrichtung wirken sich die neuen Verkehrslastmodelle hingegen deutlich stärker aus. Auf der Widerstandsseite ist häufig eine gänzlich fehlende oder zu geringe Mindestquerkraftbewehrung ursächlich für die rechnerischen Tragfähigkeitsdefizite, da erst ab 1966 eine Mindestquerkraftbewehrung bei Balkenstegen verbindlich gefordert wurde. Die Problematik des Querkraftnachweises ist jedoch vor allem bedingt durch die Weiterentwicklung der Bemessungsmodelle im Laufe der letzten Jahrzehnte: Durch die Umstellung des Bemessungskonzeptes von einer Deckung der Hauptzugspannung durch Schubbewehrung zum Fachwerkmodell (vgl. Abschnitt 2.3.1) wird eine größere Bewehrung erforderlich. Dies liegt auch darin begründet, dass sich entsprechend zu den Bemessungsvorschriften auch die Anforderungen an die konstruktive Durchbildung der Querkraftbewehrung geändert haben. So lassen sich beispielsweise die früher häufig zur Abdeckung der Hauptzugspannungen verbauten offenen Steckbügel nicht mehr mit einem parallelgurtigen Fachwerkmodell in Einklang bringen, bei dem die Querkraftbewehrung die Längsbewehrung in der Zugzone umschließen muss und in der Druckzone wirksam zu verankern ist. Die Wirksamkeit derartiger Querkraftbewehrungselemente bei der Bemessung mit dem Fachwerkmodell ist daher fraglich [36; 144].

Letztlich zeigen sich daher bei älteren Betonbrücken in Stufe 1 erhebliche rechnerische Tragfähigkeitsdefizite, sodass in Teilbereichen eines Tragwerks nicht selten bis zu 50% der erforderlichen Querkraftbewehrung fehlen [49]. Diese Aussage unterstreichen auch die von *Fischer et al.* [35] durchgeführten systematischen Auswertungen der Ergebnisse von Nachrechnungen von 146 Betonbalkenbrücken (Bild 1-1).

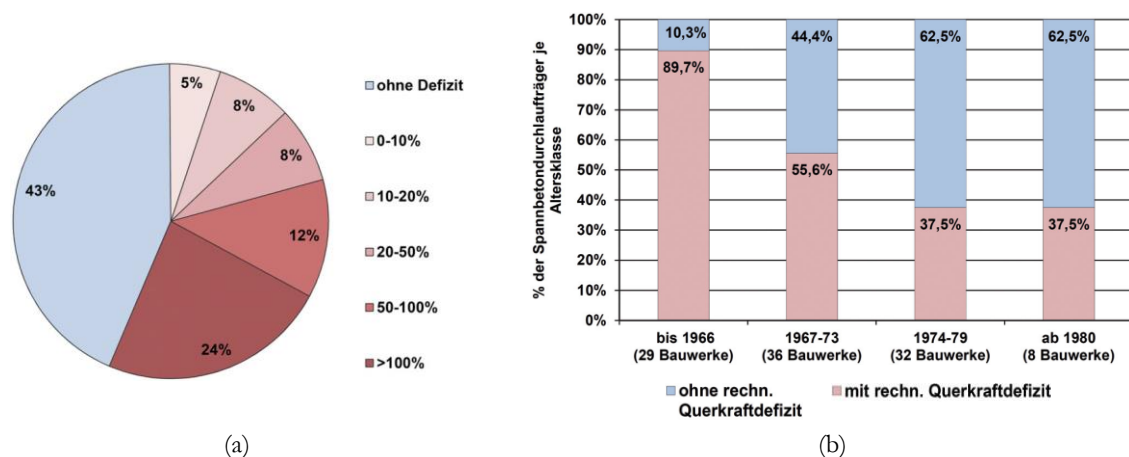


Bild 1-1: Auswertung von Brückennachrechnungen in Abhängigkeit vom Baujahr: (a) Ergebnisse der Querkraftnachweise – rechnerische Defizitverteilung aller Balkenbrücken mit Querkraftbewehrung, (b) Spannbetondurchlaufträger mit rechnerischem Querkraftdefizit – prozentuale Übersicht der Bauwerke je Altersklasse, entnommen und modifiziert aus [36]

1.2 Zielsetzung und Vorgehensweise

Die vorliegende Arbeit befasst sich mit der Querkrafttragfähigkeit vorgespannter Balken in Längsrichtung und bildet die Grundlage für die Verifizierung des analytischen „Erweiterten Druckbogenmodells“, welches im Zuge von Stufe 4 Nachrechnungen bereits Anwendung gefunden hat. Die Basis der Arbeit bilden experimentelle Untersuchungen an großformatigen, durchlaufenden

Spannbetonträgern an der TU Dortmund. Im Rahmen der vorliegenden Dissertation wird im Zuge der Auswertung der Dortmunder Durchlaufträgerversuche schwerpunktmäßig der Frage nachgegangen, in wie weit sich aus der Druckbogenwirkung bei Spannbetonbalken ein zuverlässig quantifizierbarer Betontraganteil herleiten lässt. Ein derartiges Tragverhalten bei vorgespannten Trägern hatte bereits *Fritz Leonhardt* in den 50er-Jahren des letzten Jahrhunderts angenommen [93; 94], jedoch konnten mangels einschlägiger Versuche sowie der seinerzeit begrenzten rechnerischen Möglichkeiten keine umfassenden Untersuchungen durchgeführt werden. Auch *Kiziltan* standen für seine umfangreichen Druckbogenuntersuchungen [80; 114] an einfeldrigen Spannbetonbalken noch keine Versuchsergebnisse vorgespannter Durchlaufträger zur Verfügung. Es sei angemerkt, dass der Begriff *Druckbogen* in der vorliegenden Arbeit synonym für den Verlauf der inneren resultierenden Betondruckkraft verwendet wird, welcher sich lastabhängig im Träger ausbildet.

Die vorliegende Arbeit gliedert sich in insgesamt sieben Kapitel. Im Anschluss an die Einleitung in Kapitel 1 werden in Kapitel 2 die Grundlagen zum Querkrafttragverhalten von Stahl- und Spannbetonbalken vorgestellt. Es werden zudem die Bemessungskonzepte der aktuellen Normen DIN EN 1992-1-1 [23] und DIN EN 1992-2 [26] (jeweils mit zugehörigem Nationalen Anhang) sowie das Nachweiskonzept für Querkraft gemäß der Nachrechnungsrichtlinie [11] vorgestellt.

Zur experimentellen Untersuchung des Querkrafttragverhaltens zweifeldriger Spannbetonträger wurden an der TU Dortmund aufwändig instrumentierte Großversuche durchgeführt. Diese Versuche und die mithilfe umfassender Messtechnik bestimmten Ergebnisse werden in Kapitel 3 umfassend dokumentiert und ausgewertet. Besonders zu erwähnen ist, dass im Rahmen einiger experimenteller Untersuchungen der Druckbogenverlauf am Bauteil messtechnisch erfasst und anschaulich visualisiert werden konnte.

Mithilfe des Programmsystems ABAQUS werden die durchgeführten Großversuche numerisch nichtlinear simuliert. Das Programmsystem wird dazu im Hinblick auf das physikalisch nichtlineare Materialverhalten und dessen numerischer Modellierung in Kapitel 4 verifiziert.

In Kapitel 5 werden die Ergebnisse durchgeführter nichtlinearer Simulationsberechnungen mit ABAQUS dargestellt. Im Rahmen dieser Simulationen werden zunächst die durchgeführten Großversuche numerisch simuliert und ausgewertet. Anschließend werden Parameterstudien zum Einfluss einzelner Parameter auf das numerische Tragverhalten durchgeführt. Im Rahmen der Simulationen stehen die Ermittlung des Druckbogenverlaufes und der daraus resultierende Betontraganteil im Vordergrund.

Im Kapitel 6 wird das Erweiterte Druckbogenmodell, ein analytisches Rechenmodell zur Beschreibung des Betontraganteils bei Querkraft infolge Druckbogenwirkung, vorgestellt. Die durchgeführten Großversuche werden auf Basis dieses Modells nachgerechnet. Die im Zuge dieser analytischen Nachrechnungen bestimmten Druckbogenverläufe werden anschließend den messtechnisch und numerisch bestimmten Druckbogenverläufen gegenübergestellt.

In Kapitel 7 wird eine Zusammenfassung der wesentlichen Erkenntnisse im Hinblick auf die Nachrechnung bestehender Brückenbauwerke geliefert. Zudem werden offene Fragen formuliert und der weitere Forschungsbedarf im Hinblick auf die Querkrafttragfähigkeit durchlaufender Spannbetonträger sowie insbesondere des Erweiterten Druckbogenmodells beschrieben.

2 Grundlagen

2.1 Allgemeines

Die Erforschung des Querkrafttragverhaltens von Stahlbetonbalken beschäftigt Forscher seit Beginn des 20. Jahrhunderts. Mittlerweile existieren international sowie national eine Vielzahl an wissenschaftlichen Ingenieurmodellen zur Beschreibung der Querkrafttragfähigkeit von Stahl- sowie Spannbetonbalken. Dabei besteht in der Fachwelt grundsätzlich Einigkeit über die wesentlichen Querkrafttraganteile. Uneinigkeit besteht jedoch im Hinblick auf das qualitative und quantitative Zusammenspiel dieser Querkrafttraganteile und ihre Wechselwirkung.

Das folgende Kapitel liefert einen Überblick über Grundlagen zum Querkrafttragverhalten von Stahlbeton- und Spannbetonbalken. Es wird das Querkrafttragverhalten von ungerissenen und gerissenen Querschnitten vorgestellt, im Fokus steht jedoch die Beschreibung des Querkrafttragverhaltens von Stahl- und Spannbetonbalken mit Querkraftbewehrung im gerissenen Zustand II. Aufgrund der Vielzahl bestehender Ingenieurmodelle zur Beschreibung der Querkrafttragfähigkeit von Spannbetonbalken erfolgt keine dezidierte Vorstellung und Diskussion einzelner Ingenieurmodelle. Stattdessen werden die wesentlichen Querkrafttraganteile, welche in den vielfältigen Nachweismodellen in variierender Gewichtung Einzug finden, separat voneinander beschrieben. Anschließend wird ein Überblick über die Evolution der Bemessungsvorschriften in Deutschland im Spannbetonbrückenbau geliefert und es erfolgt eine kurze Vorstellung der aktuell gültigen Bemessungsvorschrift DIN EN 1992-2 für Betonbrücken. Zuletzt wird eine Übersicht über die für die Bewertung der Tragfähigkeit bestehender Brücken maßgebende einschlägige Nachrechnungsrichtlinie geliefert und es werden Erfahrungen der Fachwelt bei der Nachrechnung bestehender Spannbetonbrücken dargelegt.

2.2 Querkrafttragverhalten

2.2.1 Versagensarten

Die im folgenden aufgeführten Versagensbeschreibungen gehen im Wesentlichen auf *Herbrand* [60] zurück. Bild 2-1 zeigt schematisch typische Querkraftversagensarten nicht-querkraftbewehrter Balken. Bei gegliederten Querschnitten, insbesondere I-Querschnitten mit dünnen Stegen oder vorgespannten T-Querschnitten, kann es im Steg zur Schubrissbildung kommen (Bild 2-1 (a)). Diese Stegshubrisse gehen nicht aus Biegerissen hervor, sondern sind auf die lokale Überschreitung der Betonzugfestigkeit durch die Hauptzugspannung zurückzuführen, während gleichzeitig die aufnehmbare Hauptdruckspannung lediglich in geringem Maße ausgenutzt wird.

Häufig ist im Rahmen von Versuchen auch zu beobachten, dass sich geneigte Schubrisse aus zunächst näherungsweise vertikalen Biegerissen (Primärriss) entwickeln (Bild 2-1 (b)). Dieses Biegeschubversagen wird insbesondere durch das Abflachen eines Risses bis in die Druckzone und einen näherungsweise horizontalen unteren Ast entlang der unteren Längsbewehrung (Sekundärriss) gekennzeichnet.

Im Falle eines Verankerungsversagens (Bild 2-1 (c)) der Biegezugbewehrung (auch Verankerungsbruch genannt) kann sich im Bruchzustand ein Rissbild zeigen, das dem eines Biegeschubrisses ähnelt. Dabei entwickelt sich der kritische Schubriss jedoch nicht primär aus einem Biegeriss, sondern entsteht

zunächst entweder infolge eines lokalen Verbundversagens zwischen Biegezugbewehrung und Beton oder infolge der Delamination der Betondeckung bei stark längsbewehrten Balken.

Bei kurzen, stark längsbewehrten Balken erfährt die Biegedruckzone erhebliche Schub- und Längsspannungen, woraus ein sprödes Druckzonenversagen resultieren kann (Bild 2-1 (d)). In der Literatur wird dieses Versagen zumeist als Schubdruckversagen bezeichnet.

Insbesondere bei gedrunghenen Balken kann sich eine erhebliche Sprengwerk- bzw. Druckbogenwirkung einstellen. Durch die sich daraus ergebenden hohen Druckspannungen werden die aufnehmbaren Querkzugspannungen reduziert, woraus letztlich ein Aufspalten der Betondruckstrebe längs des Lastpfades resultieren kann (Bild 2-1 (e)).

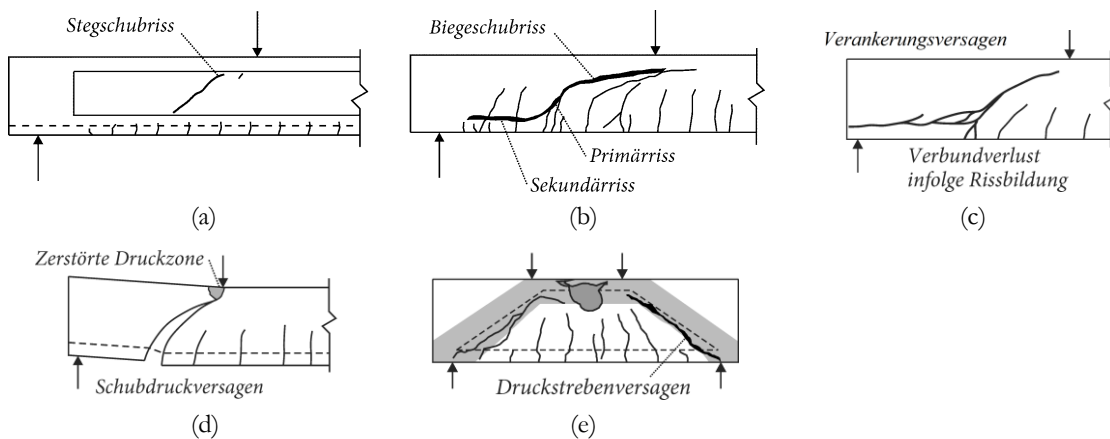


Bild 2-1: Versagensarten bei Balken ohne Querkraftbewehrung: (a) Stegschubversagen, (b) Biegeschubversagen, (c) Verankerungsversagen, (d) Schubdruckversagen, (e) Druckstrebenversagen, entnommen und modifiziert aus [60]

Bild 2-2 zeigt schematisch typische Querkraftversagensarten querkräftbewehrter Balken. Ursächlich für das Versagen ist häufig das Fließen bzw. Reißen der Querkraftbewehrung (Bild 2-2 (a)). Stark querkräftbewehrte Balken oder profilierte Balken mit dünnen Stegen versagen jedoch i.d.R. in der Druckstrebe des Betons (Bild 2-2 (b)). Bei wirtschaftlich stark optimierter Bemessung eines Balkens kann bei geringen Querkraftbewehrungsgraden gleichzeitig ein Versagen der Druckstrebe und der Bügel auftreten.

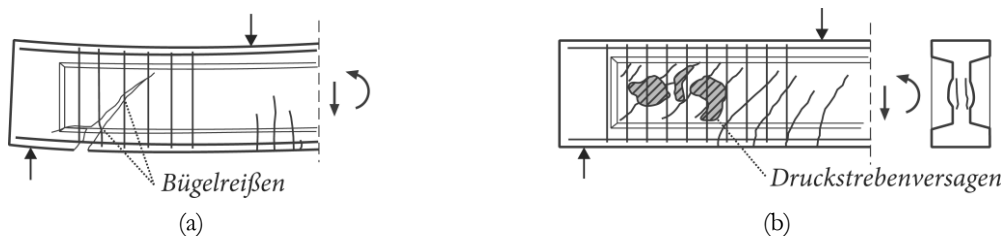
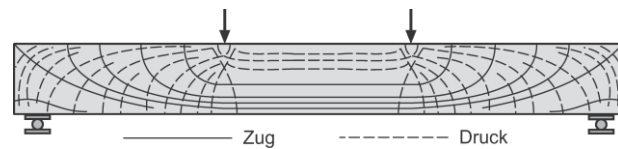


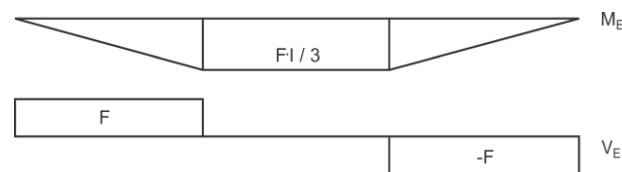
Bild 2-2: Versagensarten bei Balken mit Querkraftbewehrung: (a) Versagen infolge Bügelreißen, (b) Druckstrebenversagen, entnommen und modifiziert aus [60]

2.2.2 Tragverhalten im ungerissenen Zustand I

In ungerissenen Tragwerken mit isotropem Materialverhalten entstehen Hauptzugspannungen σ_1 und Hauptdruckspannungen σ_2 aus den Beanspruchungen. Diese Hauptspannungen verlaufen gegenüber der Balkenlängsachse geneigt, wenn gleichzeitig eine Querkraft wirksam ist. Bild 2-3 zeigt den Verlauf der Hauptspannungen in einem Trajektorienbild am Beispiel eines Einfeldträgers unter zwei Einzellasten. Zerlegt man die Hauptspannungen in Spannungskomponenten längs bzw. quer zur Balkenlängsachse, so entstehen neben den Normalspannungen zusätzliche Schubspannungen.



(a) Hauptspannungstrajektorien im Zustand I



(b) Qualitative Schnittgrößen für Belastung aus zwei Einzellasten

Bild 2-3: Visualisierung des Tragverhaltens im Zustand I mittels Hauptspannungstrajektorien, entnommen und modifiziert aus [164]

Die Herleitung der Schubspannungen lässt sich am Beispiel eines Balkens unter längs veränderlicher Biegebeanspruchung verdeutlichen. Ändert sich das Biegemoment längs des Balkens, so liegt Querkraftbiegung vor. Aus der längs veränderlichen Biegebeanspruchung resultieren längs veränderte Druck- und Zuggurkräfte, welche im Zustand I über Querkräfte ins Gleichgewicht gesetzt werden müssen. Sofern sich ein Balken im ungerissenen Zustand I befindet besitzt die technische Biegelehre Gültigkeit. Anhand dieser lassen sich die Querschnittsbeanspruchungen in den ungestörten B-Bereichen als Koordinatenspannungen unter Voraussetzung eines isotropen, linear-elastischen Materialverhaltens und der Gültigkeit der Hypothese von *Bernoulli* bestimmen. Unter der Bedingung $V_z = dM_y/dx$ und der hier vereinfachten Voraussetzung von $N = 0$ ergeben sich dann nach *Zilch & Zebetmaier* [164] folgende Zusammenhänge:

$$\sigma_x(x) = \frac{M_y}{I_y} \cdot z \quad (2.1)$$

$$\sigma_z = 0 \quad (\text{gilt näherungsweise im B-Bereich}) \quad (2.2)$$

$$\begin{aligned} \sigma_x(x + dx) &= \frac{M_y + dM_y}{I_y} \cdot z \\ &= \frac{M_y}{I_y} \cdot z + \frac{dM_y}{I_y} \cdot z \\ &= \frac{M_y}{I_y} \cdot z + \frac{V_z \cdot dx}{I_y} \cdot z \end{aligned} \quad (2.3)$$

Für das Gleichgewicht der Kräfte in x-Richtung am freigeschnittenen Element nach Bild 2-4 (a) gilt für $\tau_{zx} = \tau_{zx}(z)$ und $b = b(z)$ unter Substitution der Ausdrücke $\sigma_x(x)$ und $\sigma_x(x+dx)$ durch Gl. (2.1) und Gl. (2.3):

$$0 = \tau_{zx} \cdot b \cdot dx + \int_{z=z_0}^z \sigma_x(x) \cdot b dz - \int_{z=z_0}^z \sigma_x(x+dx) \cdot b dz \quad (2.4)$$

$$0 = \tau_{zx} \cdot b \cdot dx - \int_{z=z_0}^z \frac{V_z \cdot dx}{I_y} \cdot z \cdot b dz \quad (2.5)$$

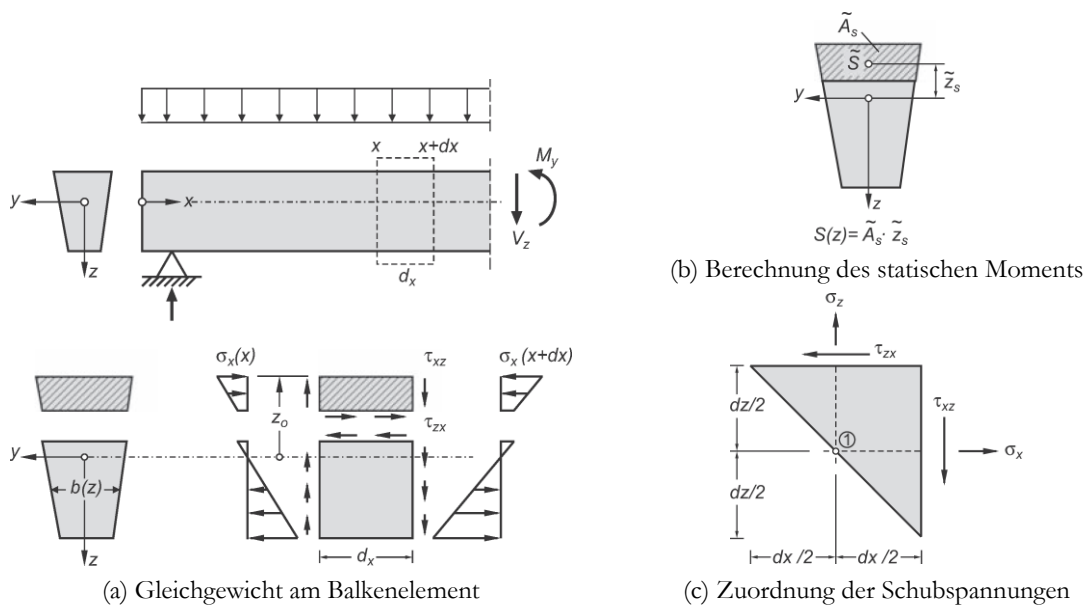


Bild 2-4: Normal- und Schubspannungen im ungerissenen Trägersteg, entnommen und modifiziert aus [164]

Daraus ergibt sich die Schubspannung τ_{zx} als eine Funktion des statischen Momentes $S(z)$, welches sich gemäß Bild 2-4 (b) berechnet, zu:

$$\tau_{zx} = \frac{V_z \cdot S(z)}{I_y \cdot b} \quad (2.6)$$

mit

$$S(z) = \int_{z=z_0}^z z \cdot b dz \quad (2.7)$$

Da das Gleichgewicht an beliebig freigeschnittenen Elementen immer gegeben sein muss, lässt sich die Schubspannung τ_{zx} über die Definition des Momentengleichgewichts um den Drehpunkt ① des Elementes in Bild 2-4 (c) wie folgt bestimmen:

$$0 = \tau_{zx} \cdot dx \cdot \frac{dz}{2} - \tau_{xz} \cdot dz \cdot \frac{dx}{2} \quad (2.8)$$

$$\tau_{zx} = \tau_{xz}$$

Insbesondere muss gelten:

$$V_z = \int_A \tau_{xz} \cdot b(z) \cdot dz \quad (2.9)$$

Letztlich sind die hergeleiteten Koordinatenspannungen in Form von Längs- und Schubspannungen jedoch lediglich Hilfsgrößen, welche zur vereinfachten Handhabung auf einer Orientierung der Spannungen parallel und senkrecht zur Balkenlängsachse basieren (Bild 2-5 (a)). Wie anfangs beschrieben erfolgt der Lastabtrag in ungerissenen Betonbauteilen tatsächlich über schiefe Hauptzugspannungen σ_1 und Hauptdruckspannungen σ_2 (Bild 2-5 (b)). Die Darstellung der Spannungszustände in Koordinaten- oder Hauptspannungen ist mechanisch jedoch gleichwertig und unterscheidet sich formal lediglich durch die Drehung des Koordinatensystems, woraus sich die Schubspannungen τ_{xz} als mathematische Rechengrößen ergeben. Die Hauptspannungen σ_1 und σ_2 lassen sich aus den Koordinatenspannungen σ_x , σ_z und τ_{xz} nach Gl. (2.10) bestimmen. Der Winkel α' , also die Drehung des Koordinatensystems, ergibt sich nach Gl. (2.11).

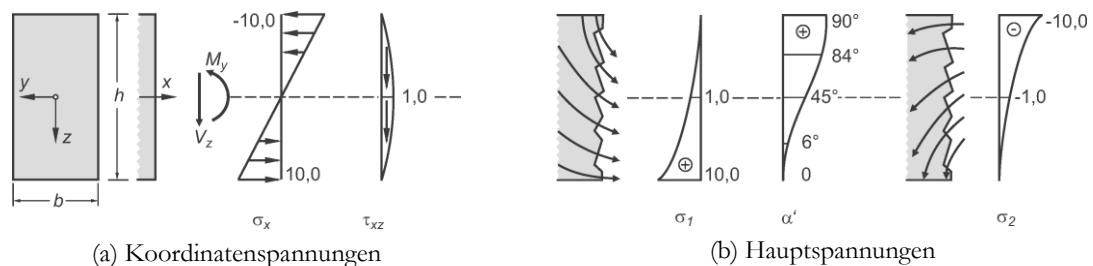


Bild 2-5: Spannungen eines ungerissenen, biege- und querkraftbeanspruchten Balkensteges nach der technischen Biegelehre, entnommen und modifiziert aus [164]

$$\sigma_{1/2} = \frac{\sigma_x + \sigma_z}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_z}{2}\right)^2 + \tau_{xz}^2} \quad (2.10)$$

$$\alpha' = 0,5 \cdot \arctan\left(\frac{2\tau_{xz}}{\sigma_x - \sigma_z}\right) \quad (2.11)$$

Aus der Vorspannung entstehen in Spannbetonbauteilen Normalkräfte, welche die Richtung der Hauptspannungen und so den Verlauf der Hauptspannungstrajektorien beeinflussen (Bild 2-6). Durch die Normalkräfte können sich dann die Positionen der Extremwerte der Hauptspannungen vom Querschnittsrand in den Steg verlagern.

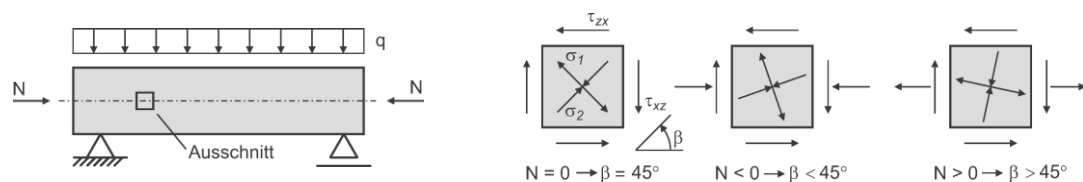


Bild 2-6: Einfluss einer Normalkraft auf die Hauptspannungsrichtungen in Höhe der Schwerachse, entnommen aus [164]

2.2.3 Tragverhalten im gerissenen Zustand II

Traganteile im gerissenen Zustand II

Überschreiten die Hauptzugspannungen als Folge zunehmender Belastungen die Zugfestigkeit des Betons entstehen Risse. Mit Einsetzen schräger Risse bei Querkraftbiegung verliert die technische Biegelehre nach *Bernoulli* durch die Auflösung des schubstarreren Querschnitts ihre Gültigkeit. Schubspannungen können daher nicht mehr über die Betonzugfestigkeit übertragen werden. Die vor der Rissbildung noch durch den Beton aufgenommenen Zugspannungen lagern sich nach der Rissbildung in ein komplexes, vielfach statisch unbestimmtes Gleichgewichtssystem verschiedenartiger Querkrafttraganteile um, welche sich gegenseitig überlagern und beeinflussen. Es besteht dabei in der Fachwelt grundsätzlich Einigkeit über die wesentlichen Querkrafttraganteile [45; 165], wobei jedoch das Vorhandensein von Querkraftbewehrung das Querkrafttragverhalten maßgeblich beeinflusst. Die wesentlichen Querkrafttraganteile sind:

- Querkrafttraganteil der Bruchprozesszone V_{BPZ}
- Querkrafttraganteil infolge Dübelwirkung der Bewehrung V_d
- Querkrafttraganteil infolge Rissuferverzahnung $V_{c,r}$
- Querkrafttraganteil der Betondruckzone V_{cc}
- Querkrafttraganteil infolge Vorspannwirkung V_p
- Querkrafttraganteil der Querkraftbewehrung $V_{Rs,y}$

Gegenstand kontroverser Diskussionen ist seit eh und je die quantitative Bewertung der unterschiedlichen Tragmechanismen sowie die Beschreibung der komplexen Wechselwirkungen im Hinblick auf die resultierende Querkrafttragfähigkeit. Es ist daher bisher noch nicht gelungen, ein allgemein anerkanntes mechanisches Modell zur zuverlässigen Vorhersage der Querkrafttragfähigkeit von Stahlbeton- und Spannbetonbalken im Bruchzustand zu entwickeln [164]. Im Folgenden werden die oben aufgeführten Querkrafttraganteile erläutert und weitere Einflussparameter auf die Querkrafttragfähigkeit, wie z.B. die Schubschlankheit, benannt.

Querkrafttraganteil der Bruchprozesszone V_{BPZ}

An unbewehrten, geometrisch ähnlichen Stahlbetonbalken ohne Querkraftbewehrung konnte gezeigt werden, dass die Bruchlast mit ansteigender statischer Höhe d lediglich unterproportional ansteigt [82; 95]. Dieser von der Bauteilgeometrie abhängige Maßstabeffekt ist auf die Beteiligung der Bruchprozesszone beim Querkraftlastabtrag zurückzuführen. In der Bruchprozesszone, der Risspitze eines Biegeschubrisses, vereinigen sich die Mikrorisse zu einem zusammenhängenden Einzelriss. Nach Überschreitung der Zugfestigkeit zeigt der Werkstoff Beton (normalfest) jedoch kein absolut sprödes Verhalten (vgl. Abschnitt 4.2.1). So können in Abhängigkeit von der Rissöffnung noch geringe Zugspannungen übertragen werden, was auf die Verzahnungswirkung der rauen Bruchflächen zurückzuführen ist [165]. Mit ansteigender Korngröße und Kornrauigkeit wird das Nachbruchverhalten entsprechend duktiler. Die Kraftübertragung senkrecht zum Riss in der BPZ ist nah verwandt mit der Rissverzahnungswirkung parallel zum Riss.

Die vertikale Komponente der integrierten Zugspannungen in der BPZ entspricht dem Querkrafttraganteil V_{BPZ} (Bild 2-7). Geht man davon aus, dass die Länge der Bruchprozesszone und die aufnehmbare Zugspannung lediglich durch die Materialeigenschaften des Betons bestimmt werden, dann ist der Querkrafttraganteil V_{BPZ} unabhängig von der statischen Höhe d und daher näherungsweise von gleicher Größe (Bild 2-8). Bei hohen Balken ist V_{BPZ} entsprechend von untergeordneter Bedeutung, wohingegen V_{BPZ} bei niedrigen Trägern deutlich an Bedeutung gewinnt.

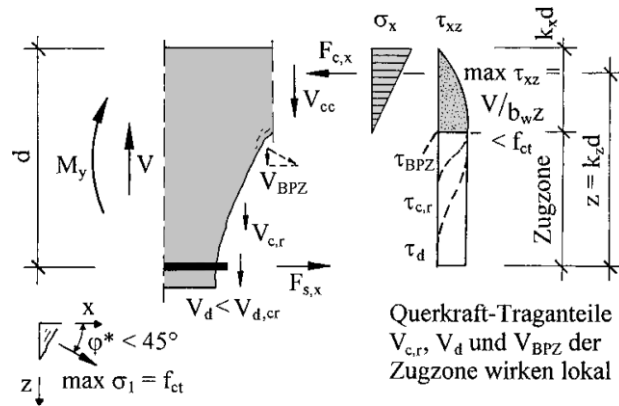


Bild 2-7: Querkrafttraganteile der Bruchprozesszone im Zustand II, entnommen und modifiziert aus [82]

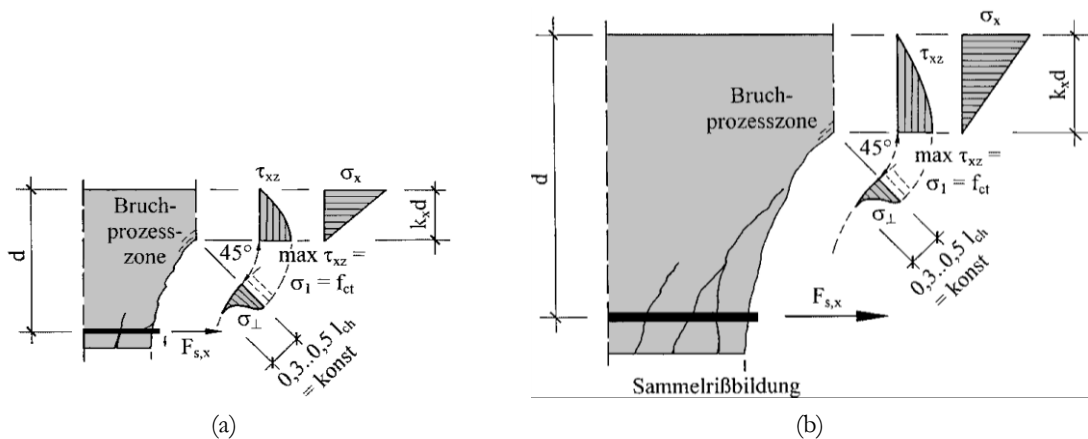


Bild 2-8: Größe der Bruchprozesszone: (a) Balken mit kleiner Höhe (b) Balken mit großer Höhe, entnommen und modifiziert aus [82]

Querkrafttraganteil infolge Dübelwirkung der Biegezugbewehrung V_d

Über einen Verdübelungseffekt benachbarter Betonzähne lassen sich Kräfte über einen Riss transportieren. Die Art der Kraftübertragung hängt dabei vor allem von der Richtung des Rissöffnungspfades, der Rissbreite und der Bewehrungsrichtung ab. Sofern die Richtung der Rissöffnung parallel zu der Richtung der den Riss kreuzenden Bewehrung verläuft, entstehen lediglich Zugnormalspannungen in der Bewehrung (Bild 2-9 (a)). Sind die genannten Richtungen jedoch nicht parallel zueinander, werden die schrägen Zugkräfte über die Rissverzahnung des Betons und die Verdübelungswirkung der Bewehrung abgetragen (Bild 2-9 (b)). Bei Balken mit Querkraftbewehrung tritt die Dübelwirkung sowohl an der Längs- als auch an der Querkraftbewehrung auf. Bei

Spannbetonbalken zudem an den risskreuzenden Spanngliedern. Die Dübelwirkung der Längsbewehrung ist nach *Kautsch* [77] bei Stahl- und Spannbetonbalken ohne Querkraftbewehrung von besonderer Bedeutung, da sie die Verbindung der benachbarten Betonzähne gewährleistet.

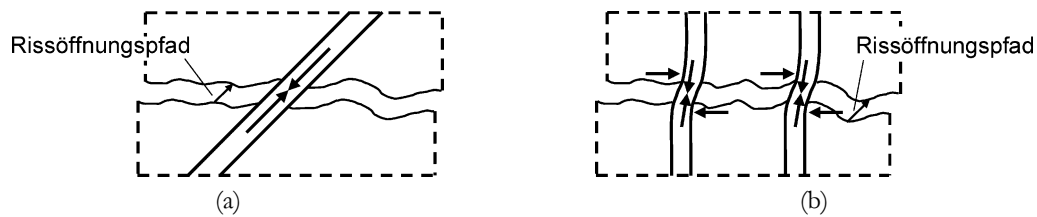


Bild 2-9: Kraftübertragung durch Bewehrung im Riss: (a) reine Zugwirkung, (b) Dübelwirkung, Abbildung nach [156], entnommen und modifiziert aus [77]

Bei schrägen Biegeschubrisen resultiert aus der Risskinematik ein vertikaler Versatz der Rissufer, wodurch eine Dübelkraft V_d in der Längsbewehrung aktiviert wird (Bild 2-10). Diese muss bei Balken mit Querkraftbewehrung zwischen den die Längsbewehrung umgreifenden Bügeln über Zugspannungen im Beton aufgenommen und im reduzierten Querschnitt zwischen den Längsstäben „hochgehängt“ werden (Bild 2-11 (a)). Werden die aufnehmbaren Betonzugspannungen überschritten (Bild 2-11 (b)), entsteht aus V_d ein Dübelriss im Beton (Bild 2-11 (c)). Im GZT resultiert ein Dübelriss in einer fortschreitenden Delamination der Betondeckung, wobei die Systemtraglast i.d.R. bei Bildung des Dübelrisses erreicht ist (Bild 2-11 (d)). Der vor der Dübelrissbildung durch die Längsbewehrung aufgenommene Querkraftanteil muss sich entsprechend umlagern, z.B. in die Querkraftbewehrung. Schließen sich einzelne Risse (bei fehlender Mindestbewehrung für die Rissbreitenbegrenzung) zu breiten Sammelrissen zusammen, dann ist die Dübelwirkung der Längsbewehrung als Folge der vielfachen Rissverästelungen in Höhe der Längsbewehrung auszuschließen [82].

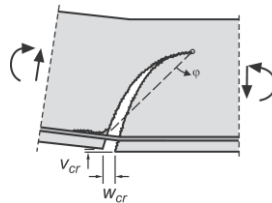


Bild 2-10: Überhöhte Darstellung der Kinematik am Biegeschubriss, entnommen aus [164]

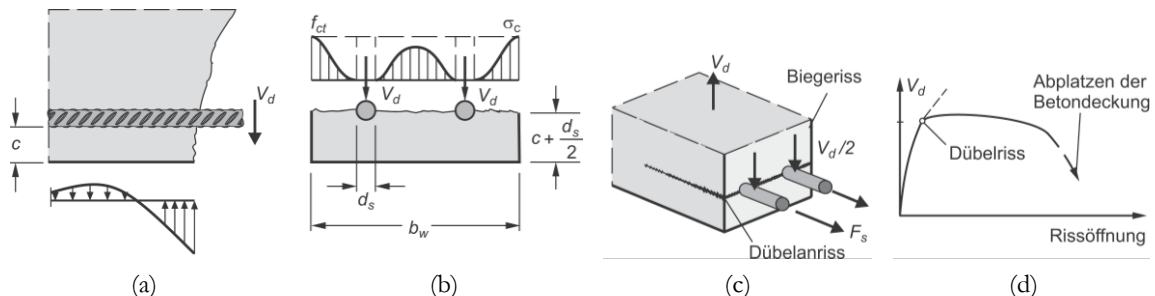


Bild 2-11: Dübelwirkung der Längsbewehrung: (a) Bettungsspannungen, (b) Betonzugspannungen in der Bewehrungsebene, (c) Dübelriss und Delamination Betondeckung, (d) Zusammenhang zwischen Dübelkraft und Öffnung des Dübelrisses, entnommen und modifiziert aus [164]

Querkrafttraganteil infolge Rissuferverzahnung V_{cr}

Verschieben sich Rissufer relativ zueinander, können sich infolge der globalen Riss- und lokalen Kornverzahnung Spannungen entlang der Risskontaktzone aufbauen. Durch einen derartigen Mechanismus werden Kräfte längs und senkrecht zum Riss übertragen. Allerdings bestehen in der Fachwelt Kontroversen bezüglich der Größe von Rissreibungskräften im Bruchzustand. Zwar ist unbestritten, dass ein Rissreibungsmechanismus existiert, jedoch ist unklar, inwiefern dieser zur Querkrafttragfähigkeit im Grenzzustand der Tragfähigkeit angesetzt werden sollte. Da das Ansetzen von Rissreibungskräften bei der Querkraftbemessung gem. aktueller Normen jedoch zu geringeren Bügelbewehrungsgraden führt, ist der Tragmechanismus hinsichtlich der Wirtschaftlichkeit und Sicherheit von erheblicher Bedeutung (vgl. *Reineck* [130]). Diesem Abschnitt zur Rissuferverzahnung liegen Teile einer Literaturrecherche zugrunde [151].

Wesentlich für die Übertragung von Kräften ist die Verzahnungswirkung der Rissufer. Diese ist auf Makroebene abhängig von dem globalen Rissverlauf (Bild 2-12 (a)) und auf Mikroebene von der Rauigkeit der Rissoberfläche. Bei normalfesten Betonen kommt es im Zweiphasenmodell aus Zementmatrix und Gesteinskörnung zu einer Rissbildung entlang der Oberflächen der Gesteinskörnung (Bild 2-12 (b)). Daraus kann je nach Größtkorn eine erhebliche Verzahnungswirkung resultieren. Bei hochfesten Betonen setzt sich die Rissbildung durch die Gesteinskörnung fort, entsprechend kommt es zur Ausbildung glatterer Bruchflächen (Bild 2-12 (c)). Eine Verzahnungswirkung ist dann auf Mikroebene nach *Schießl* [141] und *Walraven & Stroband* [157] nur noch in sehr reduziertem Umfang möglich. Ihre Wirkung ist dann auf die Makroebene begrenzt. Eine zusammenfassende Darstellung empirischer Modelle zur Beschreibung von Rissreibungseffekten wurde z.B. von *Nissen* [122] erstellt.

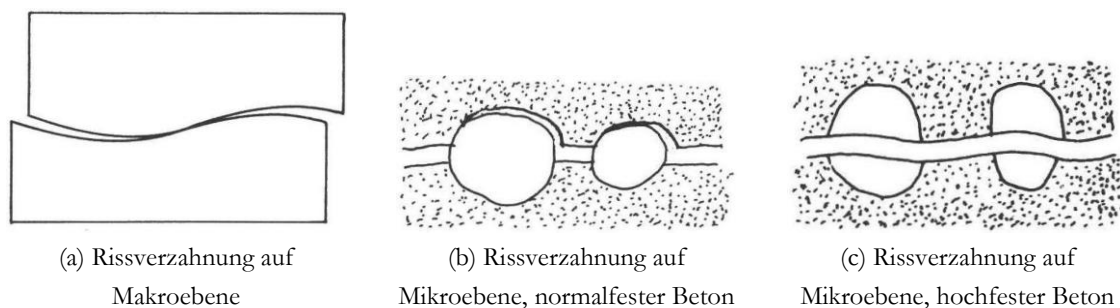


Bild 2-12: Verzahnung der Rissufer, entnommen aus [156]

Walraven [156] hat 1980 eine bedeutende Grundlagenarbeit zur Rissreibung an bewehrten und unbewehrten Probekörpern veröffentlicht, welche bis heute die Basis zur Bestimmung der Rissverzahnungskräfte darstellt. Aus einer Vielzahl an Versuchen hat *Walraven* systematisch Gesetzmäßigkeiten für den Rissreibungsmechanismus abgeleitet und so eine Beziehung zwischen der Risskinematik und den daraus resultierenden Spannungen hergeleitet. Laut *Walraven* dominiert die Rauigkeit auf Mikroebene durch herausstehende Körner gegenüber der globalen Rissrauheit des wellenförmig verlaufenden Risses. Im Modell von *Walraven* wird letzterer daher vereinfacht als flache Ebene angenommen.

Durch das Gleiten längs eines Risses drückt sich das Korn in die gegenüberliegende Zementmatrix ein, wodurch eine Scherbewegung behindert wird und geneigte Druckspannungen an der Kontaktfläche entstehen (Bild 2-13 (a) und (b)). Der Scherwiderstand nimmt dabei mit ansteigender Betongüte durch die ansteigende Betonmatrixfestigkeit zu. Die geneigten Druckspannungen können dann in die Spannungskomponenten σ und τ senkrecht und parallel zum Riss aufgeteilt werden (Bild 2-13 (c)).

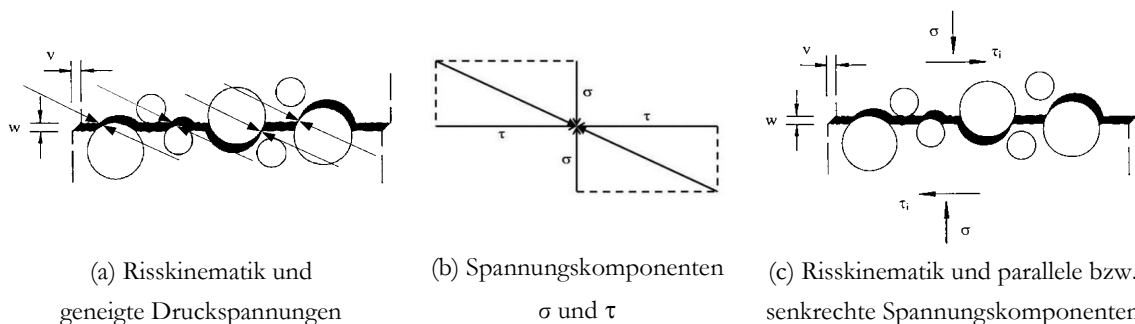


Bild 2-13: Spannungen in der Kontaktfläche, entnommen aus [110]

Voraussetzung für die Aktivierung von Rissverzahnungskräften ist im Wesentlichen die Rissgleitung v parallel zum Riss. Eine Vergrößerung der Rissöffnung führt zu einer Verringerung des Scherwiderstands durch die Reduktion der Kontaktflächen. Bei zunehmenden Scherverschiebungen v führt die Verzahnung der rauen Rissufer zu weiteren normal zum Riss eintretenden Verschiebungen infolge Aufschieben der Rissflächen, welche sich in einer gesamthaften Volumenzunahme äußern. Dieser, in Anlehnung an die Bodenmechanik als Dilatanz beschriebene Effekt, führt ggf. zur zusätzlichen Dehnung von risskreuzenden Bewehrungsstäben. *Walraven* zufolge führt die Rissreibung daher, als Folge des Aufschiebens des Risses, im Allgemeinen zu höheren erforderlichen Schubbewehrungsgraden.

Im Rahmen der Forschungsarbeit von *Walraven* wird ein mathematisches Modell zur Beschreibung der Kontaktflächen zwischen Gesteinskörnung und Zementmatrix beschrieben. Die Größen der Kontaktflächen werden dabei von der Risskinematik, dem Größtkorn und der Sieblinie beeinflusst. Auf Basis der so ermittelten Kontaktflächen lassen sich die Spannungen τ_{cr} und σ_{cr} in der Rissfläche gem. Gl. (2.12) und (2.13) bestimmen.

$$\tau_{cr} = \tau_{cr}(w_{cr}, \Delta_{cr}) = \sigma_{pu} \cdot (A_n + \mu \cdot A_t) \quad (2.12)$$

$$\sigma_{cr} = \sigma_{cr}(w_{cr}, \Delta_{cr}) = \sigma_{pu} \cdot (A_t - \mu \cdot A_n) \quad (2.13)$$

mit

w_{cr}, Δ_{cr} Rissöffnung, Rissgleitung [mm]

$\mu = 0,4$ Reibungskoeffizient zwischen Gesteinskörnung und Zementmatrix

A_n, A_t Summe der projizierten Kontaktflächen der Gesteinskörner

σ_{pu} Druckfestigkeit der Zementmatrix

Die Spannungen werden maßgeblich von der Druckfestigkeit der Zementsteinmatrix beeinflusst, die als Funktion der Würfeldruckfestigkeit des Betons nach Gl. (2.14) angegeben werden kann.

$$\sigma_{pu} = 6,39 \cdot f_{c,cube}^{0,56} \quad (2.14)$$

Der Zusammenhang zwischen den Schubspannungen τ_{cr} und Normalspannungen σ_{cr} ist in Abhängigkeit von der Rissöffnung w_{cr} und Rissgleitung Δ_{cr} angegeben und in Bild 2-14 dargestellt. Bild 2-14 ist zudem der Einfluss der Korngröße (16mm, 32 mm) auf die übertragbaren Spannungen zu entnehmen. Es zeigt sich deutlich, dass nach einem anfänglichen Schlupf bei der Rissgleitung die übertragbaren Spannungen deutlich ansteigen. *Walraven's* Modell beruht jedoch auf der Annahme, dass ab einer absoluten Rissöffnung von $w_{cr} = 1,3$ mm keine Spannungen mehr über den Riss übertragen werden können.

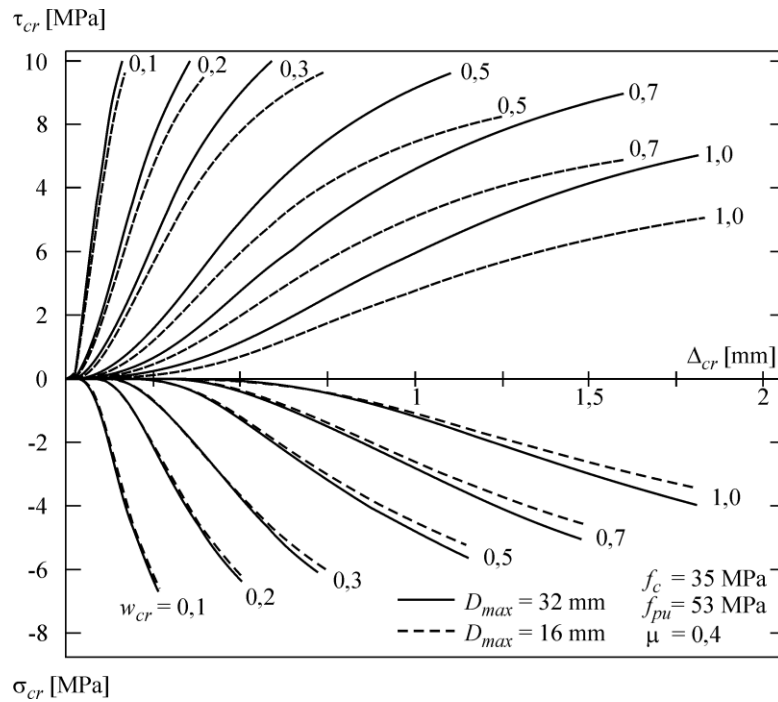


Bild 2-14: Übertragbare Spannungen in der Rissfläche, entnommen aus [91] nach [156]

Für unbewehrte Querschnitte wurden von *Walraven* in Gl. (2.15) und Gl. (2.16) zur Bestimmung der Riss Schub- und Rissnormalspannungen vereinfachte Zusammenhänge abgeleitet, welche Funktionen der Würfeldruckfestigkeit sowie Rissverschiebungsgrößen sind. Ein Einfluss des Größtkorns wird dabei nicht berücksichtigt. Die Berechnung der Betonzylinderdruckfestigkeit f_c kann nach heutiger Normenkonvention vereinfacht über $f_c \approx 0,8 \cdot f_{c,cube}$ erfolgen.

$$0 \leq \tau_{cr} = -\frac{f_{c,cube}}{30} + [1,8 \cdot w_{cr}^{-0,80} + (0,234 \cdot w_{cr}^{-0,707} - 0,20) \cdot f_{c,cube}] \cdot \Delta_{cr} \quad (2.15)$$

$$0 \leq \sigma_{cr} = \frac{f_{c,cube}}{20} - [1,35 \cdot w_{cr}^{-0,63} + (0,191 \cdot w_{cr}^{-0,552} - 0,15) \cdot f_{c,cube}] \cdot \Delta_{cr} \quad (2.16)$$

Neben *Walraven* leisteten auch *Vecchio & Collins* Grundlagenforschung auf dem Gebiet der Rissreibung [152] bei der Entwicklung der Modified Compression Field Theory (MCFT). Anders als *Walraven* formulierten sie jedoch einen Zusammenhang, auf Basis dessen sich die Schubspannungen τ_{cr} unter Berücksichtigung des Größtkorndurchmessers D_{max} bestimmen lassen (Gl. (2.17)).

$$\tau_{cr} = \frac{0,18 \cdot \sqrt{f_{c,cube}}}{0,3 + 24 \cdot w_{cr} / (D_{max} + 16)} \quad (2.17)$$

mit

D_{max} Größtkorndurchmesser [mm]

Unberücksichtigt bei der Berechnung der Schubspannungen bleiben die Normalspannungen σ_{cr} und die Rissgleitungen Δ_{cr} . Der Ansatz nach *Vecchio & Collins* weist zudem, anders als der von *Walraven*, keine obere Grenze der Rissöffnung auf, bei der noch Spannungen über den Riss übertragen werden können.

Fraglich ist jedoch, wie groß die Beteiligung der Rissreibung bei dem Querkraftlastabtrag unter verschiedenen Laststufen tatsächlich ist. Da übliche Balken immer einer kombinierten Biege-Querkraft-Bearbeitung unterliegen, liefert die Auswertung der Risskinematik über die Länge eines geneigten Biegeschubrisses stark variierende Ergebnisse. Am gezogenen Querschnittsrand ist mit einer signifikanten Rissöffnung zu rechnen, woraus sich rechnerisch keine großen Rissspannungen ableiten lassen. Im Bereich der Risspitze hingegen treten zwar lediglich kleine Rissöffnungen auf, dort sind jedoch infolge der benachbarten intakten Druckzone auch lediglich kleine Rissgleitungen zu erwarten. Dementsprechend sind auch die übertragbaren Spannungen über den Riss in der Risspitze gering.

Es ist naheliegend, dass die Rissöffnung einen wesentlichen Einfluss auf die übertragbaren Spannungen hat. Zur Begrenzung der Rissbreite sind bei gleicher Querschnittsfläche kleinere Bewehrungsdurchmesser aufgrund des günstigeren Verbundverhaltens wirkungsvoller. Demnach hat die Wahl der Bewehrung einen Einfluss auf die Rissverzahnungskräfte und somit auf die daraus resultierenden Querkrafttraganteile. Auch *Latte* [91] stellte dies fest und wies darauf hin, dass in diesem Fall der Querkrafttraganteil infolge Dübeldwirkung herabgesetzt wird. Zusammenfassend lassen sich nach *Albrecht* [4] die folgenden Aspekte nennen, welche den Querkrafttraganteil infolge Rissuferverzahnung beeinflussen:

- Rissöffnung und Rissgleitung
- Druckfestigkeit der Zementsteinmatrix
- Größe der Kontaktfläche zwischen Beton und Zementsteinmatrix
- Reibungskoeffizient zwischen Gesteinskörnung und Zementmatrix
- Art der Belastung (statisch vs. dynamisch)
- Größtkorndurchmesser
- Wahl der Bewehrung

Tragwirkung der Betondruckzone V_{cc}

Die Betondruckzone stellt, insbesondere bei nicht querkraftbewehrten Bauteilen, einen wesentlichen Anteil der Querkrafttragwirkung dar [164]. *Leonhard & Walther* [95; 96] stellten an Versuchen mit variierenden Längsbewehrungsgraden fest, dass mit ansteigendem Längsbewehrungsgrad auch die Querkrafttragfähigkeit ansteigt [96]. Auch *Zink* [165] sowie *Hegger & Görtz* [58] bestätigten dies in späteren Untersuchungen. *Leonhard & Walther* führten die Steigerung der Querkrafttragfähigkeit darauf

zurück, dass die Sicherstellung des inneren Kräftegleichgewichtes bei ansteigendem Längsbewehrungsgrad und bei Ausnutzung der maximalen Betonrandspannung in der Druckzone zwangsweise auf eine vergrößerte Druckzone zurückzuführen ist.

Eine Vielzahl an Modellvorstellungen basieren auf einer signifikanten Beteiligung der Betondruckzone hinsichtlich des Querkraftlastabtrags (14; 86; 96; 150; 161; 165). Exemplarisch wird im Folgenden in knapper Form das Modell von *Zink* vorgestellt [165], welches auf Basis der Hypothese von *Bernoulli* vom Ebenbleiben der Querschnitte zur Ermittlung der Querkrafttragfähigkeit der ungerissenen Betondruckzone im Zustand II herangezogen werden kann.

König & Zink [82] führten aus, dass die Schubtraganteile der Zugzone (Rissverzahnungskraft, Dübelkraft, Kraft der Bruchprozesszone) zumindest bei unbewehrten Balken starken Maßstabeffekten unterliegen. Zudem stellten sie fest, dass die unbeschädigte Druckzone zweifellos der Bereich maximaler Schubsteifigkeit innerhalb eines kritischen Bereiches ist. Daraus schlossen *König & Zink* auf eine Schlüsselrolle der Betondruckzone im Hinblick auf das Querkrafttragverhalten. Die Ermittlung des Querkrafttraganteils der ungerissenen Betondruckzone vor Einsetzen eines instabilen Risswachstums erfolgt nach *Zink* über die Integration der Schubspannungen (Bild 2-15). Dabei geht *Zink* von dem Grenzfall aus, dass unmittelbar vor dem Versagen die Querkrafttraganteile der Zugzone infolge der ausgeprägten Rissbildung und dem damit einhergehenden Verbundverlust vernachlässigbar klein sind.

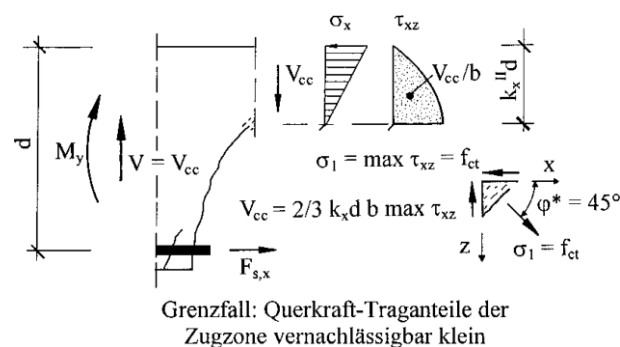


Bild 2-15: Schubspannungsverteilung in der Druckzone, entnommen und modifiziert aus [82]

Die Neigung des kritischen Risses beträgt an der Risswurzel näherungsweise 45° und $\sigma_c = 0$, woraus eine schiefe Hauptzugspannung der Größenordnung $\sigma_1 = f_{ct}$ resultiert. Da für die Längsspannung in der Risswurzel, also auf Höhe der neutralen Faser, $\sigma_x = 0$ gilt, entspricht die maximal übertragbare Schubspannung der Hauptzugspannung und somit der zentrischen Zugfestigkeit f_{ct} des Betons (Gl. (2.18) und Gl. (2.19)).

$$\sigma_{1,2} = \frac{\sigma_x}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_x}{2}\right)^2 + \tau_{xz}^2} \quad (2.18)$$

$$\sigma_1 = \tau_{xz} = f_{ct} \quad (2.19)$$

mit

$$\sigma_1 = f_{ct} \quad \text{notwendige Betonzugspannung an der Risspitze}$$

$$\sigma_x = 0 \quad \text{Betonspannung in Höhe der neutralen Faser}$$

Der maximal von der Biegedruckzone mit konstanter Breite b aufnehmbare Querkrafttraganteil V_{cc} lässt sich unter Ansatz einer Völligkeit von $2/3$ der Schubspannungen für eine näherungsweise linear verteilte Drucknormalspannung nach Gl. (2.20) über die Druckzonenhöhe x integrieren. Der maßgebliche Einfluss der Betonzugfestigkeit f_{ct} auf den maximal möglichen Traganteil der Betondruckzone wird bei dieser Modellvorstellung sehr deutlich.

$$V_{cc} = \frac{2}{3} \cdot x \cdot b \cdot \max \tau_{xz} = \frac{2}{3} \cdot x \cdot b \cdot f_{ct} \quad (2.20)$$

Das beschriebene Vorgehen stellt eine untere Grenze der Tragfähigkeit nicht-querkraftbewehrter Querschnitte dar, da die Querkrafttraganteile der Zugzone vernachlässigt werden. Hinsichtlich der Schubtragfähigkeit der ungerissenen Druckzone besteht derzeit unter Forschern jedoch keine übereinstimmende herrschende Meinung. So schlagen z.B. *Tureyen & Frosch* sowie *Choi et al.* vor, von einer parabelförmigen Schubspannungsverteilung und dem Schubspannungsmaximum bei $x/2$ auszugehen, sofern der Verbund der Längsbewehrung nicht mehr gegeben ist.

Querkrafttraganteil infolge Vorspannwirkung V_p

Ist der Spanngliedverlauf gegenüber der Balkenachse geneigt, resultiert aus der vertikalen Komponente der geneigten Spanngliedzugkraft ein zusätzlicher Querkrafttraganteil V_p . Die Berechnung des Querkrafttraganteils V_p erfolgt unter Berücksichtigung der Vordehnung $\varepsilon_{p,0}$ sowie des Dehnungszuwachses $\Delta\varepsilon_p$ nach Gl. (2.21).

$$V_p = (\varepsilon_{p,0} + \Delta\varepsilon_p) \cdot E_p \cdot A_p \cdot \sin \alpha_p = (P_0 + \Delta P) \cdot \sin \alpha_p \leq f_{py} \cdot A_p \cdot \sin \alpha_p \quad (2.21)$$

mit

E_p E-Modul Spannstahl

A_p Querschnittsfläche Spannglied

α_p Neigung Spannglied zur Schwerelinie

Querkrafttraganteil der Querkraftbewehrung $V_{R_s,v}$

Ziel der Querkraftbewehrung ist es, die bei Schrägrissbildung im Betonsteg freiwerdenden Zugkräfte aufzunehmen. Durch die Querkraftbewehrung kann sich sodann der in Bild 2-16 idealisierte, fachwerkartige Querkraftlastabtrag unter Querkraftbiegung einstellen.

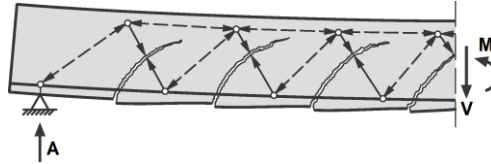


Bild 2-16: Idealisierter fachwerkartiger Querkraftlastabtrag bei Balken mit geneigten Rissen und Querkraftbewehrung, entnommen und modifiziert aus [164]

Durch den Einbau einer Querkraftbewehrung vergrößert sich die Schubbrisslast des Verbundquerschnitts geringfügig gegenüber der Schubbrisslast eines nicht querkraftbewehrten Querschnitts. Jedoch muss die Querkraftbewehrung stets so dimensioniert werden, dass die bei Rissbildung freiwerdende Zugkraft des Betons durch eine ausreichende Mindestquerkraftbewehrung abgedeckt werden kann und so ein sprödes Querkraftversagen verhindert wird.

Im gerissenen Zustand II werden die Biegeschubrisse so in der Rissöffnung behindert. Die Querkraftbewehrung liefert daher nicht nur einen zusätzlichen Querkrafttraganteil, sondern beeinflusst durch die behinderte Rissöffnung auch weitere Querkrafttraganteile, insbesondere die Rissreibung.

Von wesentlicher Bedeutung für die Umlagerung der inneren Kräfte vom Beton zur Querkraftbewehrung ist das Verbundverhalten von Beton und Betonstahl. An dieser Stelle wird insbesondere auf *Huber* [69] verwiesen, welcher in kompakter Form diese Wechselwirkung im Verbundtragverhalten der Querkraftbewehrung beschreibt. Der Querkrafttraganteil der einen schrägen Riss kreuzenden Querkraftbewehrung berechnet sich nach Gl. (2.22).

$$V_s = \sum_{i=1}^n V_{s,i} = \sum_{i=1}^n \sigma_{s,i} \cdot A_{s,i} \cdot \sin \alpha \quad (2.22)$$

mit

n Anzahl der einen Riss kreuzenden Querkraftbewehrungselemente

$\sigma_{s,i}$ Spannung eines Querkraftbewehrungselements

$A_{s,i}$ Querschnittsfläche eines Querkraftbewehrungselements

α Verdrehung eines Querkraftbewehrungselements gegenüber der Stabachse

Das Tragverhalten von querkraftbewehrten Balken kann im Zustand II durch die Vorstellung eines Fachwerkes gut beschrieben werden (vgl. Abschnitt 2.3). Von besonderer Bedeutung ist dabei jedoch die Festlegung der Druckstrebenneigung.

Modellvorstellungen zum Tragverhalten

Seit Beginn des Stahlbetonbaus bis heute ist es nicht gelungen, ein allgemein anerkanntes Modell zur Beschreibung des komplexen Querkrafttragverhaltens zu entwickeln. In der Literatur findet sich eine Vielzahl mitunter sehr unterschiedlicher mechanischer und empirischer Modellvorstellungen. Eine kompakte Zusammenstellung mit weitergehenden Erläuterungen findet sich beispielsweise in der Arbeit von *Herbrand* [60].

Modellvorstellungen für nicht-querkraftbewehrte Balken

- Empirische Modelle, siehe z.B.:
Kordina & Blume 1985 [83], *Kordina & Hegger* 1987 [84], *Reineck* et al. 2012 [132]
- Kamm- bzw. Zahnmodelle, siehe z.B.:
Kani 1964 [72], *Fennick & Paulay* 1968 [33], *Kani* 1969 [75], *Reineck* 1990 [128]
- Modelle auf Basis der Tragfähigkeit der Betondruckzone, siehe z.B.:
Kotsovos 1983 [85], *Zararis & Papadakis* 2001 [161], *Park* et al. 2006 [125], *Choi* et al. 2007 [14], *Choi* et al. 2007 [15], *Mari* et al. 2014 [99], *Mari* et al. 2015 [100], *Cladera* et al. 2015 [16], *Cladera* et al. 2016 [17], *Herbrand* [60]
- Bruchmechanische Modelle, siehe z.B.:
Hillerborg et al. 1976 [65], *Bazant & Chen* 1997 [7], *Xu & Reinhardt* 2005 [160]
- Modelle auf Basis der Plastizitätstheorie, siehe z.B.:
Muttoni 1990 [119], *Reineck* 1991 [129], *ACI* 1999 [2], *Fischer & Hagsten* 2016 [37]
- Modelle auf Basis der Längsdehnungen, siehe z.B.:
Vecchio & Collins 1986 [152], *Bentz* et al. 2006 [9], *Model Code* 2010 [31]

Modellvorstellungen für querkraftbewehrte Balken

- Modelle auf Basis der Plastizitätstheorie, siehe z.B.:
Thürlimann et al. 1975 [149], *Thürlimann* et al. 1983 [148], *Nielsen & Hoang* 2011 [121]
- Fachwerkmodelle mit Betontraganteil, siehe z.B.:
Leonhardt & Walther 1962 [95], *Görtz* 2004 [45], *Hegger & Görtz* 2006 [57], *Model Code* 2010 [31], *Reineck* 2001 [130], *Kiziltan* 2012 [80], *Maurer & Kiziltan* 2013 [114], *Gleich* et al. 2016 [41], *Herbrand* 2017 [60]

2.2.4 Weitere Einflussfaktoren auf das Querkrafttragverhalten

Schub schlankheit

Die Belastungsart bzw. ihre Position hat einen erheblichen Einfluss auf den Lastabtrag. Die wesentlichen Parameter zur Bewertung der Bedeutung der Belastungsart und -position sind die Schub schlankheit λ_s bzw. die Biegeschlankheit λ_B nach Gl. (2.24). Die Schub schlankheit λ_s kann für durchlaufende Systeme nach Gl. (2.23) bestimmt werden. Die Kenntnis über die Schub schlankheit ist im Hinblick auf den Versagensmechanismus von besonderem Interesse, da sich mit abnehmender Schub schlankheit Lasten eher über eine direkte Druckstrebe zum nahen Auflager abstützen können.

$$\lambda_s = M / (V \cdot d) \quad (2.23)$$

$$\lambda_B = l / d \quad (2.24)$$

mit

M, V Biegemoment und Querkraft im Nachweisschnitt

d statische Höhe

l Feldspannweite (Balken unter Streckenlast)

Kani untersuchte den Einfluss der Schubslankheit auf das Systemversagen unbewehrter Einfeldträger unter Einzellasten. Er stellte heraus, dass bei gewissen kritischen Laststellungen die Querkrafttragfähigkeit bemessungsentscheidend wird, die Biegetragfähigkeit also nicht ausgenutzt werden kann. Diese kritischen Laststellungen bzw. Schubslankheiten werden durch das „Schubtal“ in Bild 2-17 angezeigt. Es zeigt sich erwartungsgemäß, dass mit ansteigendem Längsbewehrungsgrad die Querkrafttragfähigkeit über größere Balkenbereiche bemessungsentscheidend wird. Auch wird deutlich, dass bei üblichen Längsbewehrungsgraden von $\rho_1 \approx 1,0\%$ ab einer Schubslankheit von ca. $a/d = 4 \div 5$ bei zu den Versuchsträgern vergleichbaren Systemen stets ein Biegeversagen vor einem Querkraftversagen eintreten wird.

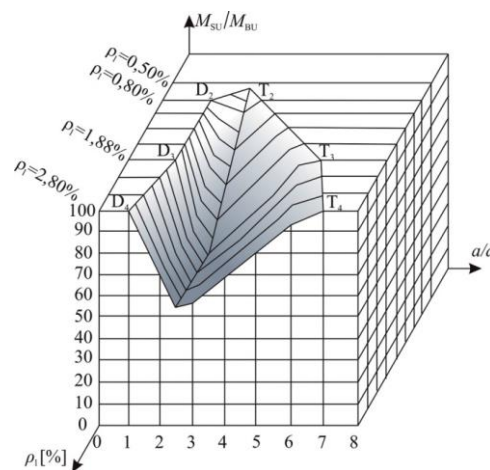


Bild 2-17: Darstellung des Schubtales nach Kani [73], entnommen aus [138]

Nach Adam et al. [3] kann die Schubslankheit für durchlaufende Systeme unter Einzellasten als Ausdruck in Abhängigkeit des Lastabstandes a nach Bild 2-18 über $\lambda_S = M_{\max} / (V_{\max} \cdot d) = \max\{a_1; a_2\} / d$ definiert werden.

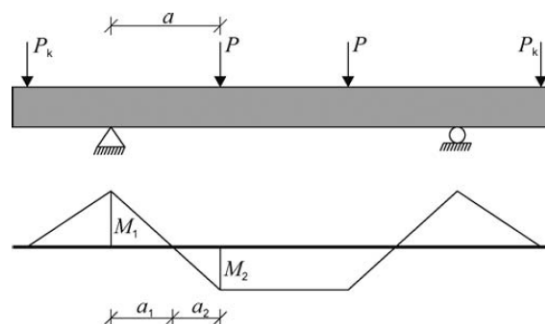


Bild 2-18: Momentenverlauf durchlaufender Systeme unter Einzellasten, entnommen aus [3]

Längsbewehrung

Die Längsbewehrung hat in Abhängigkeit vom Bewehrungsgrad und -durchmesser einen wesentlichen Einfluss auf das Querkrafttragverhalten des Gesamtsystems. Zum einen beeinflussen die genannten Parameter den Querkrafttraganteil infolge Dübelwirkung, zum anderen wird durch eine hohe Zugbandsteifigkeit auch die Rissbildung und -öffnung schräger Biegeschubrisse behindert. Damit beeinflusst der Längsbewehrungsgrad die Höhe der Biegedruckzone, die Rissreibungseffekte sowie die Beanspruchung eventueller Querkraftbewehrung. *Leonhardt & Walther* [95] stellten zudem fest, dass Abstufungen einer gerippten Längsbewehrung (glatte Längsbewehrung i.d.R. nicht abgestuft) zu im Hinblick auf die Rissbildung ungünstigen Spannungssprüngen in der Biegezugbewehrung führen. In diesen Bereichen ist die Wahrscheinlichkeit der Lokalisierung eines kritischen Biegeschubrisse daher erhöht.

Verbund bei Bauteilen ohne Querkraftbewehrung

Von *Kani* wurden seinerzeit umfangreiche Untersuchungen zum Verbundverhalten von Stahl- und Spannbetonbalken durchgeführt [71–76]. Dabei stellte er das Tragverhalten von Balken mit und ohne Verbund zwischen Beton und Biegebewehrung gegenüber (Bild 2-19). *Kani* konnte so zeigen, dass sich bei fehlendem Verbund lediglich vertikale Biegerisse zwischen den Einzellasten ausbildeten (welche sich in Höhe der Druckzone seitlich verästeln). Schräge Schubrisse bildeten sich i.d.R. nicht. Lediglich bei sehr guten Verbundbedingungen (Bild 2-19, Verbundspannung $465 \text{ psi} \approx 3,20 \text{ MPa}$) konnte er die Ausbildung schräger Biegeschubrisse beobachten. Sofern die Verbundbedingungen mäßig oder schlechter waren, trat stets ein Biegeversagen vor einem Querkraftversagen ein.

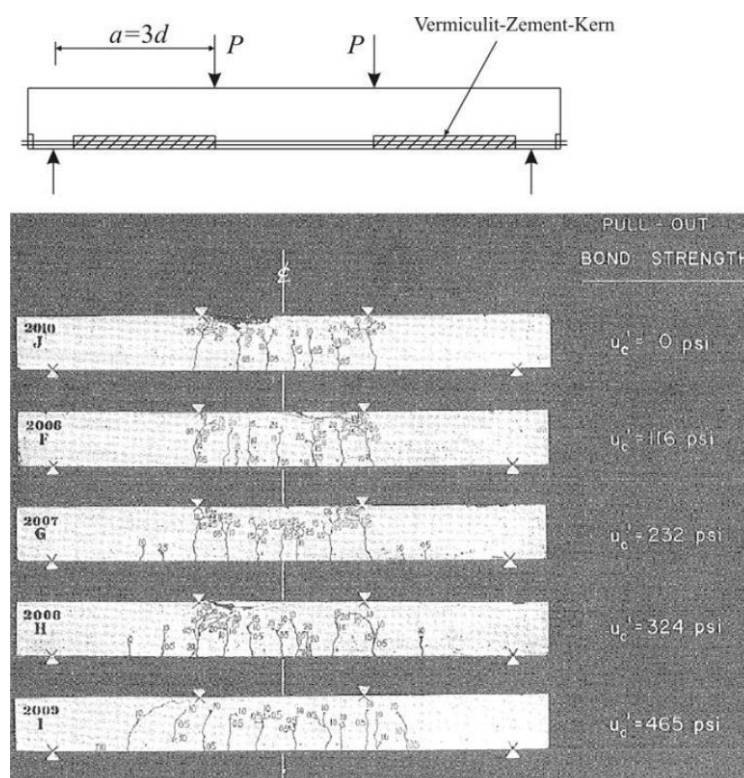


Bild 2-19: Untersuchungen zum Verbundverhalten von Kani [72; 76], entnommen aus [139]

Kani führte seine Beobachtungen auf folgende mechanische Modellvorstellungen zurück: Im Falle eines fehlenden Verbundes bildet sich eine Sprengwerk- bzw. Bogenzugbandwirkung aus. Die Spannungen in der Biegezugbewehrung sind dementsprechend über die Balkenspannweite konstant. Sofern ein geringer Verbund existiert, wird dieser durch die Biegerissbildung soweit zerstört, dass in den gerissenen Biegezugbereichen näherungsweise konstante Spannungen in der Bewehrung gemessen werden können. Im Falle eines guten Verbundes zwischen Beton und Biegebewehrung kann sich bei schlanken Balken mit Verbund im Zustand II ein kammartiges Rissbild entwickeln, bei welchem die Betonzähne zwischen den Rissen rahmenartig mit der Druckzone verbunden sind (Bild 2-20). Die Betonzähne selbst verbleiben im Zustand I. Durch die Einspannung der Betonzähne wird der Abbau der Bewehrungszugkräfte ermöglicht [164]. Die Querkraft wird dann (ohne Berücksichtigung eines Querkrafttraganteils der Bruchprozesszone V_{BPZ}) nach *Kani* über die folgenden, zuvor im Einzelnen beschriebenen, Traganteile abgetragen:

- Querkrafttraganteil der ungerissenen Biegedruckzone V_{cc}
- Dübelwirkung der Längsbewehrung V_d
- Rissverzahnung der geneigten Biegeschubrisse V_{cr}

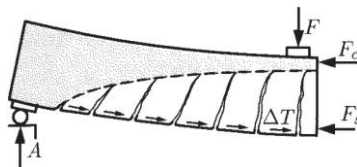


Bild 2-20: Zahnmodell nach Kani [72], entnommen aus [4]

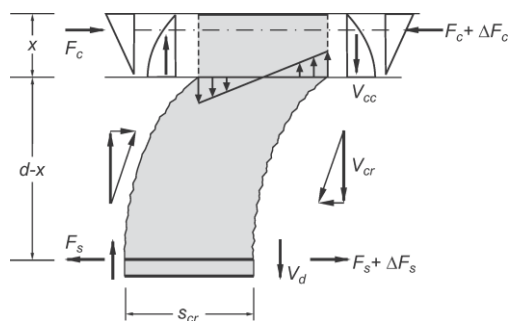


Bild 2-21: Beschreibung des Tragverhaltens an einem herausgeschnittenen Betonzahn, entnommen aus [164]

Ein derartiger Querkraftlastabtrag ist möglich, sofern die Fließspannung der Längsbewehrung nicht erreicht wird und eine Abplatzung der Betondeckung infolge hoher Dübelkräfte nicht erfolgt. Mit ansteigenden Belastungen steigt die Differenzkraft ΔF_s in der Biegezugbewehrung zwischen den einzelnen Rissen an, woraus entsprechend ein ansteigendes Einspannmoment der Betonzähne an die Druckzone resultiert. Die ansteigende Biegebeanspruchung führt dann zu einer Rotation der Risse. Überschreiten die Biegezugspannungen die Betonzugfestigkeit f_{ct} , setzen sich die schrägen Biegeschubrisse mit flacher Neigung in die Druckzone fort. Die Einspannung der Betonzähne geht dadurch verloren, im Gegenzug können durch die starke Rotation des Betonzahnes vermutlich jedoch

erhebliche Rissverzahnungskräfte aktiviert werden. So beschrieben *Fenwick & Paulay* [33] eine Umlagerung der inneren Kräfte in ein sprengwerkartiges Tragsystem, nachdem sich die Einspannwirkung der Betonzähne abgebaut hat.

Auch *Leonhardt & Walther* untersuchten die Bedeutung des Verbundes zwischen Biegebewehrung und Beton auf das Systemtragverhalten [95]. Sie untersuchten das Tragverhalten baugleicher Balken, welche jedoch entweder mit gerippter oder glatter Biegebewehrung ausgeführt wurden. Die Balken mit glatten Bewehrungsstäben zeigten dabei wesentlich höhere Traglasten als die mit gerippten Stäben bei gleichzeitig duktilerem Tragverhalten. *Leonhardt & Walther* führten diese Beobachtung darauf zurück, dass durch die glatte Biegebewehrung ein Querkraftversagen ausgeschlossen wurde und die höhere Biegetragfähigkeit maßgebend wird. Aufgrund des fehlenden Verbundes konnte sich keine Balkentragwirkung einstellen und die inneren Kräfte lagerten sich nach der Rissbildung in ein Bogen-Zugbandmodell mit entsprechend näherungsweise konstanten Zugspannungen in der Längsbewehrung um. *Leonhardt & Walther* bestätigten damit die Ergebnisse von *Kani*. Vergleichbare Versuchsergebnisse wurden auch von *Lorentsen* 1965 [97], *Rüsch & Mayer* 1967 [137], *Fenwick & Paulay* 1968 [33], *Kim & White* 1999 [79] beschrieben.

Normalkräfte

Drucknormalkräfte bewirken eine Vergrößerung der Biegedruckzone, flachere Biegeschubrissneigungen und kleinere Rissbreiten. Dementsprechend haben sie einen günstigen Effekt auf die Querkrafttraganteile der Querkraftbewehrung und der Druckzone sowie der Querkrafttraganteile infolge Rissverzahnungswirkung und Dübelwirkung. Drucknormalkräfte beeinflussen daher die Querkrafttragfähigkeit positiv, Zugnormalkräfte hingegen haben einen negativen Effekt auf die Querkrafttragfähigkeit. Zu den genannten Effekten kann sich zudem ohne Rissbildung eine Sprengwerk Wirkung bzw. Druckbogenwirkung mit entsprechend günstigem Einfluss auf die Querkrafttragfähigkeit bei Balken mit Längsdruckkraft einstellen.

Betonfestigkeit

Mit ansteigender Betondruckfestigkeit wächst die Querkrafttragfähigkeit an, wenngleich es sich dabei nicht um einen linearen, sondern unterproportionalen Zusammenhang handelt. Die Querkrafttragfähigkeit zeigt jedoch eine gewisse Affinität zur Betonzugfestigkeit [145], welche unterproportional zur Betondruckfestigkeit ansteigt.

2.3 Querkraftbemessung und Querkraftnachrechnung in Deutschland

2.3.1 Evolution der Bemessungsvorschriften im Spannbetonbau

Der Nachweis der Querkrafttragfähigkeit speziell des Längssystems im Spannbetonbrückenbau in Deutschland unterlag seit Einführung der DIN 4227 [19] im Jahre 1953 immer wieder teils grundlegenden Modifikationen. Ging man bei Einführung des Spannbetons im Brückenbau noch davon aus, dass die Querschnitte aufgrund der Vorspannung im ungerissenen Zustand I verbleiben

würden, wurden die Regelwerke über die Jahre zunehmend zur Berücksichtigung des tatsächlichen Trag- und Rissverhaltens teilweise gerissener Brückensysteme angepasst (Einführung der Zonen a und b). Die sicherlich bedeutsamste Modifikation in der Evolution der Bemessungsvorschriften stellt jedoch die Einführung des Fachwerkmodells dar. Zudem führte die Abschaffung der für die Bemessung günstigen Zone a im Jahre 2003 mit Einführung des DIN-Fachbericht 102 zu rechnerisch höheren erforderlichen Querkraftbewehrungsmengen. Die wesentlichen Entwicklungsschritte der Bemessungsvorschriften zum Nachweis der Querkrafttragfähigkeit des Längssystems im Spannbetonbrückenbau in Deutschland sind in Tabelle 2-1 aufgeführt. Für weitere Informationen hinsichtlich der Evolution der Querkraftbemessung wird auf *Kızıltan* [80], *Müller* [118], *Schacht* [139] sowie *Huber et al.* [68] verwiesen.

Tabelle 2-1: Entwicklung der Bemessungsvorschriften zum Nachweis der Querkrafttragfähigkeit des Längssystems im Spannbetonbrückenbau in Deutschland

Regelwerk	Nachweisformat und wesentliche Merkmale
DIN 4227:1953 [19]	<ul style="list-style-type: none"> - Nachweis der Hauptzugspannungen für Gebrauchs- u. Bruchlasten auf Basis der technischen Biegelehre im Zustand I - Keine Querkraftbewehrung erforderlich, sofern Grenzspannungen nicht überschritten werden; andernfalls Hauptzugspannungen voll mit Querkraftbewehrung abdecken (volle Schubdeckung) - Kein Nachweis der Hauptdruckspannung - Allgemeine Forderung einer Mindestbewehrung ohne Quantifizierung
ZB DIN 4227:1966 [162]	<ul style="list-style-type: none"> - Nachweis der Querkraftbewehrung mit reduzierter Hauptzugspannung möglich (reduzierte Schubdeckung) - Einführung Nachweis der Hauptdruckspannungen - Einführung einer verbindlichen Mindestbewehrung zur Vermeidung eines spröden Schubzugbruchversagens bei Erstrissbildung
DAfStb Richtlinie zu DIN 4227 (1973) [18]	<ul style="list-style-type: none"> - Einführung der Bemessung nach der Fachwerkanalogie mit $\theta = 45^\circ$ - Einführung der Zone a, in der Biegerisse nicht zu erwarten sind ($\sigma_{BZ} \leq f_{ct,gr\ddot{u}ndz}$, Schubrisse entstehen in Form von Schubzugrissen infolge σ_1), und der gerissenen Zone b mit Biegerissen ($\sigma_{BZ} > f_{ct,gr\ddot{u}ndz}$, Schubrisse entwickeln sich aus Biegerissen)
DIN 4227:1979 [20]	<ul style="list-style-type: none"> - Volle Schubdeckung für Fachwerkmodell mit 45° Druckstrebenneigung - Verminderte Schubdeckung für Fachwerkmodell mit flacherer Druckstrebenneigung
DIN 4227:1988 [21]	<ul style="list-style-type: none"> - Keine wesentlichen Veränderungen bei Querkraftbemessung gegenüber DIN 4227:1979
DIN-Fachbericht 102 2003 [27] bzw. 2009 [28]	<ul style="list-style-type: none"> - Entfall der Unterscheidung zwischen Zone a und b (Abschaffung Zone a ohne Biegerissbildung) - Einführung Fachwerkmodell mit variabler Druckstrebenneigung ($\theta_{min} = 30^\circ$) und Rissreibung
DIN EN 1992-2:2010 [26] und zug. NA [25]	<ul style="list-style-type: none"> - Keine wesentlichen Veränderungen bei Querkraftbemessung gegenüber DIN-Fachbericht 102

2.3.2 Modellgrundlagen der DIN EN 1992-2/NA

DIN EN 1992-2/NA basiert auf der Vorstellung einer Umlagerung der inneren Kräfte in ein idealisiertes fachwerkartiges Tragsystem im Zustand II bei Schrägrissbildung. Die Meilensteine bei der Entwicklung

der Fachwerkanalogie für die Anwendung in Deutschland, wie sie der DIN EN 1992-2/NA zugrunde liegt, werden im Folgenden in kompakter Form dargestellt.

Klassisches Fachwerkmodell nach Ritter und Morsch

Die Fachwerkanalogie querkraftbewehrter Stahlbetonbalken geht im Ursprung auf Überlegungen von *Ritter* [134] und *Morsch* [116] zurück. Es beruht auf der Annahme, dass sich im GZT parallele Druck- und Zugstreben ausbilden, zwischen denen sich unter einem Winkel von 45° geneigte Druckstreben ausbilden. Die Druckstreben werden über Zugstreben rechtwinklig zur Stabachse oder Zugstreben mit 45° Neigung (Bügel oder aufgebogene Längsbewehrung) zum Druckgurt hochgehängt. In der Modellvorstellung von Ritter bilden sich die Druckstreben genau zwischen der Querkraftbewehrung aus (Bild 2-22 (a)). Morsch erkannte dabei die Problematik eines potentiellen Schubzugbruchs zwischen den Querkraftbewehrungselementen und schlug ein mehrstrebiges Fachwerkmodell vor (Bild 2-22 (b)).

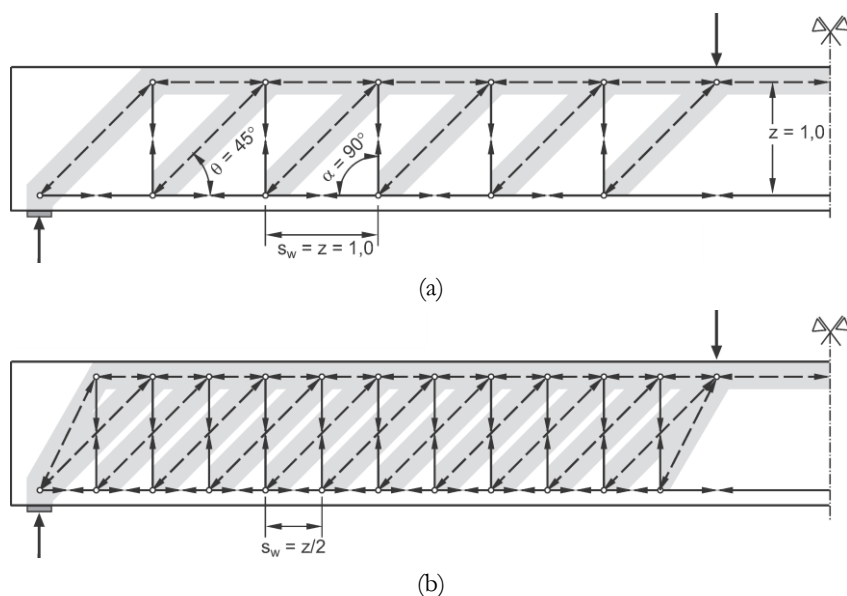


Bild 2-22: Die klassische Fachwerkanalogie: (a) Modellvorstellung nach Ritter, (b) Modellvorstellung nach Morsch, entnommen und modifiziert aus [164]

Erweitertes Fachwerkmodell nach Leonhardt

Ritter und *Morsch* wiesen die gesamte Querkraft den Zugstreben ihrer Fachwerkmodelle zu. Im Rahmen experimenteller Untersuchungen durch *Leonhardt* (z.B. [95; 96]) wurde jedoch festgestellt, dass die tatsächlichen Zugspannungen der Querkraftbewehrung in Abhängigkeit vom Balkenquerschnitt deutlich unter den rechnerischen Zugspannungen nach der klassischen Fachwerkanalogie liegen (Bild 2-23 (a)). Eine Querkraftbemessung nach der klassischen Fachwerkanalogie führt daher offensichtlich zu sicheren, aber unwirtschaftlichen Konstruktionen. *Leonhardt* führte die Diskrepanz zwischen den experimentell bestimmten und nach der klassischen Fachwerkanalogie („Morschgerade“ für 45° -Fachwerk) berechneten Bügelspannungen auf einen noch unberücksichtigten Betontraganteil zurück (Bild 2-23 (b)).

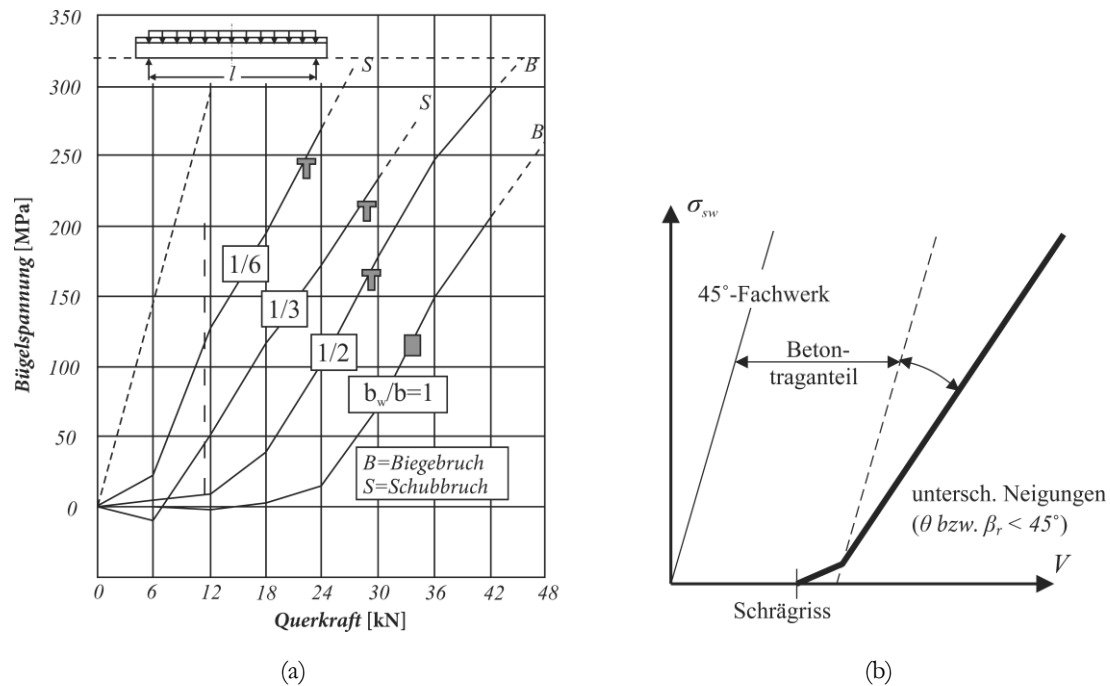


Bild 2-23: Fachwerkmodell mit Betontraganteil: (a) Fachwerktraganteil in Balken mit variierender Querschnittsgeometrie nach [95], entnommen und modifiziert aus [60]; (b) charakt. Biegelspannungsentwicklung nach [8], entnommen und modifiziert aus [60]

Leonhardt und *Walther* erweiterten die klassische Fachwerkanalogie aufgrund experimenteller Versuchsauswertungen um einen Betontraganteil, der einer geeigneten resultierenden Biegedruckkraft zugeschrieben werden kann (Bild 2-24). Im Rahmen ihrer erweiterten Fachwerkanalogie ergeben sich z.T. auch flachere Druckstrebenneigungen als 45° , wodurch sich die erforderliche Querkraftbewehrung reduziert. Das Verhältnis der verminderten Querkraftbewehrung zur rechnerisch nach der klassischen Fachwerkanalogie erforderlichen wurde als Schubdeckungsgrad η bezeichnet.

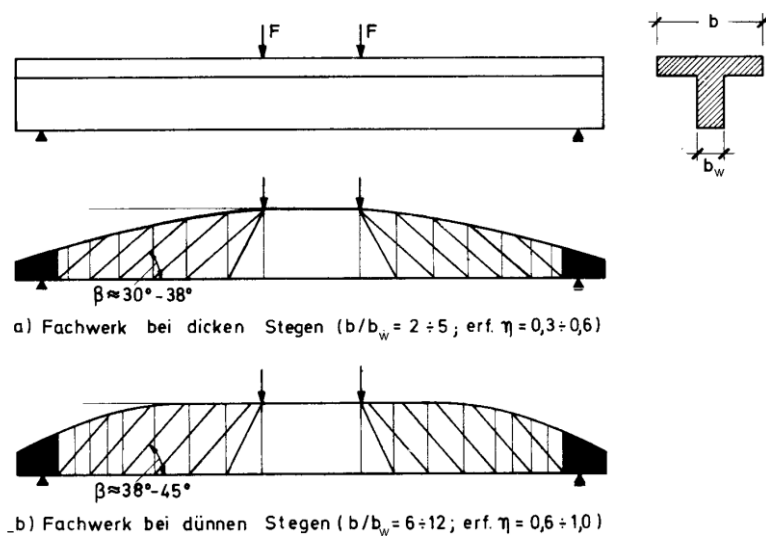


Bild 2-24: Modellvorstellung der erweiterten Fachwerkanalogie in Abhängigkeit von der Querschnittsgeometrie, entnommen und modifiziert aus [94]

Fachwerkmodell mit Rissreibung

Die Querkraftbemessung gem. DIN EN 1992-2/NA beruht auf dem Fachwerkmodell mit Rissreibung nach *Reineck*. Dabei wird neben der Fachwerkwirkung ein weiterer Betontraganteil infolge Rissreibung in Ansatz gebracht. Dieser Ansatz fand bereits in DIN-Fachbericht 102:2003 und DIN 1045-1:2001 Berücksichtigung. Der Betontraganteil infolge Rissreibung wird dabei indirekt über eine reduzierte Neigung der Betondruckstreben entsprechend der von *Walraven* [156] formulierten kinematischen Beziehungen berücksichtigt (Bild 2-27 und Bild 2-28). Daher wird bei dieser Modellvorstellung zwischen der Neigung der Risse β und der Neigung der Druckstrebenkräfte θ differenziert. Eine Übertragung von Druckstrebenkräften über schräge Risse wird so rechnerisch berücksichtigt.

Tragfähigkeit der Querkraftbewehrung

Die erforderliche (lotrechte) Querkraftbewehrung ergibt sich über die Betrachtung des Kräftegleichgewichts am schrägen Schnitt nach Bild 2-25:

$$0 = \Sigma V = V_{Ed,x} - F_{sdw}$$

$$V_{Ed,x} = F_{sdw} = \frac{A_{sw}}{s_w} \cdot \sigma_{sw} \cdot z \cdot \cot \theta$$

Mit $V_{Rd,s} = F_{sdw} \geq V_{Ed} = V_{Ed,x}$ und $\sigma_{sw} = f_{yd}$ ergibt sich:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s_w} \cdot \sigma_{sw} \cdot z \cdot \cot \theta \tag{2.25}$$

mit

- σ_{sw} Bügelspannung
- A_{sw} Querschnittsfläche der Bewehrung
- s_w Abstand der Bügel untereinander

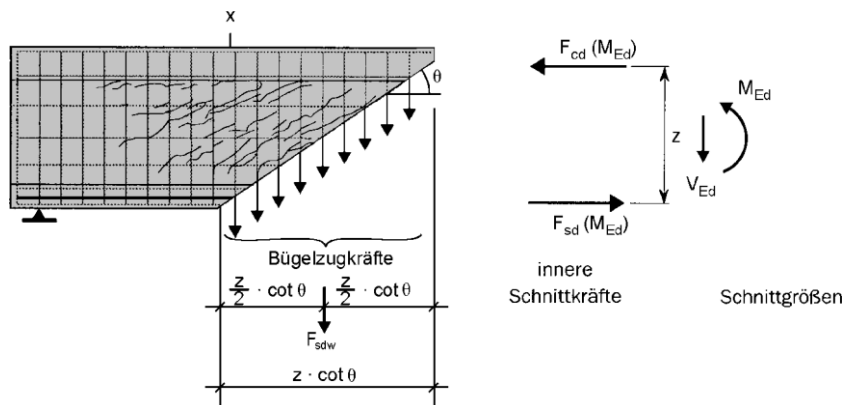


Bild 2-25: Gleichgewichtsbetrachtung am schrägen Schnitt, entnommen und modifiziert aus [110]

Tragfähigkeit der Druckstreben

Die von den Druckstreben aufnehmbare Querkraft ergibt sich über die Betrachtung des Kräftegleichgewichts am sägezahnartigen Schnitt nach Bild 2-26:

$$0 = \Sigma V = V_{Ed} - F_{cdw} \cdot \sin \theta$$

$$F_{cdw} = b_w \cdot \sigma_{cd} \cdot z \cdot \cos \theta \quad (2.26)$$

Es werden die Faktoren ν_1 (Abminderungsbeiwert für die Betonfestigkeit bei Schubrisen) und α_{cw} (Beiwert zur Berücksichtigung des Spannungszustandes im Druckgurt) eingeführt.

Mit $V_{Rd,max} = F_{cdw} \cdot \sin \theta \geq V_{Ed}$ und $\sigma_{cd} = \alpha_{cw} \cdot \nu_1 \cdot f_{cd}$ folgt daraus:

$$V_{Rd,max} = b_w \cdot \alpha_{cw} \cdot \nu_1 \cdot f_{cd} \cdot z \cdot \cos \theta \cdot \sin \theta \quad (2.27)$$

Mit $\cos \theta \cdot \sin \theta = 1/(\cot \theta + \tan \theta)$ folgt daraus:

$$V_{Rd,max} = \frac{b_w \cdot \alpha_{cw} \cdot \nu_1 \cdot f_{cd} \cdot z}{\cot \theta + \tan \theta} \quad (2.28)$$

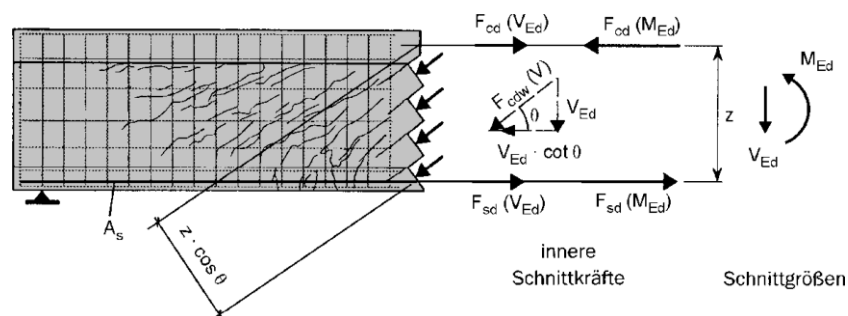


Bild 2-26: Gleichgewichtsbetrachtung am sägezahnartigen Schnitt, entnommen und modifiziert aus [110]

Implementierung Betontraganteil

Die zuvor beschriebene Implementierung des Betontraganteils V_{cr} infolge Rissverzahnungswirkung bei der Bestimmung der Druckstrebenneigung nach Reineck [130] wird im Folgenden kompakt dargestellt.

Tragwiderstand des parallelgurtigen Fachwerks mit Rissneigung β_r bei additiver Berücksichtigung des Betontraganteils V_{cr} :

$$V_u = \left(\frac{A_{sw}}{s_w} \right) \cdot \sigma_{sw} \cdot z \cdot \cot \beta_r + V_{cr} \quad (2.29)$$

mit

σ_{sw} Bügelspannung

V_{cr} Querkrafttraganteil des Betons infolge Rissuferverzahnung nach Bild 2-27

$$V_{cr} = c_j \cdot 0,48 \cdot f_{ck}^{1/3} \cdot \left(1 + 1,2 \cdot \frac{\sigma_{cp}}{f_{cd}}\right) \cdot b_w \cdot z \quad (2.30)$$

Tragwiderstand des parallelgurtigen Fachwerks mit Druckstrebenneigung θ :

$$V_u = \left(\frac{A_{sw}}{s_w}\right) \cdot f_{yw} \cdot z \cdot \cot \theta \quad (2.31)$$

Gleichsetzen von Gl. (2.29) und Gl. (2.31) mit $\sigma_{sw} = f_{yw}$:

$$\cot \theta = \cot \beta_r + \frac{V_{cr}}{\left(\frac{A_{sw}}{s_w}\right) \cdot f_{yw} \cdot z} \quad (2.32)$$

Umformung der Gl. (2.29) mit $\sigma_{sw} = f_{yw}$:

$$\frac{V_u - V_{cr}}{\cot \beta_r} = \left(\frac{A_{sw}}{s_w}\right) \cdot f_{yw} \cdot z \quad (2.33)$$

Einsetzen von Gl. (2.33) in Gl. (2.32), es gilt $V_u = V_{Ed}$:

$$\cot \theta = \cot \beta_r + \frac{V_{cr}}{V_u - V_{cr}} \cdot \cot \beta_r = \frac{\cot \beta_r}{1 - V_{cr}/V_u} = \frac{\cot \beta_r}{1 - V_{cr}/V_{Ed}} \quad (2.34)$$

Die beschriebene Vorgehensweise führt, wie in Bild 2-28 dargestellt, zu einer rechnerischen Abflachung der Betondruckstrebe θ gegenüber dem Risswinkel β_r . Für weitere Informationen zu den Hintergründen bei der Implementierung des Betontraganteils infolge Rissreibung im Zuge der Bemessung der Querkraftbewehrung gem. DIN EN 1992-2/NA wird auf [130] verwiesen.

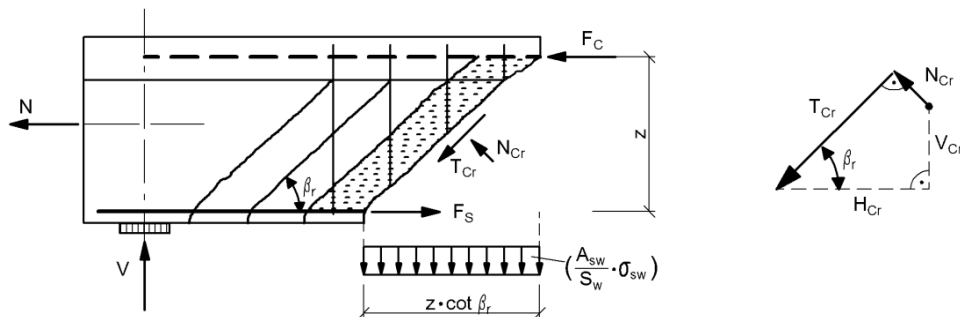


Bild 2-27: Endauflagerbereich mit angreifenden Kräften entlang eines schrägen Biegeschubrisses (links) und Kräfte infolge Rissreibung (rechts), entnommen und modifiziert aus [130]

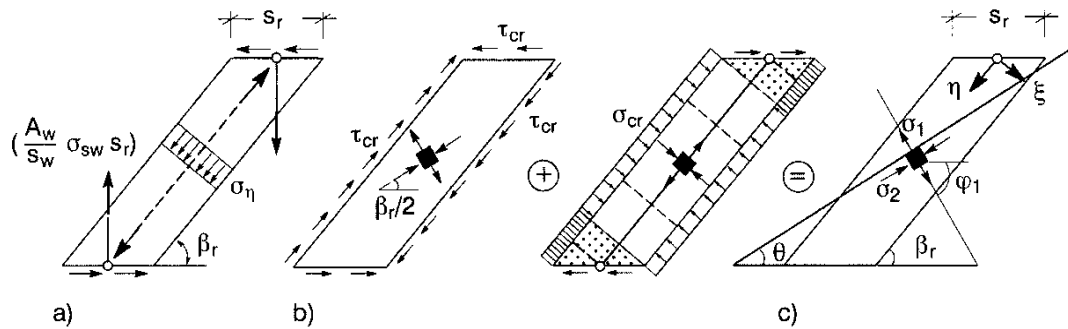


Bild 2-28: Spannungszustände im Beton zwischen den Rissen: (a) einachsiger Druck im Spannungsfeld zwischen den Rissen durch Bügelkräfte, (b) Schub- und Druckspannungszustand infolge Rissreibungskräfte, (c) superponierter Spannungszustand mit $\theta < \beta$, entnommen aus [130]

2.3.3 DIN EN 1992-2 und zugehöriger NA

Bis zur Einführung der DIN EN 1992-2/NA wurden in Deutschland die Betonbrücken auf der Grundlage der DIN-Fachberichte 102 „Betonbrücken“ und 101 „Einwirkungen auf Brücken“ berechnet, bemessen und konstruiert. Die DIN-Fachberichte stellten dabei lediglich eine nationale Übergangslösung bis zur Herausgabe der endgültigen europäischen EN Normen mit den zugehörigen nationalen Anhängen dar [22]. Diese traten zum 01.05.2013 in Deutschland verbindlich in Kraft.

Die in diesem Abschnitt aufgeführten wesentlichen Bemessungsvorschriften für Querkraft in Balkenstegen stammen aus DIN EN 1992-2 [26] in Verbindung mit dem zugehörigen NA [25] sowie DIN EN 1992-1-1 [23]. Einige Formulierungen wurden unverändert den Normtexten entnommen.

Allgemeines

Es gilt das Nachweisformat nach Gl. (2.35):

$$V_{Ed} \leq V_{Rd} \quad (2.35)$$

Für die Nachweise des Querkraftwiderstandes werden folgende Bemessungswerte definiert:

- $V_{Rd,c}$ Querkraftwiderstand eines Bauteils ohne Querkraftbewehrung
- $V_{Rd,s}$ durch die Fließgrenze der Querkraftbewehrung begrenzter Querkraftwiderstand
- $V_{Rd,max}$ durch die Druckstrebenfestigkeit begrenzter maximaler Querkraftwiderstand

Bei Bauteilen mit geneigten Gurten werden folgende zusätzliche Bemessungswerte definiert (Bild 2-29):

- V_{cd} Querkraftkomponente in der Druckzone bei geneigtem Druckgurt
- V_{td} Querkraftkomponente in der Zugsbewehrung bei geneigtem Zuggurt

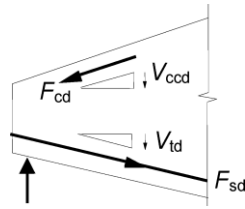


Bild 2-29: Querkraftkomponenten für Bauteile mit geneigten Gurten, entnommen aus [34]

Nach DIN EN 1992-2/NA entspricht der Querkraftwiderstand eines Bauteils mit Querkraftbewehrung Gl. (2.36). Der Querkraftwiderstand eines Bauteils ohne Querkraftbewehrung entspricht Gl. (2.37).

$$V_{Rd} \leq V_{Rd,s} + V_{ccd} + V_{td} \quad (2.36)$$

$$V_{Rd} \leq V_{Rd,c} + V_{ccd} + V_{td} \quad (2.37)$$

Im Bereichen mit $V_{Ed} > V_{Rd,c}$ ist in der Regel immer eine Querkraftbewehrung vorzusehen, die $V_{Ed} \leq V_{Rd}$ sicherstellt (vgl. Gl. (2.36)). Auch wenn rechnerisch keine Querkraftbewehrung erforderlich ist, ist bei Balkenstegen immer eine Mindestquerkraftbewehrung vorzusehen.

Die Summe aus Bemessungsquerkraft und Beiträgen der Gurte $V_{Ed} - V_{ccd} - V_{td}$ darf in der Regel in keinem Bauteilquerschnitt den Maximalwert $V_{Rd,max}$ überschreiten.

Die Längszugbewehrung muss in der Regel den zusätzlichen Zugkraftanteil infolge Querkraft aufnehmen können (Versatzmaßregel gilt ebenso bei Spannbeton).

Bei gleichmäßig verteilter Belastung darf die Bemessungsquerkraft im Abstand d vom Auflager nachgewiesen werden. Die erforderliche Querkraftbewehrung ist in der Regel bis zum Auflager weiterzuführen. Zusätzlich ist in der Regel nachzuweisen, dass die Querkraft am Auflager $V_{Rd,max}$ nicht überschreitet.

Bauteile ohne rechnerisch erforderliche Querkraftbewehrung

Balkenstege von Betonbrücken sind, anders als plattenartige Bauteile mit entsprechendem Schnittgrößenumlagerungspotential in Querrichtung, i.d.R. querkraftbewehrt auszuführen. Das Bemessungskonzept für nicht querkraftbewehrte Balkenstege wird daher hier nicht vorgestellt.

Bauteile mit rechnerisch erforderlicher Querkraftbewehrung

Die Bemessung von Bauteilen mit Querkraftbewehrung basiert auf einem Fachwerkmodell nach Bild 2-30 (vgl. Abschnitt 2.3.2).

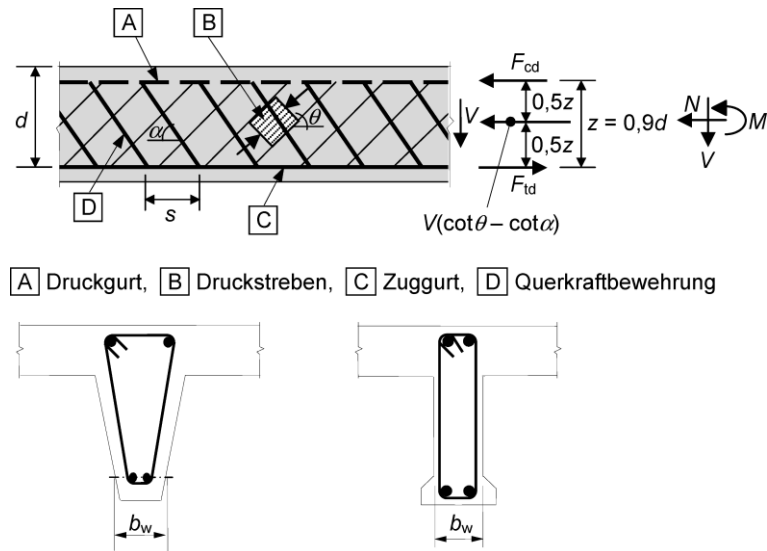


Bild 2-30: Parallelgurtiges Fachwerkmodell für die Querkraftbemessung, entnommen aus [34]

Die Druckstrebenneigung θ im Steg ist in Grenzen frei wählbar, allerdings zusätzlich gemäß NA nach Gl. (2.38) zu begrenzen. Bei geeigneter Querkraftbewehrung darf $\cot \theta$ bis $4/7 = 0,58$ ausgenutzt werden.

$$1,0 \leq \cot \theta \leq \frac{1,2 + 1,4 \cdot \sigma_{cp}/f_{cd}}{1 - V_{Rd,cc}/V_{Ed}} \leq 7/4 \quad (2.38)$$

Der Betontraganteil $V_{Rd,cc}$ berechnet sich nach Gl. (2.39).

$$V_{Rd,cc} = c \cdot 0,48 \cdot f_{ck}^{1/3} \cdot \left(1 - 1,2 \cdot \frac{\sigma_{cp}}{f_{cd}}\right) \cdot b_w \cdot z \quad (2.39)$$

mit

$$c = 0,5$$

σ_{cp} der Bemessungswert der Betonlängsspannung in Höhe des Schwerpunkts des Querschnitts mit $\sigma_{cd} = N_{Ed} / A_c$ in MPa, Betonzugspannungen σ_{cd} in den Gl. (2.38) und (2.39) sind negativ einzusetzen

Bei Bauteilen mit vertikaler Querkraftbewehrung ist der Querkraftwiderstand V_{Rd} der kleinere sich aus Gl. (2.40) und Gl. (2.41) ergebene Wert.

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s_w} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta \quad (2.40)$$

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} / (\cot \theta + \tan \theta) \quad (2.41)$$

mit

A_{sw} Querschnittsfläche der Bewehrung

s_w Abstand der Bügel untereinander

f_{ywd} Bemessungswert der Streckgrenze der Querkraftbewehrung

ν_1 =0,75 (Abminderungsbeiwert für die Betonfestigkeit bei Schubrisen)

α_{cw} =1,0 (Beiwert zur Berücksichtigung des Spannungszustandes im Druckgurt)

Enthält der Steg verpresste Metallhüllrohre mit einem Durchmesser von $\varphi > b_w / 8$, ist in der Regel der Querkraftwiderstand $V_{Rd,max}$ auf Grundlage einer rechnerischen Stegbreite $b_{w,nom}$ nach Gl. (2.42) zu bestimmen. Für verpresste Metallhüllrohre mit $\Sigma\emptyset < b_w/8$ gilt $b_{w,nom} = b_w$.

$$b_{w,nom} = b_w - 0,5 \cdot \Sigma \emptyset \quad (2.42)$$

mit

\emptyset Außendurchmesser des Hüllrohres

$\Sigma \emptyset$ für die ungünstigste Lage zu bestimmen

Für nicht verpresste Hüllrohre, verpresste Kunststoffhüllrohre und Spannglieder ohne Verbund bestimmt sich die rechnerische Stegbreite nach Gl. (2.43).

$$b_{w,nom} = b_w - 1,2 \cdot \Sigma \emptyset \quad (2.43)$$

Mit dem Faktor 1,2 in Gl. (2.43) wird die Gefahr eines durch Querkzugspannungen bedingten Spaltens der Betondruckstreben berücksichtigt. Eine Abminderung dieses Faktors ist auch bei vorhandener Querkraftbewehrung nicht zulässig.

Die Konstruktionsregeln der Querkraftbewehrung müssen den modellbedingten Anforderungen an die Ausbildung eines Stegfachwerks genügen. DIN EN 1992-2/NA fordert zudem den Nachweis einer Mindestquerkraftbewehrung zur Sicherstellung eines duktilen Querkraftversagens bzw. zur Vermeidung eines Sprödbruches bei Erstrissbildung.

2.3.4 Nachrechnungsrichtlinie (NRR)

Grundlage für die Nachrechnung von Betonbrücken ist die Nachrechnungsrichtlinie (NRR) [11] in Verbindung mit DIN-Fachbericht 102 [28]. Das Kapitel 12 „Betonbrücken“ der NRR wurde durch die im April 2015 erschienene 1. Ergänzung zur NRR [12] vollständig ersetzt. Hinsichtlich des Nachweises der Querkrafttragfähigkeit sind in der NRR folgende wesentliche Regelungen formuliert, welche hier teilweise unverändert der Richtlinie entnommen werden:

Der Nachweis der Querkrafttragfähigkeit erfolgt in Stufe 1 nach DIN-Fachbericht 102. Für den Nachweis der Querkrafttragfähigkeit dürfen abweichend vom DIN-Fachbericht 102 in Stufe 2 folgende Modifikationen bzw. ergänzende Regelungen angesetzt werden:

Neigung der Druckstrebe

Der Druckstrebenwinkel darf nach Gl. (2.44) in Anlehnung an DIN 4227:1988 bis auf den dort angegebenen Grenzwert $\tan \theta = 0,4$ abgemindert werden.

$$4/7 \leq \cot \theta \leq \frac{1,2 - 1,4 \cdot \sigma_{cp}/f_{cd}}{1 - V_{Rd,c}/V_{Ed}} \leq 2,5 \quad (2.44)$$

Die Formulierung des Nenners in Gleichung (2.44) führt jedoch i.d.R. dazu, dass flache Druckstrebenneigungen rechnerisch nicht angesetzt werden dürfen. Daher darf der Druckstrebenwinkel θ alternativ zu Gl. (2.44) nach Gl. (2.45) mit dem genauer ermittelten Schubrißwinkel nach Gl. (2.46) über folgenden additiven Ansatz ermittelt werden. Weitere Informationen können z.B. *Marzahn* et al. [103] entnommen werden.

$$4/7 \leq \cot \theta \leq \cot \beta_r + \frac{V_{Rd,c}}{(A_{sw}/s_w) \cdot z \cdot f_{yd}} \leq 2,5 \quad (2.45)$$

$$\cot \beta_r = 1,2 + \frac{f_{cd}}{70 \cdot \rho_w \cdot f_{yd}} - 1,4 \cdot \frac{\sigma_c}{f_{cd}} \leq 2,25 \quad (2.46)$$

mit

ρ_w geometrischer Bewehrungsgrad

σ_c Bemessungswert der Betonlängsspannung in Höhe des Schwerpunktes des Querschnitts
(Druckspannungen negativ)

Bei Betonbrücken ohne Schrägrisse oder mit vorhandenen Schrägrissbreiten $w \leq 0,2$ mm (Spannbeton) bzw. $w \leq 0,3$ mm (Stahlbeton) und einer vorläufig eingeschränkten Nutzungsdauer von bis zu 20 Jahren (Nachweisklasse C) darf der Druckstrebenwinkel nach Gl. (2.44) bzw. Gl. (2.45) berechnet und bis $\cot \theta = 3,0$ abgemindert werden.

Querkraftdeckungslinie

Die Nachrechnungsrichtlinie erlaubt zudem das Einschneiden der Querkraftdeckungslinie, fordert als Kompensation jedoch eine eingeschränkte Restnutzungsdauer von 20 Jahren (Nachweisklasse C).

Innerer Hebelarm

Nach DIN Fachbericht 102 ergibt sich der innere Hebelarm aus der Biegebemessung im GZT. Sofern die Spannglieder im gezogenen Bereich der Dehnungsebene nach Zustand II liegen, darf gem. NRR jedoch der innere, gewichtete Hebelarm z_{gew} für die Querkraftbemessung nach Gl. (2.47) angesetzt werden.

$$z_{gew} = \frac{F_{sd} \cdot z_s + \Delta F_{pd} \cdot z_p}{F_{sd} + \Delta F_{pd}} \quad (2.47)$$

mit

$$F_{sd} \quad \text{Zugkraft der in der Biegebewehrung aus Betonstahl} \\ = A_s \cdot \sigma_{sd} \leq A_s \cdot f_{yd}$$

$$\Delta F_{pd} \quad \text{Kraftzuwachs im Spannstahl infolge äußerer Lasten nach dem Vorspannen} \\ = A_p \cdot (\sigma_{pd} - \sigma_{pm,t}) \leq A_s \cdot (f_{p0,1d} - \sigma_{pm,t})$$

Hauptzugspannungsnachweis

Neben den aufgeführten Modifikationen in der Stufe 2 lässt die 1. Ergänzung zur NRR für Bereiche, in denen eine Stegrissbildung äußerst unwahrscheinlich ist, einen Hauptzugspannungsnachweis im GZT für den ungerissenen Zustand I zu. Häufig führt dort nur dieser Rückgriff auf DIN 4227, allerdings angepasst an den heutigen Stand der Bemessungstechnik, mit dem Nachweis über zulässige Hauptzugspannungen σ_1 zum Erfolg in Berechnungsstufe 2. Letztlich wird dadurch die Betonzugfestigkeit in Ansatz gebracht [49]. Für weitere Informationen zu diesem Hauptzugspannungsnachweis wird insbesondere auf [12; 55] verwiesen. Die Anwendung des Hauptzugspannungskriteriums ist jedoch nur in folgenden Bereichen zulässig:

- Querschnittsbereiche, in denen im GZT ausschließlich Längsdruckspannungen auftreten,
- Querschnittsbereiche mit in der Zugzone liegendem Gurt bzw. an deren weniger gedrücktem Querschnittsrand sich ein Gurt befindet, wenn die zugehörigen Biegezugspannungen am Querschnittsrand im GZT den Wert f_{ctm} nicht überschreiten (Bild 2-31 (a)),
- Querschnittsbereiche ohne in der Zugzone liegendem Gurt bzw. an deren weniger gedrücktem Querschnittsrand sich kein Gurt befindet, wenn die zugehörigen Biegezugspannungen am Querschnittsrand im GZT den Wert $f_{ctd} = \alpha_{ct} \cdot f_{ctk;0,05} / \gamma_c$ nicht überschreiten (Bild 2-31 (b)).

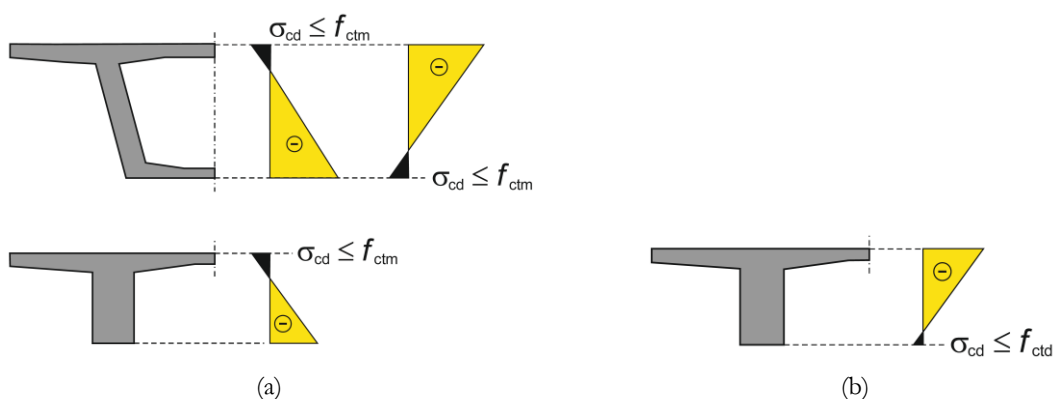


Bild 2-31: Anwendungsbedingungen für Hauptzugspannungsnachweis: (a) Querschnittsbereiche mit in der Zugzone liegendem Gurt, (b) Querschnittsbereiche ohne in der Zugzone liegenden Gurt, entnommen aus [12]

Zusätzlich zum Nachweis der Hauptzugspannungen unter statischer Belastung ist ein entsprechender Ermüdungsnachweis zu führen.

3 Experimentelle Untersuchungen

3.1 Allgemeines

Der Querkraftbemessung nach DIN EN 1992-1-1/NA [23; 24] für den Hochbau bzw. nach DIN EN 1992-2/NA [25; 26] für Betonbrücken liegt das idealisierte parallelgurtige Fachwerkmodell mit Rissreibung und veränderlicher Druckstrebenneigung für den gerissenen Zustand II zugrunde (vgl. Abschnitt 2.3), welches seit 2003 die Grundlage bei der Querkraftbemessung vorgespannter Betonbrücken nach DIN FB 102 [20] bildet. Dieses Nachweisverfahren für Querkraft führt im Hinblick auf die Bemessung neuer Bauwerke zur Ausführung robuster Konstruktionen mit signifikanten Tragreserven. Im Zuge der Nachrechnung bestehender älterer Brückenbauwerke unter Ansatz der Richtlinie zur Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand (Nachrechnungsrichtlinie) [11; 12] führt die Bestimmung der Querkrafttragfähigkeit auf Basis dieses idealisierten Fachwerkmodells jedoch i.d.R. zu unwirtschaftlichen Ergebnissen. Als Folge dieser rechnerischen Tragfähigkeitsdefizite werden daher bestehende Bauwerke nicht selten aufwändig querkraftverstärkt, wenn nicht sogar Ersatzneubauten geplant werden müssen. Diese Maßnahmen in Verbindung mit den zugehörigen verkehrstechnischen Einschränkungen bedeuten einen erheblichen volkswirtschaftlichen Kostenfaktor.

Das Fachwerkmodell wurde im Wesentlichen an Querkraftversuchen an einfeldrigen Stahlbetonträgern kalibriert, welche aufgrund ihrer Kleinmaßstäblichkeit wirklichkeitsnahe Verhältnisse nicht widerspiegeln. Derartige Versuche sind in [131; 132] umfangreich dokumentiert und liegen in großer Zahl vor. Es ist naheliegend, dass dieses empirisch hergeleitete Nachweisverfahren das spezifische Querkrafttragverhalten durchlaufender Spannbetonbalken nicht realitätsnah abbilden kann.

Das Tragverhalten (großformatiger) Spannbetonträger mit Durchlaufwirkung (Durchlaufträger bzw. Einfeldträger mit ballastiertem Kragarm) wurde bislang jedoch nur im Rahmen weniger Versuche experimentell untersucht und brauchbar dokumentiert [38; 39; 50; 59; 61; 63; 70; 135]. Im Jahre 2013 wurde der Lehrstuhl Betonbau der TU Dortmund durch die Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt) mit der Untersuchung des Querkrafttragverhaltens an einem durchlaufenden Spannbetonträger beauftragt [107; 108]. Die Bearbeitung des Projektes erfolgte in Kooperation mit Zilch + Müller Ingenieure (ZMI). Zudem erfolgten im Rahmen eines weiteren Forschungsprojektes systematische Untersuchungen des Querkrafttragverhaltens durchlaufender Spannbetonträger in Kooperation mit dem Lehrstuhl und Institut für Massivbau der RWTH Aachen, dem Lehrstuhl für Massivbau der TU München und ZMI [36; 40; 42; 62; 120; 144; 147]. Im Zuge dieser Untersuchungen wurden an der TU Dortmund und RWTH Aachen weitere großformatige Spannbetonträger untersucht.

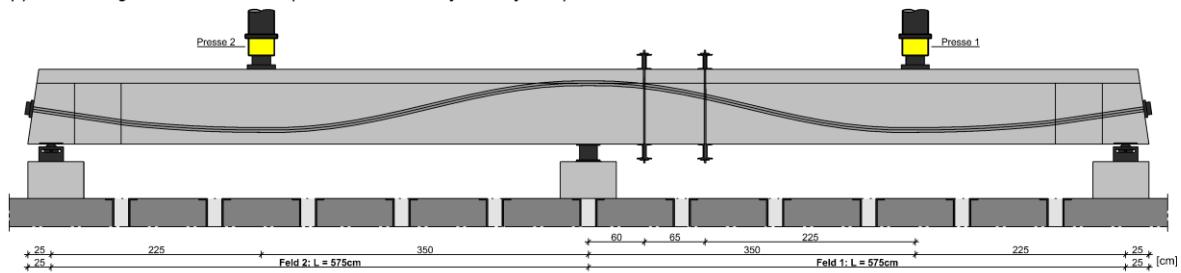
Im Hinblick auf die Dimensionierung der Dortmunder Durchlaufträger wurde angestrebt, eine möglichst gute Abbildung der üblichen, bei älteren Spannbetonbrücken bestehenden Verhältnisse im Rahmen des technisch und logistisch Möglichen zu realisieren. Dabei konnte das (Querkraft-) Tragverhalten der untersuchten Versuchsträger durch eine sehr umfangreiche Messtechnik flächenhaft und kontinuierlich untersucht werden. Die so gewonnen Versuchsergebnisse werden im Folgenden detailliert dargestellt und umfassend ausgewertet. Letztlich stellen diese Ergebnisse auch einen wertvollen Beitrag zur Ergänzung der Versuchsdatenbanken zur Überprüfung der Querkraftbemessung für Konstruktionsbauteile dar [131; 132].

3.2 Versuchsprogramm

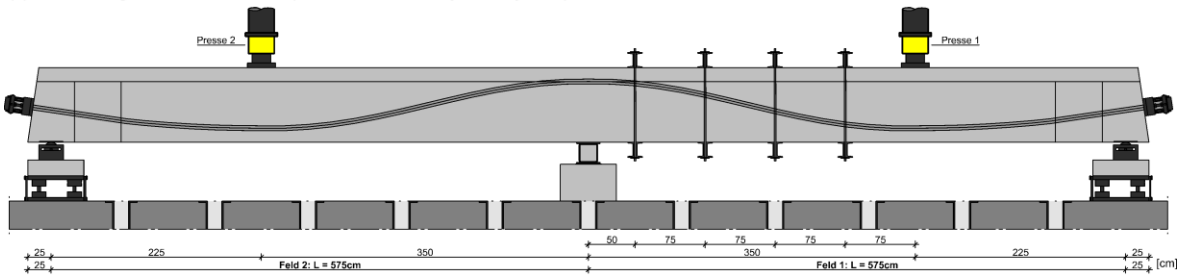
3.2.1 Versuchsstand

Bild 3-1 stellt in einer Übersicht die Aufbauten der Versuchsstände der Versuchsträger DLT 1-4 dar. Darüber hinaus werden zum besseren Verständnis anschauliche Visualisierungen der einzelnen Versuchsstände im Anhang A1.1 dargestellt. Alle Versuchsträger waren von identischer äußerer Geometrie. Die Versuchsstände wurden jedoch auf Basis gewonnener Erfahrungswerte entsprechend der jeweiligen Erfordernisse geringfügig modifiziert und weiterentwickelt.

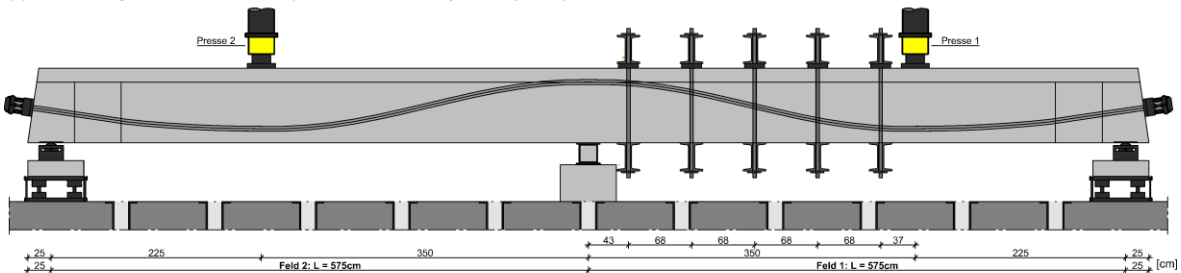
(a) Versuchsträger DLT 1 - Einzellasten (2 kommunizierende Hydraulikzylinder)



(b) Versuchsträger DLT 2 - Einzellasten (2 kommunizierende Hydraulikzylinder)



(c) Versuchsträger DLT 3 - Einzellasten (2 kommunizierende Hydraulikzylinder)



(d) Versuchsträger DLT 4 - Einzellasten (11 kommunizierende Hydraulikzylinder)

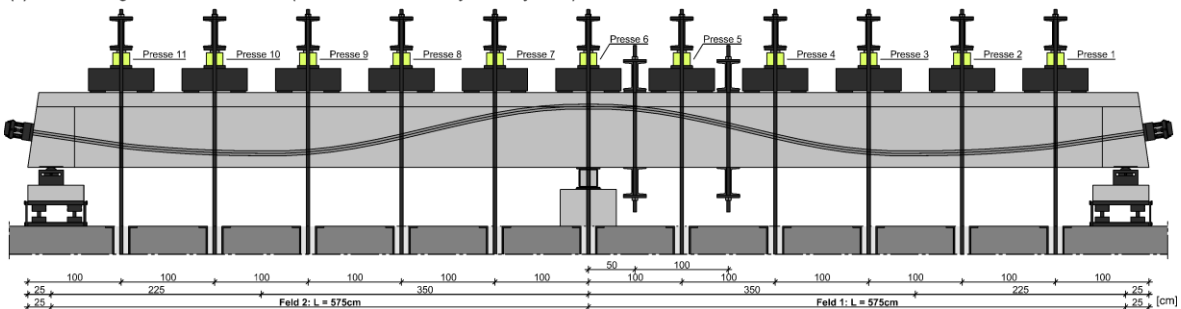
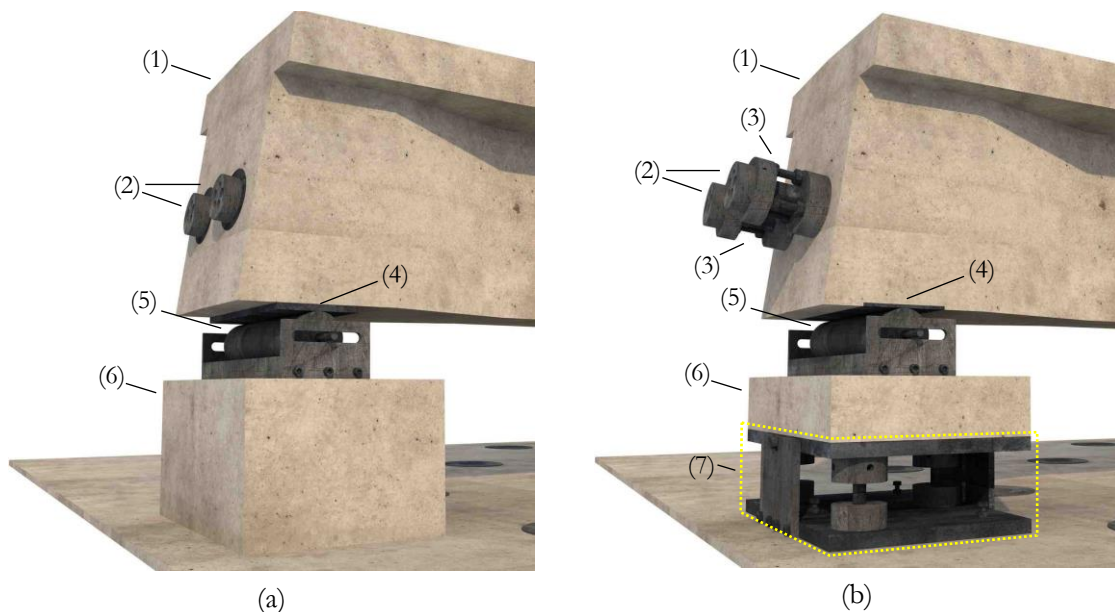


Bild 3-1: Aufbau der Versuchsstände der Versuchsträger DLT 1-4

Die Versuchsträger wurden an den Endauflagern rollend aufgelagert, um die dort aus der Verformung resultierende Längsverschiebung und Rotation ohne Behinderung zu gewährleisten (Bild 3-2). Die Breite des Rollenlagers entsprach der Breite des Steges in der Achse des Endauflagers. An den Endauflagern des Trägers DLT 1 wurde zwischen Rollenlager und Träger je eine Stahlplatte mit $b/l/t = 250/600/20$ [mm] an einbetonierten Gewindehülsen befestigt (Bild 3-2 (a)). Den Trägern DLT 2-4 wurden im Bereich des Endauflagers jeweils Stahlplatten mit $b/l/t = 150/600/15$ [mm] und aufgeschweißten Kopfbolzendübeln einbetoniert. Im Zuge der Untersuchungen am DLT 1 wurden die Rollenlager direkt auf Stahlbetonblöcke mit $b/l/h = 60/80/40$ [cm] aufgelagert (Bild 3-2 (a)). Diese Methodik erwies sich jedoch aus zweierlei Gründen als unvorteilhaft: Zum einen war eine Messung der Endauflagerkräfte so nicht möglich und zum anderen gelang die Nivellierung der insgesamt drei Balkenaufleger (Endauflager und Innenaufleger) im Rahmen einer geringen vertikalen Toleranz nur durch den aufwändigen Einsatz von Lasermesstechnik aus dem Bereich der Vermessungstechnik. Im Rahmen der folgenden Versuche wurden daher die Rollenlager der Endauflager auf einer Konstruktion aufgelagert, welche zum einen die Messung der Auflagerkräfte und zum anderen die unkomplizierte vertikale Ausrichtung ermöglichten (Bild 3-2 (b)).

Der Verschiebungsruhepunkt befand sich stets an der Innenstütze. Der Träger DLT 1 wurde dort auf einer Stahlplatte mit $b/l/t = 200/400/30$ [mm] auf zwei Kraftmessdosen frei drehbar aufgelagert. Die Träger DLT 2-4 wurden an der Innenstütze auf einem dünnen Elastomer mit $b/l/t = 250/300/2$ [mm] auf einer Stahlplatte mit $b/l/t = 250/400/15$ [mm] oberhalb eines ausbetonierten quadratischen Hohlprofils mit $a/b = 200/200$ [mm] aufgelagert.



- | | |
|--|--|
| (1) Versuchsbalken | (5) Rollenlager |
| (2) Verankerungsscheiben der Spannglieder | (6) Stahlbeton Auflagerblock |
| (3) Konstruktion zur Messung der Vorspannkkräfte | (7) Konstruktion zur Messung der Endauflagerkräfte, höhenverstellbar |
| (4) Stahlplatte (angeschraubt bzw. einbetoniert) | |

Bild 3-2: Endauflagerkonstruktion des Trägers DLT 1 (a) und der Träger DLT 2-4 (b)

3.2.2 Versuchsablauf

Im Zuge der Versuchsdurchführung wurde angestrebt, die Tragfähigkeit der jeweils unterschiedlich querkraftbewehrten Felder zu bestimmen. Da das Feld 1 stets deutlich geringer querkraftbewehrt war, musste sich ein Versagen zunächst in diesem Feld einstellen. Um während eines Versuches das Bauteiltragverhalten und die unter einer Laststufe verbleibende Resttragfähigkeit abschätzen zu können, wurden in Echtzeit eine Vielzahl an Beton- und Betonstahldehnungen ausgewertet und visualisiert.

Bild 3-3 beschreibt schematisch den Ablauf eines Musterversuches. Dazu ist im oberen Bildbereich eine exemplarische Lastverformung-Kurve (LVK) mit vier charakteristischen Belastungszeitpunkten dargestellt. Zu diesen Belastungszeitpunkten werden exemplarisch Rissbilder und Spannungen der Bügel zwischen den Einzellasten dargestellt. Die Ausnutzung eines Bügels ist dabei jeweils durch die farbliche Kennzeichnung abzuleiten (grün: geringe Ausnutzung, gelb: moderate Ausnutzung, rot: Fließspannung mindestens erreicht). Die Spannungen der Längsbewehrung wurden während der Versuche zwar in Echtzeit gemessen und untersucht, werden in Bild 3-3 jedoch vereinfacht nicht dargestellt.

(1) Versuchsbeginn, elastischer Bereich

Zu Beginn des Versuches verhält sich der Versuchsträger im Zustand I näherungsweise linear-elastisch (Bild 3-3 (1a)). Es werden dementsprechend keine nennenswerten Stahlspannungen der Bügelbewehrung gemessen (Bild 3-3 (1b)).

(2) Laststeigerung bis zur Versagensankündigung

Zur Detektion und Kennzeichnung von Rissen wird die Laststeigerung in regelmäßigen Abständen für kurze Dauer unterbrochen. Nach dem Einsetzen einer Schrägrissbildung (Bild 3-3 (2a)) zeigen sich unter hohen Lasten im schwächer querkraftbewehrten Schubfeld (Feld 1, rechts) erwartungsgemäß hohe Bügelbeanspruchungen ($\sigma_s > \sigma_y$) im Bereich der Innenstütze und der Lasteinleitung (Bild 3-3 (2b)). Ein Biegezugversagen kündigt sich an, häufig einhergehend mit einer abflachenden LVK. Eine nennenswerte Laststeigerung ist nicht mehr wahrscheinlich.

(3) Montage einer externen Querkraftbewehrung

Es wird eine externe Querkraftverstärkung (Schubspangen bestehend Quertraversen und Gewindestangen) im schwächer querkraftbewehrten Feld montiert (Bild 3-3 (3a)). Bei Entlastung des Trägers zeigt sich eine Entlastung der elastisch beanspruchten Bügelquerschnitte, stellenweise sind die Bügel bereits plastisch verformt (Bild 3-3 (3b)).

(4) Versagen im nicht querkraftverstärkten Bereich

Durch die Montage der externen Querkraftbewehrung kann einem vorzeitigen Querkraftversagen im schwächer bewehrten Feld vorgebeugt werden. Der Versuch wird bis zum Bruch des stärker querkraftbewehrten Bereiches fortgesetzt (Bild 3-3 (4)).

Hinsichtlich des Versuchsablaufes des ersten Versuches (DLT 1) ist zu erwähnen, dass die tatsächliche Systemtragfähigkeit die prognostiziert deutlich überschritten hatte. Die auf Basis der prognostizierten Systemtragfähigkeit ausgewählten Pressen konnten daher die erforderliche Pressenlast nicht aufbringen. Der erste Belastungsversuch am 14.06.2013 musste daraufhin unterbrochen werden und konnte erst nach einem Umbau des Versuchsstandes zu einem späteren Zeitpunkt am 12.09.2013 fortgesetzt werden.

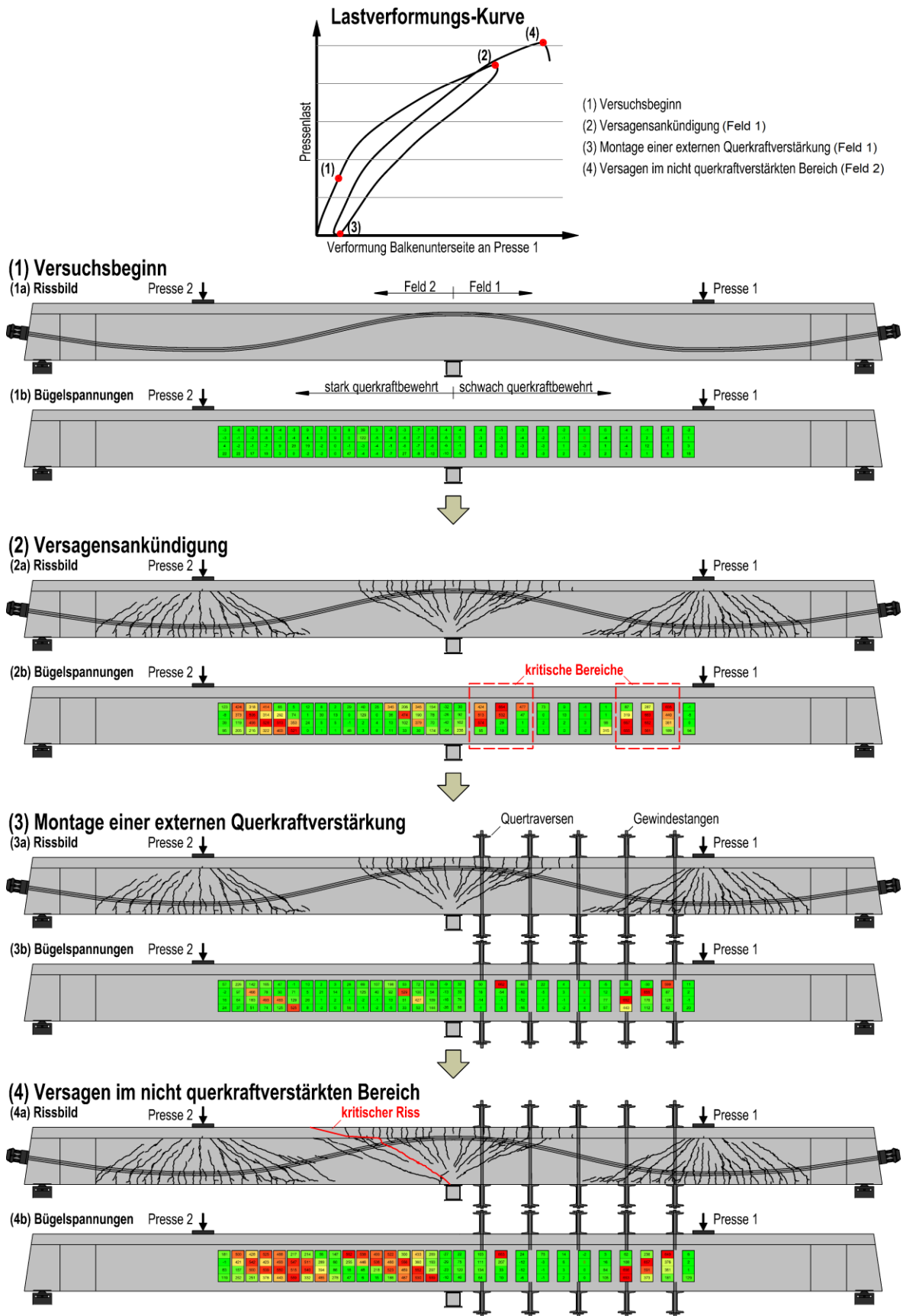


Bild 3-3: Versuchsablauf unter Berücksichtigung des lastabhängigen Verformungsverhaltens, der beobachteten Rissbilder und der gemessenen Bügelspannungen (grüne Farbe: geringe Ausnutzung; gelb: moderate Ausnutzung; rote Farbe: Fließspannung mindestens erreicht)

3.2.3 Belastung

Die Versuchsträger DLT 1-3 wurden durch je eine Einzellast pro Feld belastet (Bild 3-1). Dabei wurden die Versuchsstände für diese drei Einzellastversuche in geringem Maße modifiziert (s. Anhang A1.1). Die Pressen wurden im Rahmen der ersten drei Versuche jeweils unterhalb einer Quertraverse eines Stahlrahmens montiert, welcher durch vorgespannte Gewindestangen auf dem Testfeld verankert wurde. Da die verwendeten Pressen empfindlich auf Biege- und Querkraftbeanspruchungen reagieren, wurden unterhalb der Quertraversen (der Stahlrahmen) und oberhalb der Lasteinleitungsplatten auf den Trägern Axialgelenklager montiert. Oberhalb der Pressen wurde für die Versuchen 2 und 3 ein zusätzliches Stahlrohr eingebaut, um horizontal abtreibende Kräfte infolge nicht zu verhindernder Montageimperfektionen zu reduzieren (verlängerter Pendelstab).

Zur Realisierung der Streckenbelastung auf den Versuchsbalken DLT 4 wurden 11 geometrisch identische Pressen je unterhalb einer Quertraverse angeordnet (s. Anhang A1.1). Diese Quertraversen wurden mittels Gewindestangen (M36, FK10.9) im Testfeld verankert. Die Pressenlasten wurden wiederum über einzelne Längstraversen auf zwei Lasteinleitungsplatten mit $b/l/t = 260/170/40$ [mm] im Abstand von 50 cm aufgeteilt. Auch hier kamen zwischen den Quertraversen und Pressen Axialgelenklager zum Einsatz. Zudem ließen die im Testfeld verankerten Gewindestangen über ihre Biegeweichheit eine gewisse Verschiebung und Rotation der Quertraversen zu. Durch die gewählte Anordnung der Pressen im Zuge des vierten Versuches (DLT 4) ergibt sich unter Ansatz einer angenommenen Lastausbreitung im Bauteil von 45° näherungsweise eine konstante Streckenbelastung in Höhe der Schwerelinie des Querschnitts (Bild 3-4).

Im Rahmen aller Untersuchungen wurden die Pressen über eine Handpumpe gesteuert. Da alle Pressen über einen Ölkreislauf kommunizierend angeschlossen wurden, wirkte auf die Kolbenflächen der Hydraulikzylinder stets der gleiche Druck. Da die im Zuge eines Versuches verwendeten Pressen von gleicher Bauart mit identischer Kolbenfläche waren, wurden durch die kommunizierenden Pressen rechnerisch stets identische Lasten aufgebracht. Im Vorfeld jedes Versuches wurden zudem die lastabhängigen inneren Reibungsverluste der Hydraulikzylinder bestimmt, um die tatsächlichen Pressenlasten ermitteln zu können. Es zeigten sich im Zuge dieser Kalibrierungsversuche jedoch nur marginale Unterschiede hinsichtlich der inneren Reibungsverluste.

Aus den grundsätzlich stark variierenden Belastungssituationen (Einzellast vs. Streckenlast) resultierten entsprechend variierende Querkraftverläufe: Ein streckenweise annähernd konstanter Querkraftverlauf unter Einzellasten bzw. ein annähernd linearer Querkraftverlauf unter Streckenlasten.

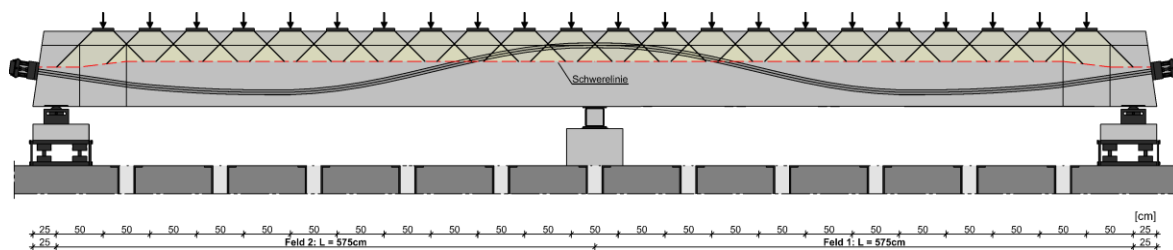


Bild 3-4: Beanspruchungen im Balkensteg unter Ansatz einer angenommenen Lastausbreitung von 45° bis zur Schwerelinie (Versuchsträger DLT 4)

3.2.4 Spannweite und Querschnittsgeometrie

Die Spannweite und Querschnittsgeometrie der Versuchsträger wurden im Zuge der experimentellen Untersuchungen nicht variiert. Bild 3-5 zeigt die Geometrie der Versuchsträger in Ansicht (a) und in Aufsicht (b) sowie qualitativ den Verlauf der internen Spannglieder.

Ab einer Distanz von 75 cm zur Endauflagerachse wurden die Trägerstege zur Verankerung der internen Spannglieder von 30 cm auf 60 cm Breite aufgeweitet (Bild 3-6 (a)). In dem zwischen den Stegaufweitungen liegenden Regelbereich wiesen die Versuchsbalken einen Plattenbalkenquerschnitt mit konstanten Abmessungen $b_w/b_F = 30/80$ [cm] und $h/h_F = 80/15$ [cm] auf (Bild 3-6 (b)).

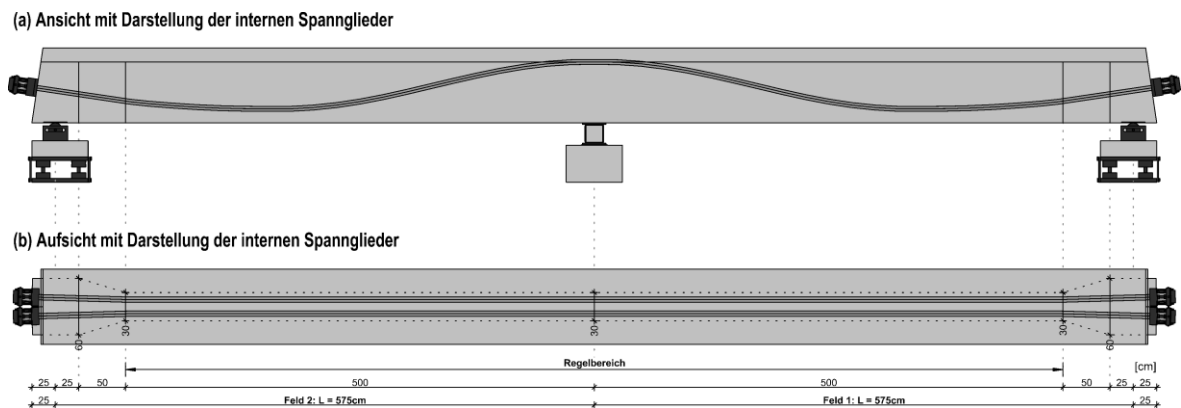


Bild 3-5: Geometrie der Versuchsträger DLT 1-4, dargestellt in Ansicht (a) und Aufsicht (b) [42]

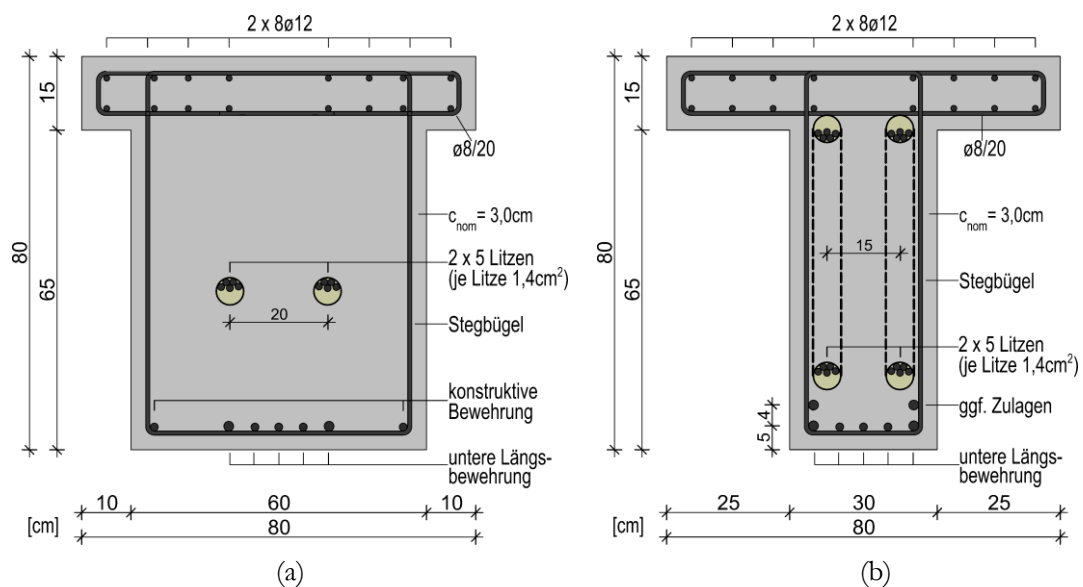
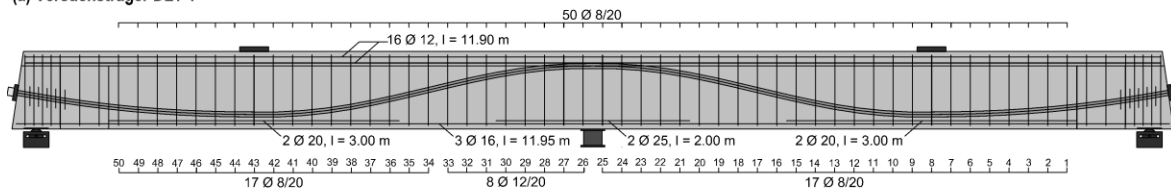


Bild 3-6: Schematische Querschnittsdarstellung der Versuchsträger DLT 1-4 in der Achse der Endauflager (a) und im Regelbereich (b) [42]

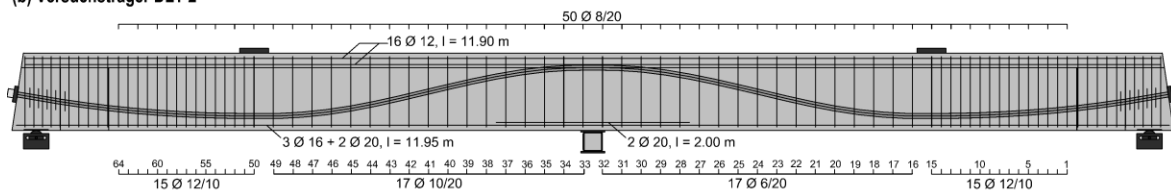
3.2.5 Längs- und Querkraftbewehrung

Bild 3-7 zeigt eine Übersicht der Bewehrung für den Regelbereich zwischen den Endauflagern. Detaillierte Bewehrungspläne können Anhang A1.2 entnommen werden. Die Längsbewehrung der Versuchsträger wurde so dimensioniert, dass bei geringen Querkraftbewehrungsgraden ein Biegeversagen vor einem Querkraftversagen sehr unwahrscheinlich war. Dadurch resultierten jedoch Längsbewehrungsgrade, die bei bestehenden Brückenbauwerken aus den 1960er und 1970er i.d.R. nicht vorzufinden sind. Von einer Staffelung der unteren Längsbewehrung im Feld, wie sie bei Versuchsträger DLT 1 gewählt wurde, wurde bei den Versuchsträgern DLT 2-4 abgesehen. Zur Vermeidung eines ungewollten Druckzonenversagens wurde Versuchsträger DLT 4 im Bereich der Innenstütze zusätzlich stark längs- und querkraftbewehrt. Da im Rahmen eines Forschungsprojektes, welches nicht Gegenstand der vorliegenden Arbeit ist, experimentelle Untersuchungen zum Tragverhalten von durchlaufenden Spannbetonträgern unter kombinierter Biege-, Querkraft- und Torsionsbeanspruchung durchgeführt wurden, wurde der Versuchsträger DLT 4 im Bereich links der Innenstütze zusätzlich mit insgesamt vier Längsstäben $\varnothing 8$ ausgestattet. Diese mit Messtechnik ausgestatteten Stäbe dienten der Referenzmessung zu vergleichbaren torsionsbeanspruchten Balken [147].

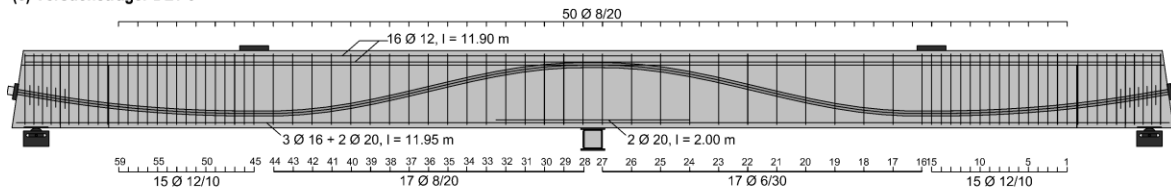
(a) Versuchsträger DLT 1



(b) Versuchsträger DLT 2



(c) Versuchsträger DLT 3



(d) Versuchsträger DLT 4

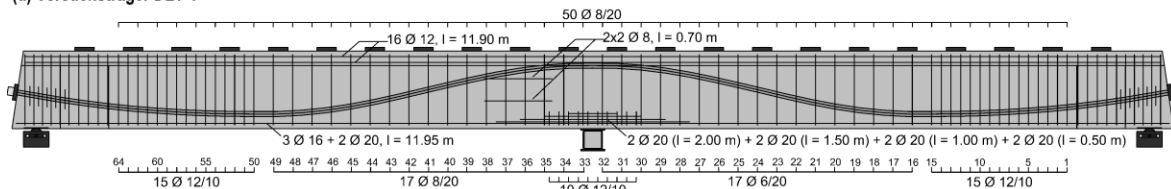


Bild 3-7: Bewehrungsübersicht im Regelbereich zwischen den Stegaufweitungen [42]

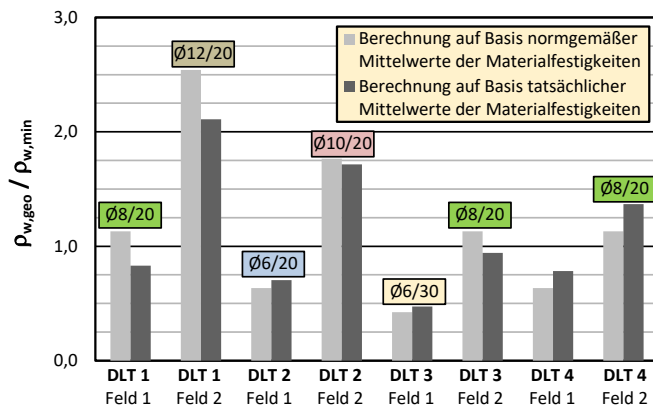
Tabelle 3-1 kann die Längs- und Querkraftbewehrung im Regelbereich entnommen werden. Der angegebene Längsbewehrungsgrad wurde gem. DIN EN 1992-1-1/NA [23; 24] nach Gl. (3.1) bestimmt. Das Verhältnis zwischen dem geometrischen Querkraftbewehrungsgrad $\rho_{w,geo}$ und dem

Mindestquerkraftbewehrungsgrad $\rho_{w,min}$ für gegliederte Querschnitte mit vorgespanntem Zuggurt wurde über Gl. (3.2) und Gl. (3.3) bestimmt. Es ist zum einen der Mindestquerkraftbewehrungsgrad $\rho_{w,min,ist}$ auf Basis der ermittelten Mittelwerte der Materialfestigkeiten (s. Abschnitt 3.4) und zum anderen der Mindestquerkraftbewehrungsgrad $\rho_{w,min,soll}$ auf Basis der nach [23] anzusetzenden Mittelwerte der Materialfestigkeiten für einen Beton der Klasse C30/37 und Betonstahl des Typs B500B angegeben. Es zeigt sich, dass die angestrebten und tatsächlichen Querkraftbewehrungsgrade aufgrund nicht zu verhindernder Streuungen der Beton- sowie Betonstahlfestigkeiten teilweise erheblich voneinander abweichen (Bild 3-8). Entsprechend variiert der Querkraftbewehrungsgrad $\rho_{w,min,ist}$ für identische geometrische Bewehrungsgrade stark ($\rho_{w,min,ist} = 0,91$ für $\emptyset 8/20$ bei DLT 1 gegenüber $\rho_{w,min,ist} = 1,51$ für $\emptyset 8/20$ bei DLT 4).

Da die experimentellen Untersuchungen Rückschlüsse hinsichtlich des Tragverhaltens bestehender Spannbetonbrücken mit geringen Querkraftbewehrungsgraden liefern sollten, wurden vorwiegend geringe Querkraftbewehrungsgrade realisiert. Durch die Wahl erhöhter Querkraftbewehrungsgrade wurde jedoch überprüft, ab welchen Querkraftbewehrungsgraden die Biegetragfähigkeit versagensrelevant wird und inwiefern die erhöhten Querkraftbewehrungsgrade einen Einfluss auf den Verlauf der inneren Kräfte haben.

Tabelle 3-1: Zusammenstellung der Längs- und Querkraftbewehrung

Versuchsträger	Längsbewehrung (Längsbewehrungsgrad)	Querkraftbewehrung ($\rho_{w,geo}/\rho_{w,min,ist}$ bzw. $\rho_{w,geo}/\rho_{w,min,soll}$)	
		Feld 1	Feld 2
DLT 1	oben: 16 $\emptyset 12$ (0,83%) unten, Feld: 3 $\emptyset 16$ + 2 $\emptyset 20$ (0,55%) unten, Stütz: 3 $\emptyset 16$ + 2 $\emptyset 25$	$\emptyset 8/20$ (0,91 bzw. 1,13)	$\emptyset 12/20$ (2,32 bzw. 2,54)
DLT 2	oben: 16 $\emptyset 12$ (0,83%) unten, Feld: 3 $\emptyset 16$ + 2 $\emptyset 20$ (0,55%) unten, Stütz: 3 $\emptyset 16$ + 4 $\emptyset 20$	$\emptyset 6/20$ (0,77 bzw. 0,64)	$\emptyset 10/20$ (1,89 bzw. 1,77)
DLT 3	oben: 16 $\emptyset 12$ (0,83%) unten, Feld: 3 $\emptyset 16$ + 2 $\emptyset 20$ (0,55%) unten, Stütz: 3 $\emptyset 16$ + 4 $\emptyset 20$	$\emptyset 6/30$ (0,52 bzw. 0,42)	$\emptyset 8/20$ (1,04 bzw. 1,13)
DLT 4	oben: 16 $\emptyset 12$ (0,83%) unten, Feld: 3 $\emptyset 16$ + 2 $\emptyset 20$ (0,55%) unten, Stütz: 3 $\emptyset 16$ + 10 $\emptyset 20$	$\emptyset 6/20$ (0,86 bzw. 0,64)	$\emptyset 8/20$ (1,51 bzw. 1,13)



$$\rho_{l,vorh} = \frac{A_{st}}{b_w \cdot d} \quad (3.1)$$

$$\rho_{w,geo} = \frac{A_{sw}}{b_w \cdot s_w} \quad (3.2)$$

$$\rho_{w,min} = 1,6 \cdot 0,16 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \quad (3.3)$$

Bild 3-8: Gegenüberstellung normgemäßer (angestrebter) und tatsächlicher Querkraftbewehrungsgrade

3.2.6 Spannglieder und Vorspannung

Der Spanngliederverlauf und die Anzahl der verwendeten jeweils identischen Spannglieder wurden im Rahmen der experimentellen Untersuchungen nicht variiert. Bild 3-9 zeigt den Verlauf der internen Spannglieder in der Ansicht (a) sowie die Lage der internen Spannglieder in der Aufsicht (b).

Es wurden zwei Spannglieder bestehend aus je fünf Litzen mit einer Querschnittsfläche von 140 mm² pro Litze verwendet. Die Spannstahlsorte entsprach einem Spannstahl St 1570/1770, die ermittelten Materialfestigkeiten können Abschnitt 3.4 entnommen werden. Der Innenhüllrohrdurchmesser des Stahlhüllrohrs betrug 50 mm. Die Charakteristika des Spannsystems können der Zulassung des Herstellers für den Spanngliedtyp 6805 entnommen werden [29].

Um über die Bauteillänge einen möglichst konstanten Spannkraftverlauf zu gewährleisten, wurden die Spannglieder jeweils von entgegengesetzten Seiten vorgespannt. So konnten die entlang des Spanngliedes auftretenden Effekte aus Hüllrohrreibung und Keilschlupf gut ausgeglichen werden. Die Spannanker (SA) und Festanker (FA) sind in Bild 3-9 (b) gekennzeichnet.

Nach DIN 4227:1953 [19] betrug der maximal zulässige Wert der Vorspannung vor dem Ablassen der Vorspannpresse $\sigma_p = \sigma_{p0} = 0,60 \cdot \beta_z$. Durch diese Spannungsbegrenzung sollte seinerzeit ausgeschlossen werden, dass die Spanngliedspannungen den maximal zulässigen Wert nach dem Ablassen der Vorspannpresse von $\sigma_p = \sigma_{pm0} = 0,55 \cdot \beta_z$ überschreiten. Um eine möglichst gute Übertragbarkeit der Versuchsergebnisse auf die Nachrechnung bestehender, älterer Brücken zu gewährleisten, wurden die Versuchsbalken entsprechend der zuvor beschriebenen Regelung vorgespannt. Die aufzubringende Vorspannung vor dem Ablassen der Presse wurde daher mit $\sigma_p = 0,60 \cdot \beta_z = 0,60 \cdot 1770 = 1062$ MPa angesetzt.

Mithilfe einer speziellen Messtechnik (Abschnitt 3.3) konnte im Rahmen einer geringen Fehlertoleranz sichergestellt werden, dass die mittels Spannpresse aufgebraachte Vorspannung der Versuchsträger DLT 2-4 näherungsweise identisch ist. Die auf Basis der gemessenen Spannkraftverläufe längs des Trägers unter Berücksichtigung von Kriech-, Schwind- und Relaxationseffekten werden in Abschnitt 3.5.3 dargestellt.

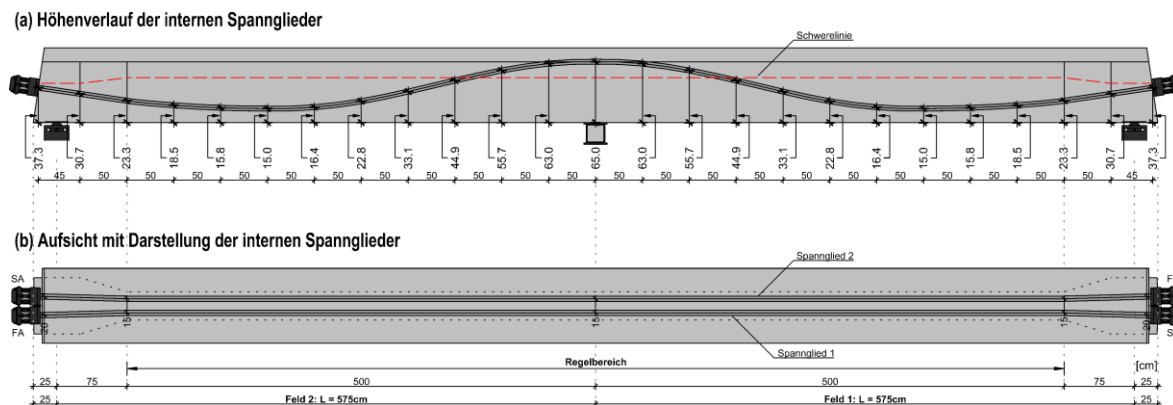


Bild 3-9: Äußere Geometrie der Versuchsträger DLT 1-4, dargestellt in Ansicht (a) und Aufsicht (b)

3.3 Messtechnik

Bislang wurden nur wenige vergleichbare Versuche an Spannbetonträgern mit Durchlaufwirkung (Durchlaufträger bzw. Einfeldträger mit ballastiertem Kragarm) durchgeführt. Die im Rahmen der vorliegenden Dissertation vorgestellten Versuche wurden daher auch mit der Zielsetzung durchgeführt, das (Querkraft-)Tragverhalten derartiger Systeme möglichst genau zu erfassen und zu dokumentieren um so die Ergebnisse der Fachwelt zugänglich zu machen. In diesem Sinne wurde eine umfangreiche Messtechnik installiert, um den Verlauf der inneren Kräfte und die Beanspruchung der Betonstahlbewehrung kontinuierlich messtechnisch erfassen zu können (Bild 3-10). Die im Rahmen der Versuche verwendete Messtechnik wurde vor Beginn jedes Versuches stets geprüft und kalibriert. Detaillierte Informationen hinsichtlich der Art und Position der jeweils eingesetzten Messtechnik können Anhang A1.3 entnommen werden.

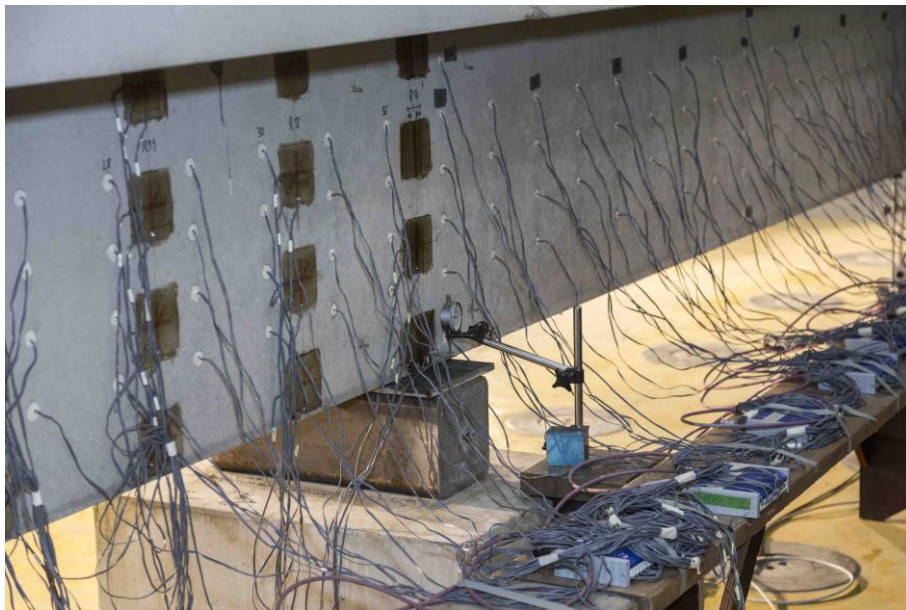


Bild 3-10: Umfangreiche Messtechnik im Bereich der Innenstütze des Versuchsträgers DLT 2
(Foto: Detlef Podehl, TU Dortmund)

Pressenkräfte

Im Rahmen des ersten Versuches (DLT 1) wurde die Größe der Pressenkräfte direkt mithilfe von Kraftmessdosen bestimmt. Im Zuge der Untersuchungen an den Versuchsträgern DLT 2 und DLT 3 wurde die Pressenlast über den Öldruck der kalibrierten kommunizierenden Hydraulikzylinder berechnet. Als Referenzmessung und im Sinne einer redundanten Vorgehensweise wurden die Pressenkräfte zudem über zwei Kraftmessdosen erfasst. Zur Realisierung der Streckenbelastung im Zuge des vierten Versuches (DLT 4) wurden elf Hydraulikzylinder identischer Bauart kommunizierend an einen Ölkreislauf angeschlossen. Die Pressenkraft wurde im Zuge dieses Versuches alleinig über den Öldruck und die Kolbenfläche der verwendeten Pressen bestimmt. Die inneren Reibungsverluste der einzelnen Pressen wurden dabei stets im Vorfeld durch Kalibrierungsversuche bestimmt, um die einwirkenden Pressenkräfte mit geringer Fehlertoleranz berechnen zu können.

Auflagerkräfte

Im Zuge des ersten Großversuches wurden in der Achse der Innenstütze zwei Kraftmessdosen zur Messung der Auflagerkraft installiert. Aus dieser Auflagerkraft und den Pressenkräften wurden die Endauflagerkräfte berechnet. Im Rahmen der folgenden drei Versuche wurden die Kraftmessdosen an der Innenstütze durch ein ausbetoniertes quadratisches Stahlholprofil ersetzt. Im Gegenzug wurde jedoch eine höhenverstellbare Messeinrichtung zur Ermittlung der Endauflagerkräfte konstruiert, welche im Anhang A1.3.5 genauer vorgestellt wird. Die Auflagerkraft an der Innenstütze der Versuchsträger DLT 2-4 konnte folglich aus den bekannten Endauflager- und Pressenkräften berechnet werden. Die Auflagerkräfte wurden stets bereits während des Vorspannvorgangs kontinuierlich erfasst. Die höhenverstellbaren Endauflager, welche im Zuge der Versuche 2-4 zum Einsatz kamen, wurden vor Beginn der Versuche 2-4 bei kontinuierlicher Messung der vorhandenen Belastung derart ausgerichtet, dass die vorhandene Belastung der Endauflager in guter Näherung der rechnerischen Auflagerbelastung infolge des Balkeneigengewichts entsprach. Einer ungleichmäßigen Höhenlinie der Auflager konnte so entgegengewirkt werden.

Vorspankräfte

Mit dem Vorspannen der Spannglieder und Verpressen der Hüllrohre wurde eine Fachfirma beauftragt. Im Rahmen des ersten Versuches (DLT 1) wurden die vorhandenen Vorspankräfte alleinig aus dem Pressendruck und der Kolbenfläche der Vorspannpresse errechnet. Um jedoch im Zuge der Versuche 2-4 zusätzlich die Vorspankräfte am Festanker sowie die Vorspankräfte nach dem Absetzen der Vorspannpresse am Spannanker zu erfassen, wurde eine entsprechende Messkonstruktion entwickelt. Diese ließ in Echtzeit eine präzise Messung der tatsächlichen Vorspankräfte am Spann- und Festanker zu, ermöglichte bei Bedarf ein (Ent-)Spannen des Spanngliedes und konnte nach Beendigung eines Versuches ausgebaut und wiederverwendet werden. Genauere Informationen zu dieser Messkonstruktion können Anhang A1.3.6 entnommen werden.

Durchbiegungen

Im Zuge der ersten drei Versuche wurden die Durchbiegungen mittels induktiven Wegaufnehmern an der Stegunterseite in den Pressenachsen bestimmt. Zur Referenzmessung bzw. im Sinne einer redundanten Vorgehensweise im Zuge der Versuche 2-3 wurden an diesen Stellen zusätzlich Seilwegaufnehmer zur Bestimmung der Balkendurchbiegung bestimmt. Im Rahmen des vierten Versuches wurden je Feld 2 Seilwegaufnehmer sowie ein induktiver Wegaufnehmer installiert. Die induktiven Wegaufnehmer befanden sich dabei in dem gleichen Abstand zur Innenstütze, in dem sich bei den Versuchen 1-3 die Einzellasten befanden. Die Durchbiegungen wurden mit Beginn des Vorspannens bis zur Beendigung eines Versuches kontinuierlich erfasst. In den Darstellungen des Anhangs A1.3 sind die Positionen der Durchbiegungsmessungen gekennzeichnet.

Betonstahldehnungen

Das Messkonzept der Großversuche wurde maßgeblich durch die sehr umfangreiche Erfassung von Betonstahldehnungen mittels DMS bestimmt. Durch die Auswertung dieser im Inneren eines Bauteils liegenden Messstellen können Rückschlüsse auf das Tragverhalten und den Verlauf der inneren Kräfte gezogen werden. Zu Applikation eines DMS wurden die Rippen des Betonstahls lokal mechanisch abgetragen (Bild 3-11), woraus eine gewisse Querschnittsschwächung im Bereich der Messstelle resultiert. Um die Querschnittsschwächung quantitativ bewerten zu können, wurden vor der Durchführung der Großversuche Zugversuche an Betonstahlzugproben durchgeführt. Im Zuge dieser Versuche wurden Betonstahlstäbe jeweils identischer Charge mit den Durchmessern 6 mm, 8 mm und 12 mm ohne und mit Querschnittsschwächung (durch einen applizierten DMS) in Zugversuchen untersucht.

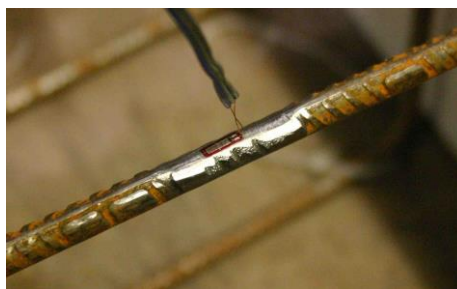


Bild 3-11: Applizierter Dehnungsmessstreifen (DMS) auf einer bearbeiteten Betonstahloberfläche

Tabelle 3-2 liefert für die jeweiligen Betonstahldurchmesser jeweils die Mittelwerte der Fließkräfte ohne und mit Querschnittsschwächung (F_{ym} und $F_{ym,DMS}$) sowie die Mittelwerte der Bruchkräfte ohne und mit Querschnittsschwächung (F_{tm} und $F_{tm,DMS}$). Die Anzahl der verwendeten Proben ist in Klammern angegeben. Die Auswertung der Zugversuche zeigt, dass infolge der mechanischen Oberflächenbehandlung bei den untersuchten Proben lediglich ein geringer Querschnittsverlust (1%-3%) verzeichnet werden konnte. Darüber hinaus nimmt der Effekt einer Querschnittsschwächung infolge der mechanischen Oberflächenbehandlung bei den untersuchten Proben bei zunehmendem Stabdurchmesser in der Tendenz ab. Es ist zu erwarten, dass dieser Effekt insbesondere auch für größere Stabdurchmesser als die getesteten gilt. Insgesamt zeigen die Vorversuche, dass die zur Applikation eines DMS erforderlichen Oberflächenbehandlungen keine nennenswerten Querschnittsschwächungen bedingen und folglich kein signifikanter Einfluss einer umfangreichen DMS-Applikation auf das Systemtragverhalten zu erwarten ist.

Tabelle 3-2: Untersuchungen zum Grad der Querschnittsschwächung von Bewehrungsstäben infolge mechanischer Oberflächenbehandlung zur DMS-Applikation

\emptyset [mm]	F_{ym} [kN]	$F_{ym,DMS}$ [kN]	$F_{ym}/F_{ym,DMS}$ [-]	F_{tm} [kN]	$F_{tm,DMS}$ [kN]	$F_{tm}/F_{tm,DMS}$ [-]
6	184,2 (3)	178,8 (4)	0,97	188,1 (3)	182,0 (4)	0,97
8	244,5 (3)	236,0 (4)	0,97	296,8 (3)	289,4 (4)	0,97
12	606,4 (2)	602,2 (2)	0,99	689,0 (2)	673,5 (2)	0,98

Zur Erfassung der Beanspruchung der Längsbewehrung wurde in vertikalen Schnitten jeweils an der oberen und unteren Längsbewehrung ein einzelner DMS angebracht (Bild 3-12). Um Biegeeinflüsse des Betonstahls an der Messstelle vernachlässigen zu können wurden die Messstreifen seitlich möglichst in Höhe der Schwerelinie eines Stabes appliziert.

Zur flächendeckenden Erfassung der Beanspruchungen der Querkraftbewehrung bei Schrägrissbildung wurden auf einer Vielzahl von Bügelschenkeln DMS appliziert. Diese DMS befanden sich stets auf dem Bügelschenkel der Balkenrückseite. Im Zuge des ersten Großversuches wurden darüber hinaus zur Referenzmessung vereinzelt auch Bügelschenkel der Ansichtsseite mit DMS ausgestattet [107; 108]. Die Auswertungen dieser Referenzmessungen zeigten, dass bei reiner Biege-Querkraft-Beanspruchung die Stahldehnungen in den Schenkeln desselben Bügels erwartungsgemäß sehr ähnlich sind. Daher wurde im Rahmen der Versuche 2-4 von derartigen Referenzmessungen abgesehen. Zudem wurde während der Versuche 2-4 der Fokus der Dehnungsmessungen auf die Schubfelder links- und rechtsseitig der Innenstütze gelegt. Aus den Darstellungen des Anhangs A1.3 gehen die Positionen der Dehnungsmessungen auf der Längs- und Querkraftbewehrung hervor.

Aus der sehr umfangreichen Ausstattung der Versuchsträger mit Dehnungsmessstreifen resultierte ein erheblicher Aufwand nicht nur in Bezug auf die späteren Ergebnisauswertungen, sondern ebenso in Bezug auf die Erstellung der Bewehrungskörbe und der Trägerschalung. Es wurde stets angestrebt, die DMS-Kabel auf kürzestem Wege horizontal aus dem Versuchsträger zu führen. So konnte der Ausfall von DMS-Messtechnik infolge der Rissbildung unter Belastung fast ausnahmslos verhindert werden. In Anhang A1.3.7 werden die grundsätzliche Vorgehensweise der Messkabelführung innerhalb der Versuchsträger sowie die Kabelführung aus der Trägerschalung genauer dargestellt.

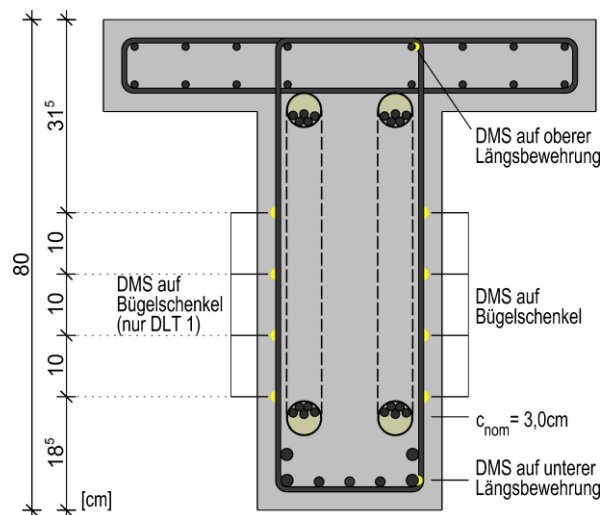


Bild 3-12: Schematische Darstellung der Positionen von Dehnungsmessstreifen auf Betonstahl

Betondehnungen

Von besonderem Interesse zur Untersuchung der Druckbogenwirkung war es, den Verlauf der inneren Kräfte messtechnisch möglichst gut zu erfassen. Neben den zuvor beschriebenen DMS auf Betonstählen wurde im Zuge der Versuche 2-4 zusätzlich eine große Anzahl an DMS auf der Betonoberfläche appliziert. Dabei kamen im Rahmen der Versuche 2-3 vorwiegend 45°-Rechtwinkel-Rosetten (im Folgenden auch DMS-Rosetten genannt) zum Einsatz, während im Rahmen des vierten Versuches ausschließlich linear-DMS appliziert wurden (Bild 3-13 (a)). Die Messgitterlänge dieser Beton-DMS betrug 60 mm (Messgitterlänge \geq 3-facher Größtkorndurchmesser).

Um im Hinblick auf die zu erwartende Messgenauigkeit der DMS-Rosetten Rückschlüsse ziehen zu können, wurde vor der Durchführung des zweiten Versuches ein Vorversuch an einer 70 cm hohen zentrisch gedrückten Betonstütze mit quadratischem Querschnitt ($a/b = 15/15$ [cm]) durchgeführt (Bild 3-13 (b)). Da auf halber Stützhöhe die Druckspannungstrajektorien näherungsweise parallel zur Stützenlängsachse verlaufen (B-Bereich), wurde dort an zwei benachbarten Seiten jeweils eine DMS-Rosette appliziert. Diese wurden bezogen auf die Längsachse der Betonstütze um den Winkel φ verdreht appliziert (Rosette R1: $\varphi = \text{ca. } 21\text{-}22^\circ$; Rosette R2: $\varphi = \text{ca. } 4\text{-}5^\circ$), um aus den experimentell messbaren Betondehnungen auf Basis des Mohr'schen Dehnungskreises die Richtung θ und Größe der Hauptdruckdehnung ε_2 in Längsrichtung zu bestimmen. Zu Vergleichszwecken wurde die Größe der Hauptdruckdehnung ε_2 im Zuge des Vorversuches im Bereich der DMS-Rosetten jeweils durch einen separaten Dehnungsmesser experimentell bestimmt.

Die Auswertung der Messergebnisse der DMS-Rosetten ergab, dass sich mittels der eingesetzten DMS-Rosetten sowohl die Richtung der Hauptdehnungen als auch die Größe der Hauptdehnung ε_2 ohne nennenswerten Fehler bestimmen lassen.

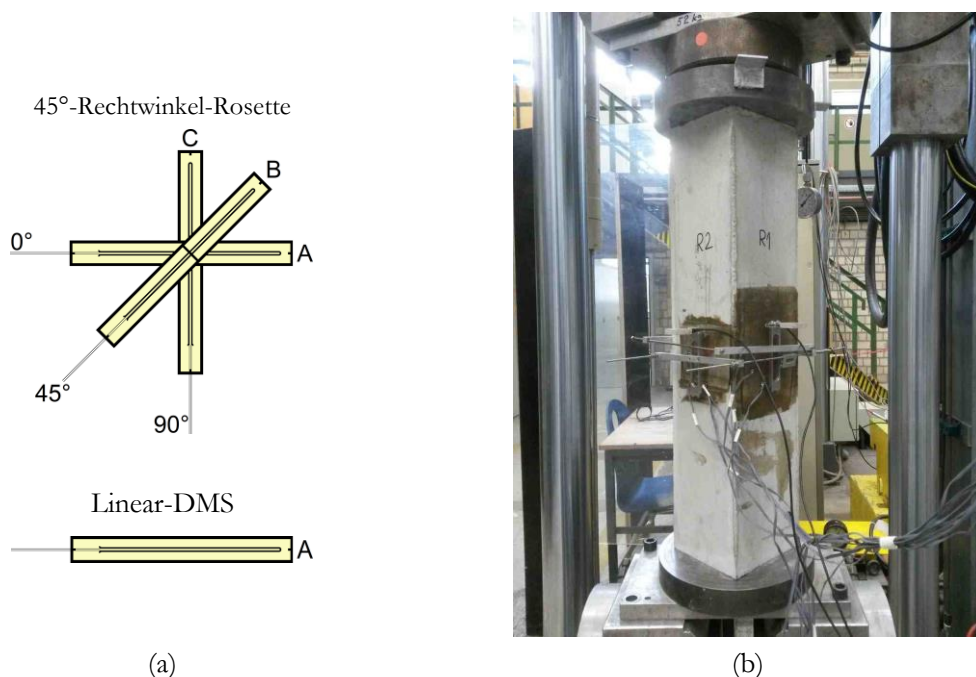


Bild 3-13: Dehnungsmessung auf der Betonoberfläche: (a) Verwendete Messtechnik und (b) Vorversuch zur Messgenauigkeit an einer zentrisch gedrückten Betonstütze

3.4 Materialeigenschaften

Die ermittelten Mittelwerte der Materialfestigkeiten des Betons (Tabelle 3-3), des Betonstahls (Tabelle 3-4) und des Spannstahls (Tabelle 3-5) sind im Folgenden zusammenfassend dargestellt. Weitere, detaillierte Darstellungen der Materialfestigkeiten sind in Anhang A1.4 zu finden.

Es wurde Lieferbeton der Zielfestigkeitsklasse C30/37 und Größtkorndurchmesser 16 mm angefordert. Die Zielfestigkeitsklasse C30/37 ist gem. NRR [11] äquivalent zu der Betonfestigkeitsklasse B450 und wurde angestrebt, da diese Festigkeitsklasse bei Brückenbauwerken in den 1960er und 1970er Jahre häufig vorzufinden ist. Die Betonfestigkeitsentwicklungen wurden kontinuierlich überprüft und dokumentiert (Anhang A1.4.1). In Kombination mit einer flexiblen Versuchsplanung konnte so erreicht werden, dass die Mittelwerte der Materialfestigkeiten der Versuchsträger DLT 1-3 zum Versuchszeitpunkt annähernd übereinstimmend waren. Eine Ausnahme stellte hier jedoch der Beton des Versuchsträgers DLT 4 dar, welcher nur eine unerwartet niedrige Festigkeit entwickelte.

Die in Tabelle 3-3 angegebenen Mittelwerte der Würfeldruckfestigkeiten $f_{cm,cube}$ wurden im Rahmen von Kleinversuchen an Würfeln mit der Kantenlänge 150 mm bestimmt. Der Mittelwert der Zylinderdruckfestigkeit $f_{cm,cyl}$ wurde nach Gl. (3.4) aus dem Mittelwert der Würfeldruckfestigkeit $f_{cm,cube}$ errechnet. Sofern im Zuge von Kleinversuchen an Zylindern ($\varnothing 150$ mm, Höhe 300 mm) der Mittelwert der Zylinderdruckfestigkeit experimentell bestimmt wurde, ist dieser Mittelwert in Tabelle 3-3 in Klammern angegeben. Der Mittelwert der zentrischen Betonzugfestigkeit f_{ctm} wurde dabei nach Gl. (3.5) berechnet. Gemäß Gl. (3.6) wurde zudem der mittlere E-Modul als Sekantenmodul für das jeweilige Betonalter t berechnet. Die im Rahmen der vorliegenden Arbeit durchgeführten analytischen sowie numerischen Berechnungen beruhen auf den in den folgenden Tabellen angegebenen Materialfestigkeiten. Dabei wurden für den Beton jene Festigkeitswerte gemäß Tabelle 3-3 angesetzt, welche nicht eingeklammert sind.

Tabelle 3-3: Tatsächliche und rechnerische Mittelwerte der Materialfestigkeiten des Betons

Versuchsträger	Betonalter [Tage]	$f_{cm,cyl}$ [MPa]	$f_{cm,cube}$ [MPa]	f_{ctm} [MPa]	$E_{cm(t)}$ [MPa]
DLT 1 (Versuche nach 85 und 175 Tagen)	30	38,1	47,6*	3,15	32.860
	88	40,6	50,8*	3,31	33.500
	175	42,4	53,0*	3,41	33.930
DLT 2 (Versuch nach 49 Tagen)	28	33,9 (34,3*)	42,4*	2,89	31.730
	49	37,2	46,5*	3,10	32.620
DLT 3 (Versuch nach 42 Tagen)	28	36,4 (37,8*)	45,5*	3,05	32.410
	42	36,8 (40,7*)	46,0*	3,07	32.530
DLT 4 (Versuch nach 79 Tagen)	28	25,1 (26,6*)	31,4*	2,29	29.000
	79	26,7 (26,8*)	33,4*	2,41	29.540

* experimentell ermittelter Mittelwert

$$f_{cm,cyl} \approx 0,8 \cdot f_{cm,cube} \quad (3.4)$$

mit

$f_{cm,cube}$ Mittelwert der Würfeldruckfestigkeit (Würfel mit Kantenlänge 150 mm)

$$f_{ctm} = 0,3 \cdot (f_{cm,cyl} - 4)^{2/3} \quad (3.5)$$

mit

 $f_{cm,cyl}$ Mittelwert der Zylinderdruckfestigkeit des Betons nach Gl. (3.4)

$$E_{cm(t)} = (f_{cm}(t)/f_{cm,cyl})^{0,3} \cdot E_{cm} \quad (3.6)$$

mit

 E_{cm} Mittlerer Elastizitätsmodul als Sekante nach 28 Tagen, gem. DIN EN 1992-1-1 aus der Druckfestigkeit berechnet

 $f_{cm,cyl}$ Mittelwert der Zylinderdruckfestigkeit des Betons nach Gl. (3.4) nach 28 Tagen

 $f_{cm}(t)$ Mittelwert der Zylinderdruckfestigkeit des Betons nach Gl. (3.4) zum Zeitpunkt t

Tabelle 3-4: Ermittelte Mittelwerte der Materialfestigkeiten des Betonstahls Typ B500B

Versuchsträger	Ø [mm]	f _{ym} [MPa]	f _{tm} [MPa]	f _{tm} /f _{ym} [MPa]	E _{sm} [MPa]
DLT 1	8	476,1	514,6	1,08	200.149
	12	538,3	610,9	1,13	199.671
	16	561,0	644,2	1,15	204.960
	20	586,5	671,8	1,14	196.000
	25	555,0	646,6	1,16	197.000
DLT 2-3	6	651,7	665,3	1,02	199.170
	8	486,3	590,4	1,21	198.305
	10	571,7	628,5	1,10	200.807
	12	536,4	609,2	1,13	199.696
	16	536,1	640,0	1,19	200.683
DLT 4	20	554,5	649,3	1,17	204.019
	6	563,3	590,0	1,05	209.564
	8	553,4	609,8	1,10	210.139
	12	617,9	691,5	1,12	220.700
	16	569,7	654,6	1,15	204.266
	20	548,1	659,9	1,20	206.379

Tabelle 3-5: Ermittelte Mittelwerte der Materialfestigkeiten des Spannstahls Typ St 1570/1770

Versuchsträger	A _{pm} [mm ²]	f _{pm,0.1} [MPa]	f _{pm,0.2} [MPa]	f _{pm'} [MPa]	E _{pm} [MPa]
DLT 1	140	1666,9	1718,3	1911,6*	199.837
DLT 2-4	140	1654,4	1713,4	1876,7*	197.331

* Die Spannstahlproben wurden in der Prüfmaschine mithilfe der zugehörigen Klemmkeile gem. Zulassung an beiden Enden in einer eingespannten Stahlhülse mit innen konischer Bohrung verankert. Das Zugversagen trat dabei stets im Bereich der Einspannung durch die Klemmkeile infolge der Kerbwirkung der gerippten Keiloberfläche auf. Die tatsächliche Zugfestigkeit des Spannstahls f_p wurde daher nicht bestimmt und liegt oberhalb des Wertes f_{pm}' .

3.5 Versuchsergebnisse und Versuchsauswertungen

3.5.1 Selektion wesentlicher Belastungsniveaus

Zur Darstellung der umfangreichen Versuchsergebnisse wurden je Träger individuelle Belastungsniveaus selektiert, welche zur Untersuchung des lastabhängigen Systemtragverhaltens ausgewertet wurden (Tabelle 3-6).

Tabelle 3-6: Messergebnisdarstellung für ausgewählte, repräsentative Belastungsniveaus

Messergebnis	Ergebnisdarstellung für Laststufe			
	DLT 1 [KN]	DLT 2 [KN]	DLT 3 [KN]	DLT 4 [KN/m]
Auflagerkräfte	0	0	0	0
(Abschnitt 3.5.2 bzw. Anhang A1.5)	800	800	800	200 ^B
	1200	1200	1000	250
	1400	1400	1200	275
Numerische Spannungswerte	1540	1607 ^{S,U1}	1300	300
(Abschnitt 3.5.6 bzw. Anhang A1.9)	1600 ^S	1700 ^S	1400	350
	1650 ^S	1800	1500	375
Dehnungen der Längsbewehrung	1743 ^{S,U1}	1900 ^S	1600 ^{U1}	380
(Abschnitt 3.5.6 bzw. Anhang A1.11)	1800 ^S	2000	1700 ^S	413 ^{U1}
	1890 ^{U2}	2100 ^{S,U2}	1798 ^{U2}	496 ^{U2}
Rissbilder	700 ^B	700 ^B	700	200 ^B
(Abschnitt 3.5.5 bzw. Anhang A1.7)	800	800	800 ^B	225
	1200	1200	1000	250
	1400	1400	1200	275
Mittelwerte der Bügelspannungen	1540	1607 ^{S,U1}	1300	300
(Abschnitt 3.5.6 bzw. Anhang A1.10)	1600 ^S	1700 ^S	1400	350
	1650 ^S	1800	1500	375
Maximalwerte der Bügelspannungen	1743 ^{S,U1}	1900 ^S	1600 ^{U1}	380
(Abschnitt 3.5.6 bzw. Anhang A1.10)	1800 ^S	2000	1700 ^S	413 ^{U1}
	1890 ^{U2}	2100 ^{S,U2}	1798 ^{U2}	496 ^{U2}
		0	0	
		400	400	
		800	600	
		1200	800	
Hauptdruckdehnungstrajektorien	-/-	1400	1000	-/-
(Abschnitt 3.5.7 bzw. Anhang A1.12)		1607 ^{S,U1}	1200	
		1700 ^S	1400	
		1800	1600 ^{U1}	
		1900 ^S	1700 ^S	
		2100 ^{S,U2}	1798 ^{U2}	
				0
			600	200 ^B
			900	250
			1200	275
Druckbogenverläufe	-/-	-/-	1400	300
(Abschnitt 3.5.7 bzw. Anhang A1.13)			1600 ^{U1}	350
			1700 ^S	375
			1798 ^{U2}	380
				413 ^{U1}
				496 ^{U2}

^B Laststufe unmittelbar nach Ausbildung erster vertikaler Biegerisse

^S Laststufe unmittelbar nach Ausbildung eines oder mehrerer schräger Schubrisse, welche nicht aus einem Biegeriss hervorgehen

^{U1} Laststufe bei Versagensankündigung im schwächer querkräftbewehrten Feld 1; daraufhin Montage der ext. Querkraftverstärkung

^{U2} Laststufe bei Versagen

3.5.2 Schnittgrößen

Die Balkenschnittgrößen können aus den messtechnisch erfassten und in Anhang A1.5 dokumentierten Pressen- und Auflagerkräften für die wesentlichen Laststufen nach Tabelle 3-6 berechnet werden. Nennenswerte Schnittgrößenumlagerungen innerhalb der statisch unbestimmten Balkensysteme erfolgten nicht (Anhang A1.5). Die Pressenlasten verteilten sich daher bis zur Bruchlaststufe näherungsweise zu gleichen Anteilen auf die Auflager. Es ist jedoch zu beachten, dass geringe lastabhängige Messfehler der kommerziellen sowie konstruierten Messtechnik zu erwarten sind.

3.5.3 Vorspannkkräfte

Mithilfe der in Abschnitt 3.3 vorgestellten Messtechnik konnte im Rahmen der Versuche 2-4 die Verankerungskraft der Spannglieder jeweils am Spannanker (SA) sowie am Festanker (FA) kontinuierlich messtechnisch erfasst werden. Wie bereits in Abschnitt 3.2.6 erläutert, wurde eine Zielvorspannung in Höhe von $0,60 \cdot \beta_z = 0,60 \cdot 1770 = 1062 \text{ MPa}$ je Spannglied angestrebt, welche einer Zielvorspannkraft von 743 kN ($A_p = 700 \text{ mm}^2$ je Spannglied) entsprach. Bild 3-14 (a) zeigt exemplarisch für den Versuchsträger DLT 2 die messtechnisch erfassten Verankerungskräfte der internen Spannglieder am Spann- und Festanker während des Vorspannvorganges. Es zeigt sich, dass die an beiden Spannankern vor dem Verankern der Spannglieder gemessenen Vorspannkkräfte $P_{0a,SA,Exp}$ in sehr guter Näherung der Zielvorspannkraft von 743 kN entsprachen.

Die konstruierte Messtechnik (s. Abschnitt 3.3 bzw. Anhang A1.3.6) zur Bestimmung der Vorspannkkräfte bietet zwei wesentliche Vorteile: zum einen wird die Verankerungskraft $P_{0e,SA,Exp}$ eines Spanngliedes nach dem Absetzen der Spannpresse und zum anderen die Verankerungskraft $P_{m0,FA,Exp}$ eines Spanngliedes am Festanker inklusive der Reibungs- und sofortigen Spannkraftverluste erfasst (Bild 3-14 (a)). Mithilfe dieser Informationen lassen sich die Versuche analytisch bzw. numerisch wirklichkeitsnäher numerisch und analytisch nachrechnen.

Für die Berechnung der Spannkraftverluste infolge Reibung und ungewollter Umlenkung gibt der Hersteller des eingesetzten Spannsystems in [29] den Reibbeiwert $\mu = 0,20$ [-] und den Beiwert $k = 0,005$ [rad/m] vor. Der Ansatz dieser Beiwerte führt hier rechnerisch jedoch zu einer Überschätzung der Spannkraftverluste und würde bei Unkenntnis der tatsächlichen Verankerungskraft zu einer Unterschätzung der Vorspann- und Verankerungskräfte führen. Für den Versuchsträger DLT 2 würde der Ansatz der Beiwerte nach [29] zu einer rechnerischen Verankerungskraft am Festanker des Spanngliedes 1 von $P_{m0,FA,calc} = -538 \text{ kN}$ führen, wohingegen messtechnisch ein Wert in Höhe von $P_{m0,FA,Exp} = -593 \text{ kN}$ erfasst wurde. Die Differenz dieser Werte entspricht einer rechnerischen Unterschätzung der Verankerungskraft um ca. 9,3%. Eine gute Übereinstimmung ist jedoch gegeben, wenn für den ungewollten Umlenkwinkel des Spanngliedes der Wert $k = 0,005$ [rad/m] und für den inneren Reibbeiwert der (reduzierte) Wert $\mu = 0,14$ [rad⁻¹] angesetzt wird. Bild 3-14 (b) zeigt die auf Basis dieser Parameter berechneten Spannkraftverläufe beider Spannglieder längs des Versuchsträgers DLT 2. Die rechnerischen Verankerungskräfte $P_{m0,FA,calc}$ am Festanker (Bild 3-14 (b)) gleichen dann in guter Näherung den messtechnisch ermittelten Verankerungskräften $P_{m0,FA,Exp}$ (Bild 3-14 (a)).

Der Hersteller beschreibt in [29], dass die Beiwerte μ und k abhängig von dem gegebenen Hüllrohrdurchmesser und dem maximalen Abstand der Spanngliederunterstützung der Spannglieder sind.

(Der Abstand der der Spanngliedunterstützung betrug im Rahmen der experimentellen Untersuchungen zwischen 0,20-0,60 m, wobei in [29] ein maximal zulässiger Wert von 1,8 m angegeben wird.) Es erscheint plausibel, dass die tatsächlichen Spannkraftverluste infolge hoher Einbaugenauigkeit unter Laborbedingungen und daraus resultierender nicht vorhandener ungewollter Spanngliedumlenkungen geringer ausfallen. Zudem ist es denkbar, dass die Innenseiten der Stahlhüllrohre infolge nicht vorhandener Oberflächenkorrosion glatter ($\mu < 0,20$) waren, als es die Zulassung des Herstellers für übliche Anwendungsbedingungen annimmt.

Letztlich wurden für die Berechnung der Spannkraftverluste längs der Versuchsträger DLT 1-4 die Beiwerte zu $\mu = 0,14$ [rad⁻¹] und zu $k = 0,005$ [rad/m] angesetzt, da diese hier zu einer sehr guten Übereinstimmung zwischen den messtechnisch erfassten und rechnerisch bestimmten Werten der Verankerungskräfte führten. Die messtechnisch erfassten Verankerungskräfte (sofern vorhanden) sowie die rechnerisch bestimmten Spanngliedkräfte längs der Versuchsträger sind in Anhang A1.6 für alle Versuchsträger dokumentiert.

Zu erwähnen ist, dass die im Zuge der Versuche 2-4 eingesetzte Messtechnik zur Ermittlung der vorhandenen Vorspannkraft im Rahmen des ersten Versuches (DLT 1) noch nicht zur Verfügung stand. Die Vorspannkraft vor dem Verankern der Spannprese $P_{0a,SA,Exp}$ wurde daher dem Spannprotokoll entnommen. Der Wert der Vorspannkraft $P_{0e,SA,Exp}$ nach dem Verankern des Spanngliedes wurde über den messtechnisch an den Versuchsträgern DLT 2-4 erfassten durchschnittlichen Abfall der Verankerungskräfte zurückgerechnet. Dieser betrug im Durchschnitt ca. 23,0 %. Zur Berechnung der sofortigen Spannkraftverluste längs des Versuchsträgers wurden die Beiwerte zu $\mu = 0,14$ [rad⁻¹] und zu $k = 0,005$ [rad/m] angesetzt – wie es sich im Zuge der oben dargestellten Untersuchungen als zweckmäßig herausstellte.

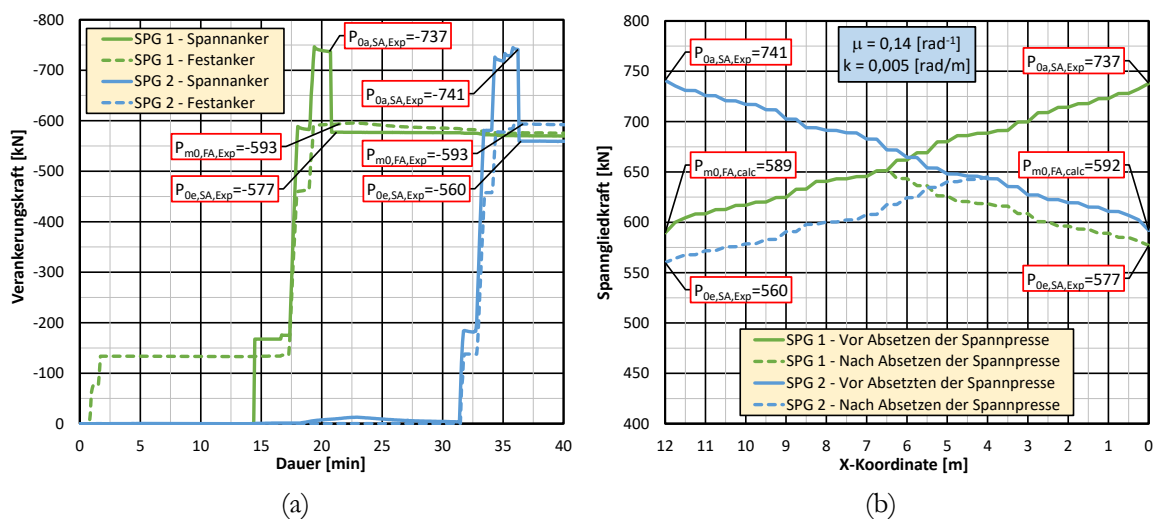


Bild 3-14: (a) Messtechnisch erfasste Verankerungskräfte der internen Spannglieder am Spann- und Festanker während des Vorspannvorganges des Versuchsträgers DLT 2; (b) rechnerische Spannkraftverläufe längs des Trägers unter Berücksichtigung der Hüllrohrreibungsverluste

Um die tatsächlichen Vorspannkraften längs der Versuchsträger zum Versuchstag abschätzen zu können, wurden die zeitabhängigen Spannkraftverluste infolge Kriechen und Schwinden des Betons sowie infolge der Relaxation des Spannstahls gem. [34] berechnet.

Im Zuge dieser Berechnung wurden die Mittelwerte der Materialeigenschaften gem. Abschnitt 3.4 verwendet. Zudem wurden die Nachbehandlungsdauern, der Zeitpunkt der Erstbelastung (Vorspannen) sowie der Zeitpunkt des Versuches nach Tabelle A1.5 des Anhangs berücksichtigt.

Die relative Luftfeuchtigkeit der Umgebung (RH) in der Experimentierhalle der TU Dortmund unterliegt ständigen Schwankungen; sie hat jedoch einen wesentlichen Einfluss auf das Kriech- und Schwindverhalten des Betons. Daher wurden zur Sensitivitätsuntersuchung die Spannkraften für $RH = 50\%$ sowie $RH = 80\%$ berechnet. Im Zuge der analytischen und numerischen Nachrechnungen der Versuchsträger wurde die längs veränderliche Vorspannkraft auf Basis einer mittleren relativen Luftfeuchtigkeit von $RH = 65\%$ bestimmt.

In der Tabelle 3-7 sind in einer Übersicht die rechnerisch nach [34] ermittelten Vorspannkraften zum jeweiligen Versuchstag dargestellt. Bei den Werten handelt es sich jeweils um die über die komplette Bauteillänge eines Versuchsträgers verschmiert berechneten Mittelwerte. Dem Anhang A1.6 können die genauen Verläufe der Vorspannkraft unter Berücksichtigung zeitabhängiger Einflussparameter und variierender relativer Luftfeuchtigkeiten der Umgebung entnommen werden. Ebenso sind dort die relativen Spannkraftverluste längs eines Versuchsträgers dokumentiert. Die in Tabelle 3-7 angegebenen Werte sind wie folgt definiert:

$P_{m0,MW}$	Mittelwert der Vorspannkraft zum Zeitpunkt $t=0$ unter Berücksichtigung der sofortigen Spannkraftverluste
t	Alter des Versuchsträgers zum Versuchstag
$P_{mt,RH50,MW}$	Mittelwert der Vorspannkraft zum Zeitpunkt t unter Berücksichtigung der sofortigen und zeitabhängigen Spannkraftverluste, $RH = 50\%$
$P_{mt,RH65,MW}$	Mittelwert der Vorspannkraft zum Zeitpunkt t unter Berücksichtigung der sofortigen und zeitabhängigen Spannkraftverluste, $RH = 65\%$
$P_{mt,RH80,MW}$	Mittelwert der Vorspannkraft zum Zeitpunkt t unter Berücksichtigung der sofortigen und zeitabhängigen Spannkraftverluste, $RH = 80\%$
$\Delta P_{mt,RH65,MW}$	Mittelwert der zeitabhängigen Vorspannkraftverluste zum Zeitpunkt t , $RH = 65\%$
$\sigma_{c,RH65,MW}$	Mittelwert Betondruckspannungen infolge $P_{mt,RH65,MW}$

Tabelle 3-7: Mittelwerte der (zeitabhängigen) Vorspannkraften und Spannkraftverluste

Versuchs-träger	$P_{m0,MW}$ [kN]	t [Tage]	$P_{mt,RH50,MW}$ [kN]	$P_{mt,RH65,MW}$ [kN]	$P_{mt,RH80,MW}$ [kN]	$\Delta P_{mt,RH65,MW}$ [%]	$\sigma_{c,RH65,MW}$ [MPa]
DLT 1	1231	85	1113	1132	1150	8,0	-3,59
	1231	175	1083	1107	1132	10,0	-3,51
DLT 2	1224	49	1137	1150	1164	6,1	-3,65
DLT 3	1225	42	1144	1156	1168	5,6	-3,67
DLT 4	1236	79	1141	1156	1171	6,5	-3,67

3.5.4 Last-Durchbiegungs-Beziehungen

In Bild 3-15 bis Bild 3-18 ist das lastabhängige Verformungsverhalten der Versuchsträger DLT 1-4 dargestellt. Dabei zeigen jeweils die Teilbilder (a) die Pressenlast-Durchbiegungsbeziehung und die Teilbilder (b) die Querkraft-Durchbiegungsbeziehung. Die Durchbiegungen sind für Feld 1 und Feld 2 jeweils im Abstand 3,50 m von der Innenstütze aufgetragen. Die Querkraft wird für die mittlere Auflagerachse unter Berücksichtigung der statisch unbestimmten Vorspannwirkung sowie des Eigengewichtes aus Balken und ggf. Versuchsstand angegeben.

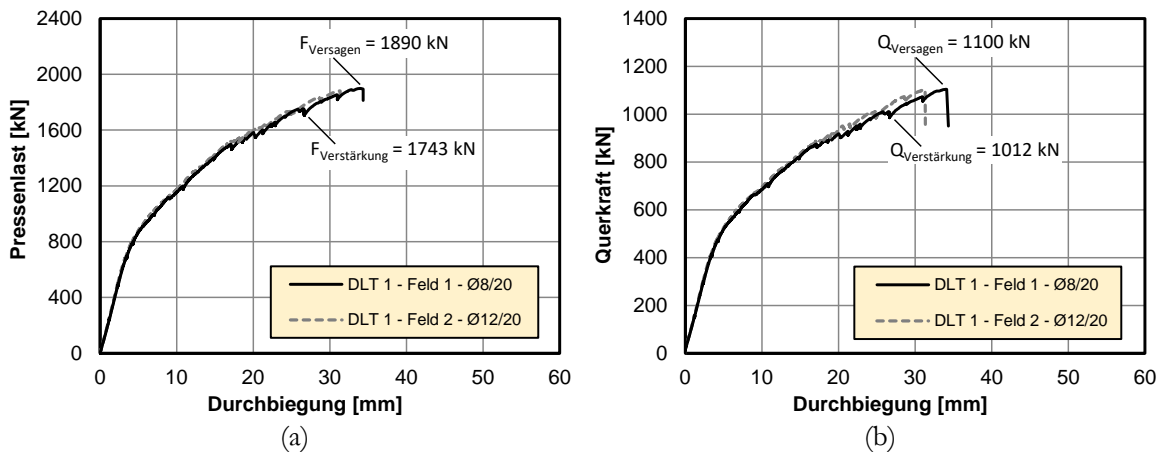


Bild 3-15: Versuchsträger DLT 1: (a) Last-Durchbiegungskurve; (b) Querkraft-Durchbiegungskurve

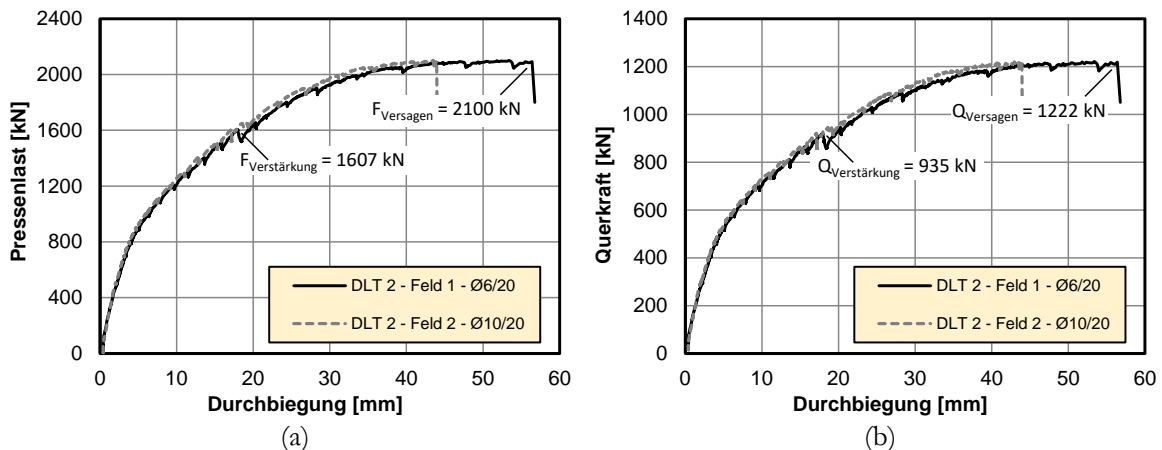


Bild 3-16: Versuchsträger DLT 2: (a) Last-Durchbiegungskurve; (b) Querkraft-Durchbiegungskurve

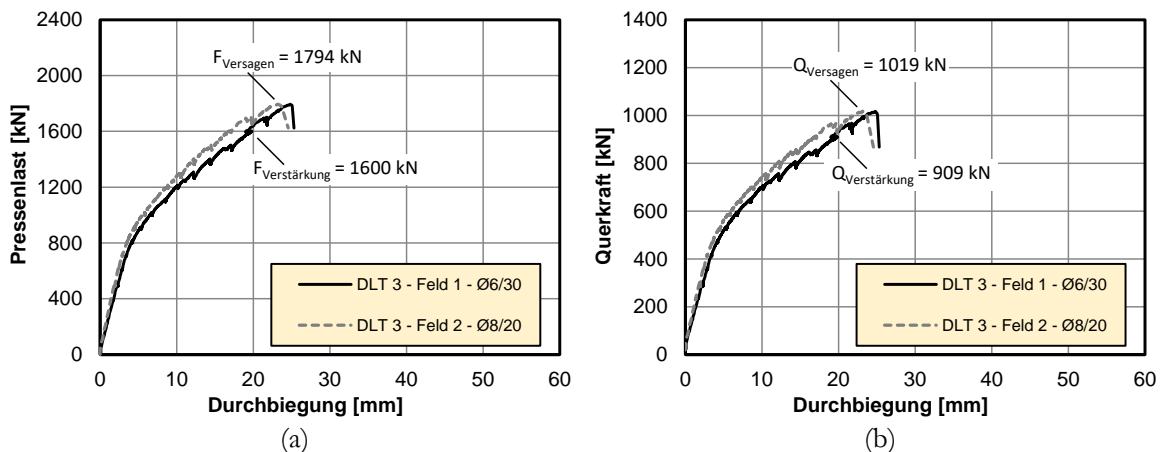


Bild 3-17: Versuchsträger DLT 3: (a) Last-Durchbiegungskurve; (b) Querkraft-Durchbiegungskurve

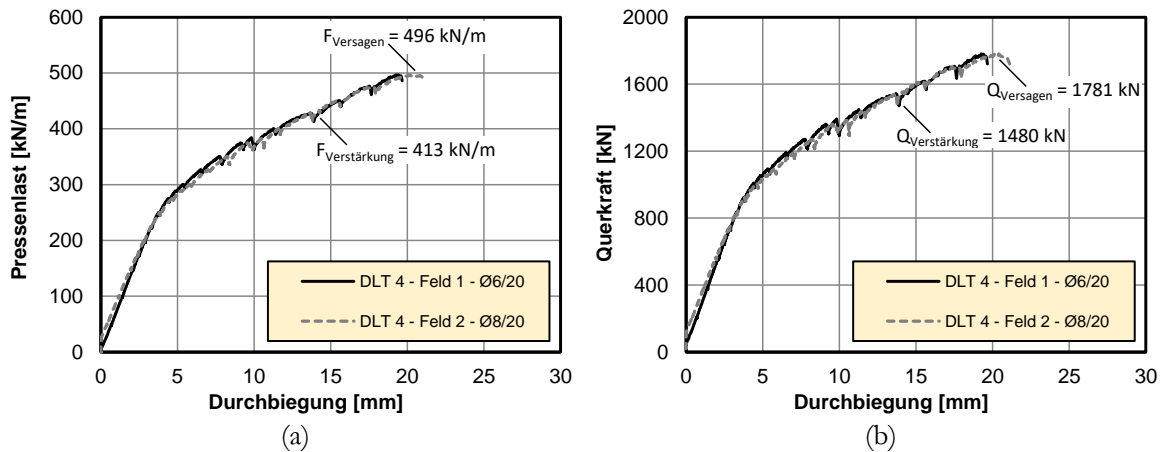


Bild 3-18: Versuchsträger DLT 4: (a) Last-Durchbiegungskurve; (b) Querkraft-Durchbiegungskurve

Grundsätzlich ist festzustellen, dass die bereichsweise sägezahnartigen Verläufe häufig auf Kurzzeitkriecheffekte während der planmäßigen Belastungspausen zurückzuführen sind. Mit ansteigenden Belastungen resultieren jedoch zunehmend mehr Sprünge der Verformungskurven aus einer plötzlichen Rissbildung im Beton und einer damit einhergehenden Entlastung infolge der Durchbiegungszunahme.

Ein Versagen des stärker querkräftbewehrten Feldes 2 des Trägers DLT 1 ($\rho_{w,geo}/\rho_{w,min} = 2,32$) konnte nicht erreicht werden. Eine externe Querkraftverstärkung wurde zwar im schwächer querkräftbewehrten Feld 1 im Bereich der Innenstütze installiert (Bild 3-1 (a)), jedoch trat das Versagen im Bereich der Lasteinleitung in Feld 1 ein.

Obgleich die Versuchsträger 1, 2 und 4 ihre Auslastung bzw. das Systemversagen durch ausgeprägte Rissbildungen sowie Durchbiegungen ankündigten, erfolgte der eigentliche Bruch i.d.R. spröde durch Versagen des Betons in der Druckzone. Dies belegt der plötzliche Abfall der jeweiligen Verformungskurven, ohne dass sich zuvor ein horizontales Fließplateau ausbilden konnte. Ein ausgeprägtes Fließplateau (infolge Fließens der Biegebewehrung) in Verbindung mit einem sehr duktilen Versagen zeigte lediglich der Versuchsträger 2. Dieses duktile Verhalten konnte sich einstellen, da der Träger im schwächer querkräftbewehrten Feld 1 zur Vorbeugung eines frühen Versagens extern querkräftverstärkt wurde (Bild 3-1 (b)) und Feld 2 einen relativ hohen Querkraftbewehrungsgrad aufwies ($\rho_{w,geo}/\rho_{w,min} = 1,89$). Zwar bildete sich der letztlich kritische Riss des Trägers DLT 2 auch hier an der Lasteinleitung des extern querkräftverstärkten Feldes 1 aus, jedoch lässt sich anhand des Verformungs- und Rissverhaltens sowie der gemessenen Dehnungen des Feldes 2 ableiten, dass eine Laststeigerung auch in Feld 2 nicht mehr möglich gewesen wäre.

Aus Bild 3-15 bis Bild 3-18 lässt sich letztlich die Tendenz ableiten, dass bei den hier untersuchten Trägern ab Querkraftbewehrungsgraden ($\rho_{w,geo}/\rho_{w,min} \geq ca. 2,0$) das Biegeversagen maßgebend wurde. Dieser Wechsel des Versagensmechanismus von einem Querkraft- zu einem Biegeversagen geht entsprechend mit einem zunehmend duktileren Bauteilverhalten einher.

3.5.5 Rissbildung und Bruchverhalten

Bild 3-19 zeigt die Rissbilder der Träger DLT 1-4 im Bruchzustand. Die kritischen Versagensrisse sind rot gekennzeichnet. Die belastungsabhängige Rissentwicklung aller Versuchsträger kann Anhang A.1.7 entnommen werden; fotografische Darstellungen der Bruchbilder finden sich in Anhang A1.8.

Balken unter Einzellasten (DLT 1-3)

Erste (vertikale) Risse bildeten sich unterhalb der Pressen infolge der im Feldbereich hohen Momentenbeanspruchung und der gegenüber dem Stützbereich (mit vergleichbarem Biegemoment) hohen Randzugspannung. Erwartungsgemäß wurde die Biegerissbildung am gezogenen Querschnittsrand zumeist durch die Stegbügel initiiert. Mit ansteigender Belastung erfolgte die Rissbildung im Bereich der Innenstütze. Ausgehend von zunächst vertikalen Biegerissen bildete sich im Zuge der kontinuierlichen Laststeigerung eine Vielzahl an geneigten Biegeschubrisen. Bei hohen Belastungen erfolgte im Bereich des Momentennulldurchgangs zumeist eine spröde Schubrissbildung mit Rissneigungen von 20° - 25° , welche sich nicht aus Biegerissen entwickelten. Diese Schubrisse stellten sich jedoch hinsichtlich des Versagens in keinem Fall als kritisch heraus. Ob ein solches Tragverhalten jedoch direkt auf bestehende Brückenbauwerke mit geringen Querkraftbewehrungsgraden übertragen werden kann ist zumindest kritisch zu hinterfragen, da die vorhandenen Längsbewehrungsgrade bezüglich des zusätzlichen Betonstahls der getesteten Versuchsträger die von üblichen bestehenden Brückenbauwerken aus den 1960er-1970er Jahren deutlich überschreiten [42]. Mit höherem Längsbewehrungsgrad ist in der Tendenz ein entsprechend duktileres Tragverhalten zu erwarten.

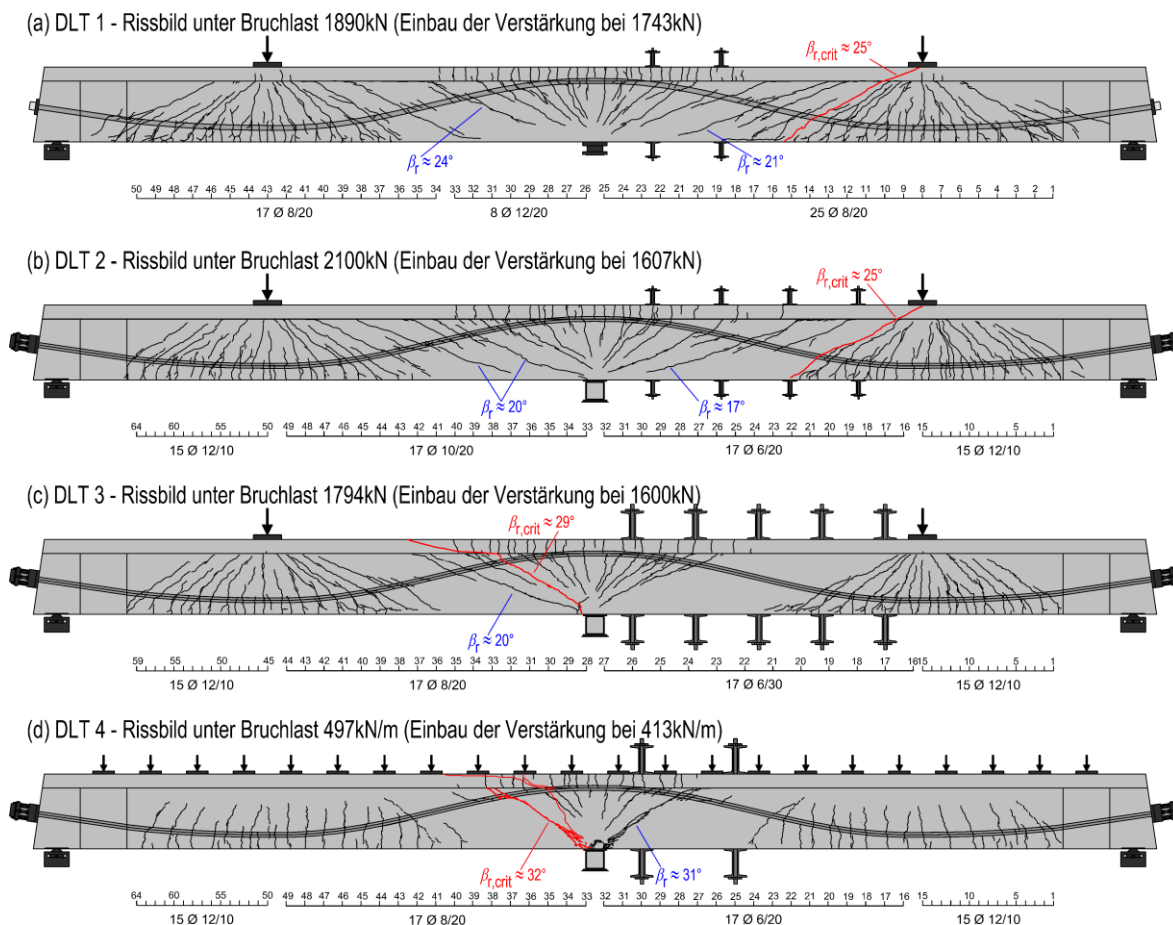


Bild 3-19: Rissbilder für Versuchsträger DLT 1-4 im Bruchzustand [42]

Charakteristisch für das Rissbild der durch Einzellasten beanspruchten Versuchsträger DLT 1-3 war die Ausbildung einer Vielzahl geneigter Schub- und Biegeschubrisse (Bild 3-19 (a)-(c)). Aus dem Einsetzen dieser Schräggrissbildung resultierten bereichsweise erhebliche Bügelspannungen (Abschnitt 3.5.6), welche die Umlagerung von Anteilen der inneren Kräfte in ein fachwerkartiges Tragsystem anzeigten. Das Versagen der Versuchsträger DLT 1-2 trat jeweils in Feld 1 unterhalb der Lasteinleitung ein (Bild 3-20 (a)). Im Rahmen des ersten Versuches war dieser Bereich nicht extern querkräftverstärkt; im Rahmen des zweiten Versuches erwies sich die dort montierte externe Querkraftverstärkung als nicht ausreichend tragfähig. Die in diesem Bereich vorherrschende kombinierte Beanspruchung infolge Biegung und Querkraft resultierte in erheblichen Dehnungen der Längs- und Querkraftbewehrung, welche deutlich über den jeweiligen Fließdehnungen lagen. Durch das Fließen der jeweils die kritischen Biegeschubrisse kreuzenden Bewehrung erfolgte ein kontinuierliches Risswachstum, sodass es schließlich zum spröden Versagen der immer kleiner werdenden Betondruckzone kam. Ursächlich für das Druckzonenversagen der Versuchsträger DLT 1-2 war letztlich jedoch das Fließen der den Riss kreuzenden Längs- und Querkraftbewehrung (Bild 3-20 (b)). Das Versagen des Versuchsträgers DLT 3 trat im nicht querkräftverstärkten Bereich der Innenstütze in Feld 2 ein. Einem Fließen der Querkraftbewehrung in Kombination mit einem Druckzonenversagen in Feld 1, wie es im Zuge der vorangegangenen Versuche in Feld 1 beobachtet werden konnte, wurde durch eine erhebliche externe Querkraftbewehrung vorgebeugt (Bild 3-1 (c)). Jedoch erfolgte auch im Zuge dieses Versuches eine Einschnürung der Druckzone infolge des Fließens der den Biegeschubriss kreuzenden Bewehrung, woraus ein Druckzonenversagen im Steg an der Innenstütze resultierte.

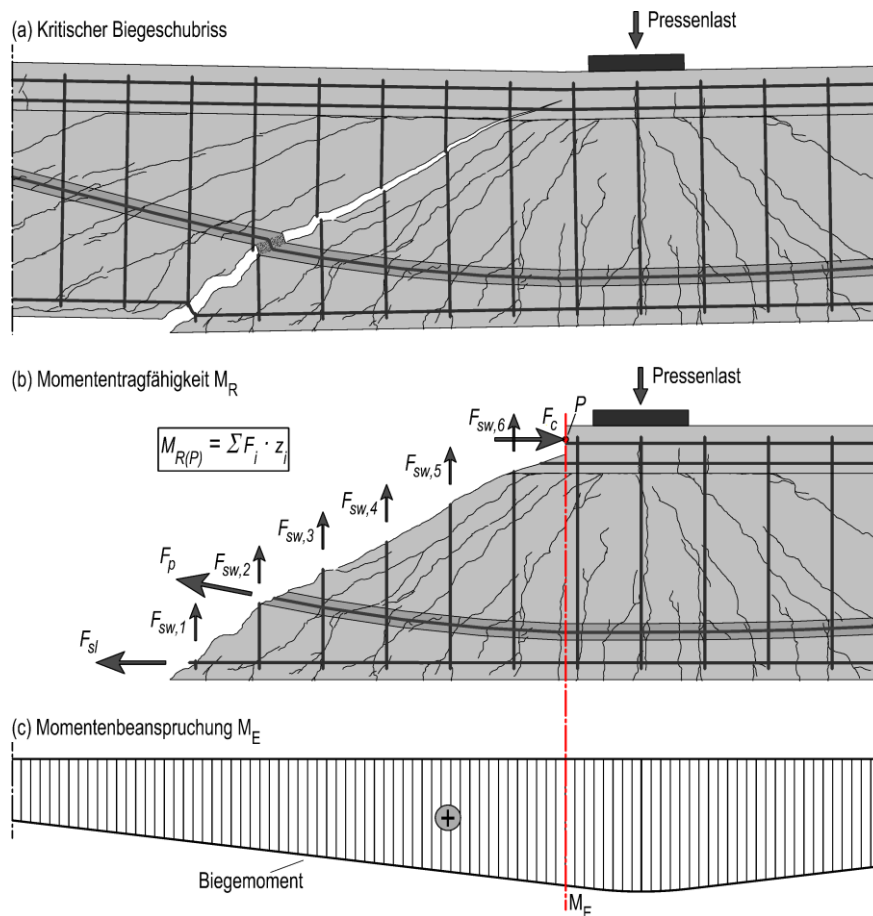


Bild 3-20: Gleichgewicht am kritischen schrägen Riss

Letztlich versagten die Träger DLT 1-3 stets infolge kombinierter Biege- und Querkraftbeanspruchungen, für die die vorhandene schaffe und vorgespannte Längs- und Querkraftbewehrung entlang des kritischen Schrägrisses keinen Gleichgewichtszustand durch die inneren Kräfte mehr sicherstellen konnten [42]. Bild 3-20 (a) zeigt einen exemplarischen kritischen Biegeschubriss im Bereich der Lasteinleitung in Feld 1. Vernachlässigt man die Querkrafttraganteile infolge Rissreibung sowie Dübelwirkung, muss das Momenten- und Kräftegleichgewicht am schrägen Riss alleinig durch die den Riss kreuzenden Bewehrungselemente hergestellt werden (Bild 3-20 (b)).

Die Interaktion aus Biegung und Querkraft wird im Stahlbeton üblicherweise über die Zugkraftdeckungsline durch Berücksichtigung eines Zugkraftanstieges in der Längsbewehrung mithilfe der Versatzmaßregel berücksichtigt. Da Spannbetonbalken jedoch i.d.R. zwei Zugbänder mit unterschiedlichen Höhenlagen aufweisen [105], ist der Nachweis der Zugkraftdeckung nicht praktikabel. In diesem Fall ist der Nachweis alternativ über die Momentendeckungsline zu führen [113]. Dabei ist bei Querkraftbiegung neben dem Gleichgewicht der vertikalen Querkräfte auch das Momentengleichgewicht in einem schrägen Riss bezogen auf den Punkt B nach Gl. (3.7) nachzuweisen (Bild 3-21).

$$\begin{aligned} \Sigma M_B &= 0 \\ \Leftrightarrow M_{Ed(x)} + V_{E(x)} \cdot 0,5 \cdot z \cdot \cot \theta &\leq F_s \cdot z_s + F_p \cdot z_p = (F_s + F_p) \cdot z \\ \Leftrightarrow M_{Ed(x+a_l)} &\leq M_{R(x)} \end{aligned} \tag{3.7}$$

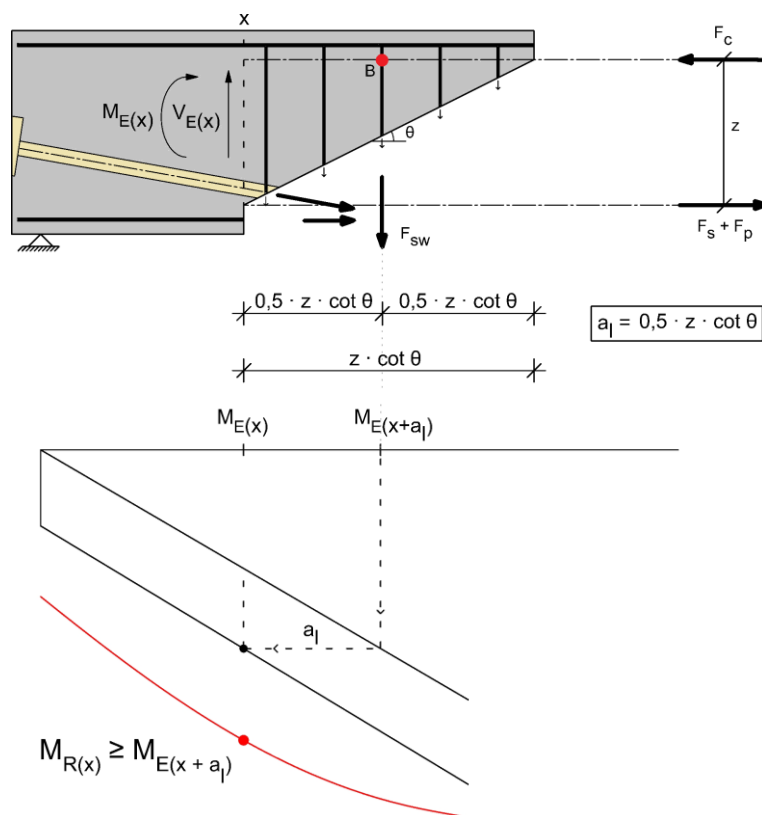


Bild 3-21: Schrägschnitt entlang eines Schubrisses und Momentendeckungsline ($M_{R(x)} \geq M_{E(x+a_l)}$), entnommen und modifiziert aus [113]

Für die Versuche 1-3 sind die Momentendeckungslinien in Bild 3-22 dargestellt. Diese wurden vereinfacht unter Ansatz von $F = F_u$, z aus Dehnungsebene unter F_u , $\cot \theta = 2,25$ (konstant), $\sigma_s = f_{ym}$ und $\sigma_p = f_{pm,0.1}$ bestimmt. Die Nachrechnung der Versuche 1-3 zeigt, dass unter Bruchlasten das einwirkende Biegemoment $M_{E(x+a)}$ das entlang des schrägen Risses aufnehmbare Biegemoment M_R stellenweise deutlich überschreitet. Dies gilt insbesondere für den Versuchsträger DLT 2. Dieses Einschneiden der Momentendeckungslinie, welches bei der Bemessung durch die Versatzmaßregel berücksichtigt wird, erklärt letztlich das Biegeschubversagen der Versuchsträger DLT 1-2 an der Lasteinleitung. Durch die starke externe Querkraftverstärkung im Rahmen des Versuches konnte einem Biegeschubversagen im schwächer bewehrten Feld vorgebeugt werden.

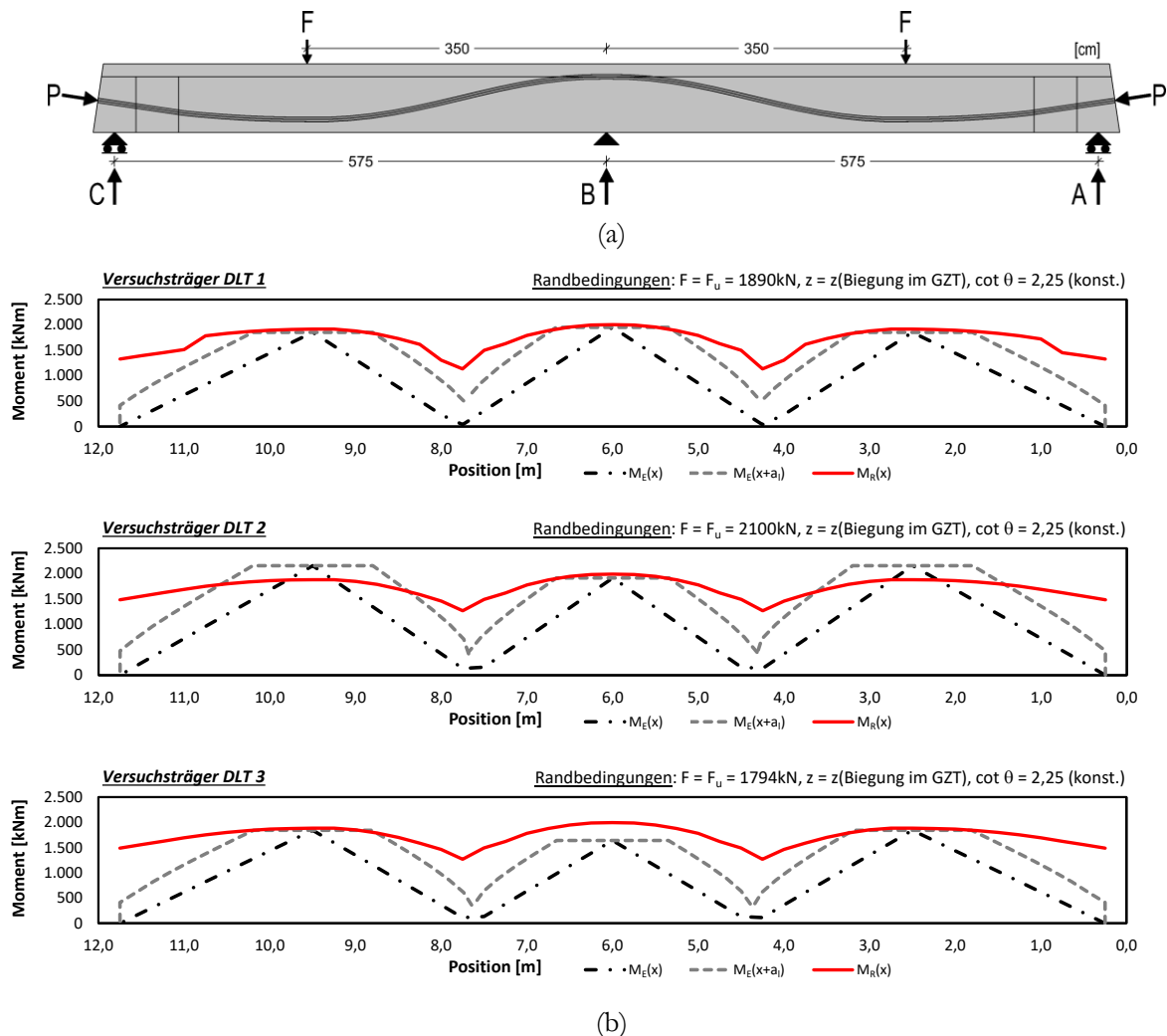


Bild 3-22: Versuchsträger DLT 1-3 unter Einzellasten: (a) Stat. System, (b) Momentendeckungslinien im Bruchzustand ($M_{R(x)} \geq M_{E(x+a)}$)

Balken unter Streckenlast (DLT 4)

Aufgrund der Vielzahl an Einzellasten konnte im Rahmen des vierten Versuches in guter Näherung von einer Streckenbelastung ausgegangen werden (Bild 3-4). Als Folge des daraus resultierenden linearen Querkraftverlaufes wurden große Bereiche des Feldes nur geringfügig querkraftbeansprucht. Das Verhältnis von Biegemoment zu Querkraft wuchs daher zur Feldmitte stark an; die dominierende

Beanspruchung in den Feldbereichen stellte daher das Biegemoment dar. Da Biegemoment und Querkraft an der Innenstütze jedoch gleichzeitig ihre am Gesamtsystem betragsmäßig maximalen Werte annehmen, musste dieser Bereich für das Bauteilversagen maßgebend werden.

Aufgrund der gegenüber den durch Einzellasten beanspruchten Versuchsträgern deutlich veränderten Schnittgrößenverteilung setzte die Rissbildung zunächst im Bereich der Innenstütze ein. Aus der im Feldbereich dominierenden Biegebeanspruchung bildeten sich bei zunehmender Belastung vorwiegend vertikale Biegerisse, wohingegen insbesondere an der Innenstütze die hohe Querkraftbeanspruchung an der Schrägrissbildung zu erkennen war (Bild 3-19 (d)).

Charakteristisch für das Rissbild des durch Streckenlasten beanspruchten Versuchsträgers DLT 4 war die Ausbildung vorwiegend vertikaler Risse im Feldbereich. Als Folge dieser überwiegend vertikalen Biegerissbildung im Feld wurden in diesem Bereich an Bügeln nur geringe Spannungen gemessen (vgl. Abschnitt 3.5.6). Eine signifikante Umlagerung innerer Kräfte in ein fachwerkartiges Tragsystem hat daher in den Feldbereichen nicht stattgefunden. Die Querkrafttragfähigkeit resultierte in diesen Bereichen maßgeblich aus dem Traganteil des geneigten Spannglieds und einem additiven Betontraganteil, welcher sich beispielsweise über die Wirkung eines Druckbogens erklären lässt. Hohe Bügelbeanspruchungen wurden lediglich im auflagnahen Bereich, einhergehend mit der dortigen Schrägrissbildung, detektiert. Das Rissbild des Trägers DLT 4 (Bild 3-19 (d)) spiegelt sehr deutlich die erwartungsgemäß stark unterschiedlichen Beanspruchungen gegenüber der Träger DLT 1-3 wider [42].

Das Versagen des Trägers DLT 4 erfolgte im nicht querkraftverstärkten Bereich an der Innenstütze. Obgleich die Biegedruckzone in diesem Bereich mittels Betonstahl gegenüber den vorangegangenen Versuchen erheblich verstärkt wurde, konnte hier ein gleichzeitiges Druckzonenversagen nicht verhindert werden. Das Druckzonenversagen kündigte sich während des Versuches durch flächenhafte Betonabplatzungen an und lag letztlich in der unplanmäßig geringen Betonfestigkeit begründet. Ein Einschneiden der Momentendeckungslinie, wie es im Rahmen der Versuche 1-3 festzustellen ist (Bild 3-22), zeigt sich im Rahmen des vierten Versuches nicht.

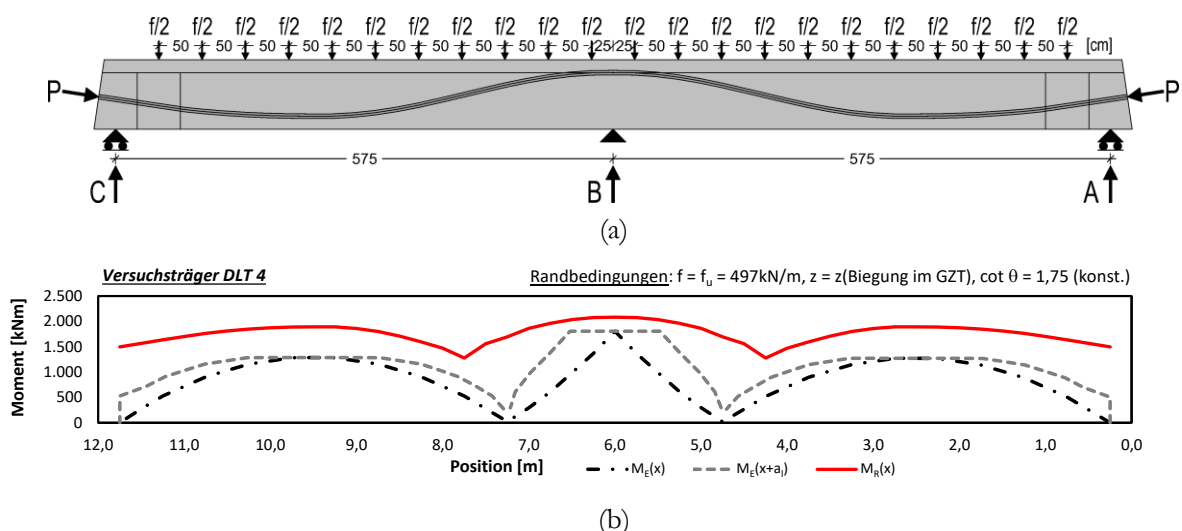


Bild 3-23: Versuchsträger DLT 4 unter Streckenlast: (a) Stat. System, (b) Momentendeckungslinie im Bruchzustand

Auffällig war die im Vergleich zu den Versuchsträgern DLT 1-3 deutlich steilere Biegeschubrissneigung an der Innenstütze im Rahmen des vierten Versuches (DLT 4). Bild 3-24 (a) zeigt die qualitativen Hauptzugspannungsverläufe in diskreten vertikalen Schnitten sowie Bild 3-24 (b) die zugehörigen qualitativen Hauptzugspannungstrajektorien, welche exemplarisch für die Versuchsträger DLT 1 (rechter Bildbereich) und DLT 4 (linker Bildbereich) berechnet wurden. Die Hauptzugspannungen wurden dabei für die Laststufen 1743 kN (DLT 1) und 496 kN/m (DLT 4) ermittelt. Das unter diesen Laststufen einwirkende Biegemoment in der Achse der Innenstütze war für beide Versuchsträger näherungsweise identisch, jedoch war der Wert der einwirkenden Querkraft bei Träger DLT 4 an dieser Stelle um ca. 65% größer als die des Trägers DLT 1.

Bild 3-24 (c) zeigt die im Zuge der Versuche 1 und 4 unter den genannten Laststufen beobachteten zugehörigen Rissbilder. Die steilere Biegeschubrissbildung des Streckenlastversuches lässt sich offensichtlich auf den Effekt zurückzuführen, dass sich der Nulldurchgang des Biegemomentes des Versuchsträgers unter Streckenlasten (DLT 4) deutlich näher an der Innenstütze befindet als bei den Versuchsträgern unter Einzellasten (DLT 1-3). Letztlich war dadurch ist die Biegeschubrissbildung an der Innenstütze ausgehend vom oberen Rand auf einen deutlich kürzeren Bereich begrenzt und entsprechend steiler [42].

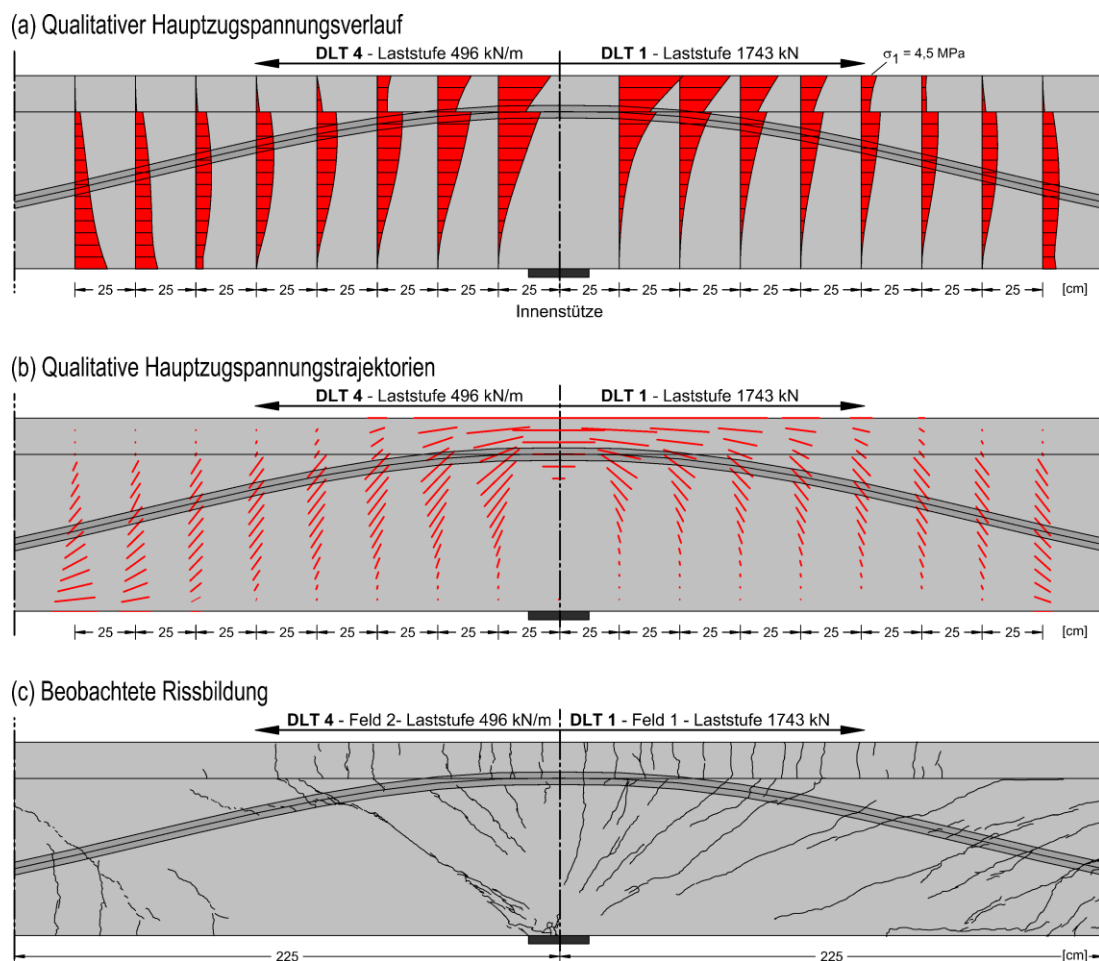


Bild 3-24: Vergleich des Rissverhaltens von Spannbetonbalken unter Einzel- und Streckenlasten im Bereich der Innenstütze am Beispiel der Versuchsträger DLT 1 (rechts) und DLT 4 (links)

Querkraftbewehrungsgrad

Bild 3-25 stellt die Querkrafttragfähigkeit dem Querkraftbewehrungsgrad gemäß Tabelle 3-1 gegenüber. Im Falle des Versuchsträgers DLT 4 ist davon auszugehen, dass sich die gemäß Bild 3-26 unmittelbar im Bereich der Innenstütze (45°-Fächer) wirkenden Einzellasten direkt in das Auflager abstützen können. Diese Lasten erzeugen daher keine Beanspruchung, welche mittels Querkraftbewehrung aufgenommen werden muss. In Bild 3-25 wird daher die Querkrafttragfähigkeit des Trägers DLT 4 mit und ohne Berücksichtigung dieser auflagnahen Einzellasten dargestellt. Es zeigt sich, dass ein ansteigender Querkraftbewehrungsgrad grundsätzlich mit einem moderaten Anstieg der Querkrafttragfähigkeit korreliert, bis schließlich das Biegeversagen versagensrelevant wird (DLT 2 – Feld 2) [42]. Des Weiteren zeigt sich die Tendenz, dass mit abfallendem Querkraftbewehrungsgrad die Querkrafttragfähigkeit hier keinesfalls bis auf den Wert Null abfällt. Auf Basis der vorliegenden Versuchsergebnisse lässt sich schlussfolgern, dass die untersuchten Spannbetonbalken auch ohne Querkraftbewehrung eine erhebliche Querkrafttragfähigkeit aufwiesen. Diese ist hier vermutlich (überwiegend) auf den Querkrafttraganteil des geneigten Spanngliedes und auf einen erheblichen Betontraganteil zurückzuführen.

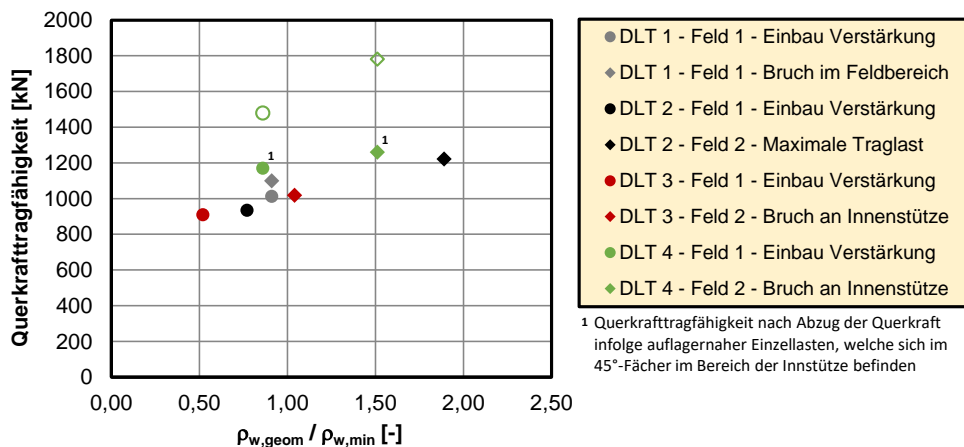


Bild 3-25: Querkrafttragfähigkeit in Abhängigkeit des Querkraftbewehrungsgrads

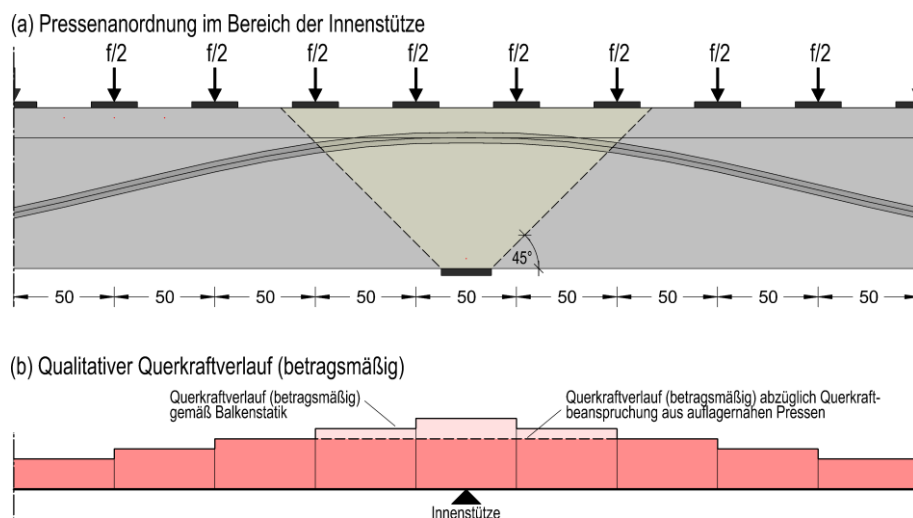


Bild 3-26: Querkraftverlauf $|V_E|$ im Bereich der Innenstütze bei auflagnahen Einzellasten

3.5.6 Stahldehnungen und Stahlspannungen

Es wurde eine umfangreiche, flächendeckende Messtechnik auf Bewehrungsstählen appliziert (vgl. Abschnitt 3.3), um die Beanspruchungen messtechnisch zu erfassen und so Rückschlüsse auf den Verlauf der inneren Kräfte sowie das Bauteiltragverhalten ziehen zu können. Die Messfrequenz betrug stets ca. $f \approx 0,2$ Hz. Damit ist die Auswertung der Messergebnisse für quasi beliebige Laststufen möglich. Die Messergebnisse werden für die in Tabelle 3-6 angegebenen Laststufen visualisiert.

Numerische Spannungswerte

Zur systematischen Auswertung der Messergebnisse wurde eine VBA-Routine für Microsoft Excel entwickelt. Mithilfe dieser können die Betonstahlbeanspruchungen für beliebige Laststufen unmittelbar ausgewertet und übersichtlich dargestellt werden. Im Rahmen dieser VBA-Routine werden den experimentell gemessenen Stahldehnungen über das zuvor an Zugproben bestimmte, jeweils individuelle Materialgesetz die zugehörigen Stahlspannungen zugewiesen. Dazu werden die individuellen Spannungs-Dehnungs-Beziehungen nach Anhang A1.4.2 abschnittsweise mittels geeigneter (multi-linearer oder nichtlinearer) Regressionsfunktionen idealisiert.

Bild 3-27 zeigt exemplarisch die so ermittelten und visualisierten Stahlspannungen an der Längs- und Querkraftbewehrung für die Laststufe 1798 kN des Versuchsträgers DLT 3. Die grau dargestellte Fläche stellt den Versuchsträger dar, wobei entsprechend der Positionen der DMS am Träger die rechnerischen Stahlspannungen numerisch angezeigt werden. Die numerischen Spannungswerte in [MPa] werden zudem entsprechend dem Grad der Beanspruchung farblich gekennzeichnet.

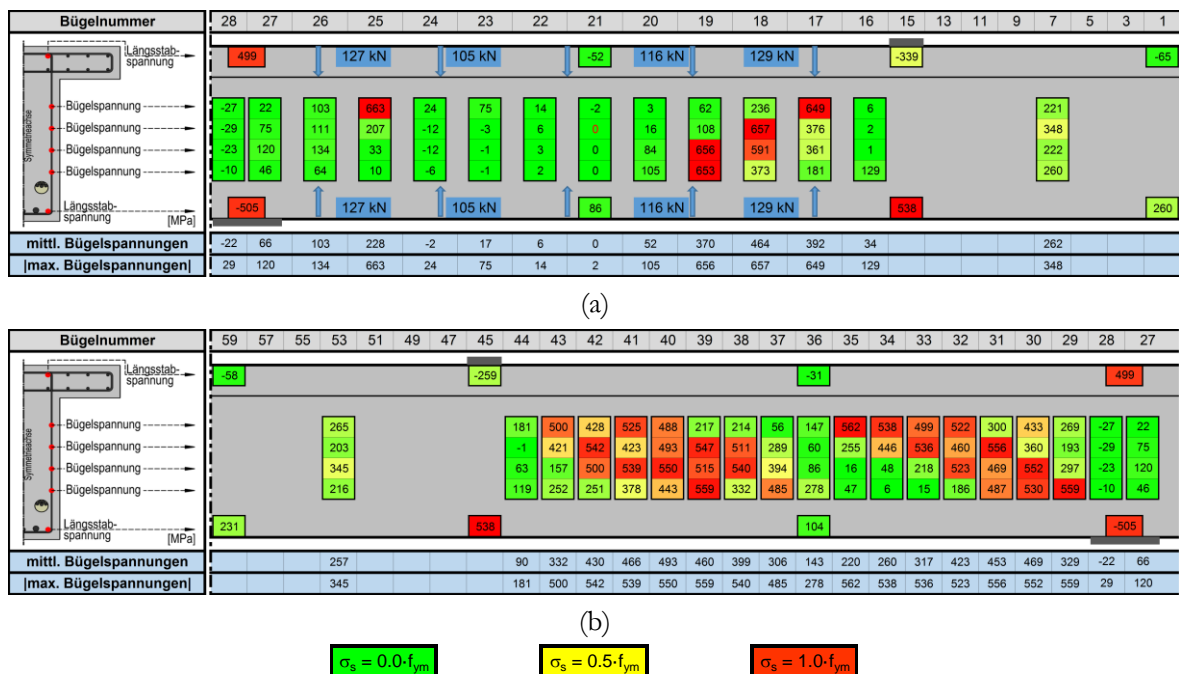


Bild 3-27: Numerische Darstellung messtechnisch ermittelter Betonstahlspannungen exemplarisch für die LS 1798 kN des Versuchsträgers DLT 3; (a) Bereich zwischen Bügel 1-28 in Feld 1 und (b) Bereich zwischen Bügel 27-59 in Feld 2 (Bügelnummerierung nach Anhang A1.3)

Dabei zeigt die Farbe grün Spannungen der Größe $\sigma_s \approx 0$, die Farbe gelb Spannungen der Größe $\sigma_s \approx 0,5 \cdot f_{ym}$ und die Farbe rot Spannungen der Größe $\sigma_s \approx 1,0 \cdot f_{ym}$. Zusätzlich zu dem Wert der Stahlspannung einer Messstelle ist in Bild 3-27 im unteren Bereich der Teilbilder der über die Höhe eines Bügelschenkels aus jeweils vier Messwerten berechnete Mittelwert der Stahlspannung sowie der betragsmäßig größte Wert der Stahlspannung dargestellt. Die blauen Pfeile in Bild 3-27 (a) zeigen an, dass zum Zeitpunkt der Messung der Versuchsträger bereits extern querkraftverstärkt war. Die Positionen der Pfeile entsprechen näherungsweise den Positionen der externen, vorgespannten Querkraftverstärkungen. Exklusiv wurden im Zuge des dritten Versuches die Vorspannkkräfte [kN] der externen Querkraftverstärkung an vier der fünf Verstärkungselemente ermittelt (Anhang A1.3.7). Diese Werte sind in Bild 3-27 (a) (in blauen Feldern) dokumentiert.

In Anhang A1.9 sind die gemessenen Stahlspannungen der Versuchsträger DLT 1-4 für ausgewählte Laststufen dargestellt. Insbesondere werden für jeden Träger die Stahlspannungen zu der Laststufe dargestellt, bei welcher eine Querkraftverstärkung des schwächer querkräftbewehrten Feldes als erforderlich erachtet wurde. Die angegebenen Spannungswerte zu dieser Verstärkungslaststufe beinhalten jedoch noch keine Effekte aus der Vorspannung der externen Querkraftverstärkung.

In Bild 3-28 bis Bild 3-31 werden einige der in Anhang A1.9 dargestellten Versuchsergebnisse ausschnittsweise und exemplarisch dargestellt. Die Beanspruchungen der Längs- und Querkraftbewehrung lassen sich dabei anhand der zuvor vorgestellten Farbkonvention qualitativ abschätzen. Die genannten Bilder zeigen jeweils in Teilbild (a) die Beanspruchungen unter der Laststufe unmittelbar vor Einbau der externen Querkraftverstärkung und in Teilbild (b) die Laststufe unmittelbar vor Systemversagen. Das Tragverhalten der Versuchsträger wird durch folgende Muster charakterisiert:

Die Einzellastversuche an den Versuchsträgern DLT 1-3 (Bild 3-28 - Bild 3-30) zeigten erwartungsgemäß grundsätzlich ähnliche Beanspruchungsbilder. Auffällig waren die fächerartige Schrägrissbildung und die damit einhergehende hohe Beanspruchung der Querkraftbewehrung im Bereich der Einzellasten. Diese Schrägrissbildung stellte sich im Falle der Versuchsträger 1 und 2 in Feld 1 schließlich als kritisch heraus (Bild 3-19). Insbesondere am Beispiel der Träger DLT 1 und 2 wird zudem deutlich, dass das schwächer querkräftbewehrte Feld zum Zeitpunkt der Montage der externen Querkraftverstärkung deutlich höhere Beanspruchungen der Querkraftbewehrung aufwies als das stärker querkräftbewehrte Feld. Zum Zeitpunkt des Systemversagens wiesen die durch Einzellasten belasteten Träger im Bereich zwischen den Lasteinleitungen und der Innenstütze (aufgrund der näherungsweise konstanten Querkraft) i.d.R. erhebliche Bügelspannungen auf. Diese resultierten aus der Schrägrissbildung und belegen anschaulich eine teilweise Umlagerung der inneren Kräfte in ein (vielstrebiges) fachwerkartiges Tragsystem.

Das Tragverhalten des Trägers DLT 4 unter Streckenlasten (Bild 3-31) unterschied sich signifikant von dem Tragverhalten der Träger DLT 1-3 unter Einzellasten. Hohe Bügelspannungen in der Größenordnung der Fließspannung wurden hier ausschließlich im Bereich der Innenstütze beobachtet. Infolge der geringen Querkraftbeanspruchung trat keine ausgeprägte Schrägrissbildung in den Feldbereichen ein. Eine nennenswerte Fachwerktragwirkung wurde daher hier nicht beobachtet. Die großen Bügelbeanspruchungen im Bereich vor der Innenstütze zeigen jedoch an, dass hier ein Teil der einwirkenden Querkraft über die Querkraftbewehrung „hochgehängt“ werden muss. Letztlich war aber ein Druckzonenversagen an der Innenstütze ursächlich für das Versagen des Versuchsträgers DLT 4.

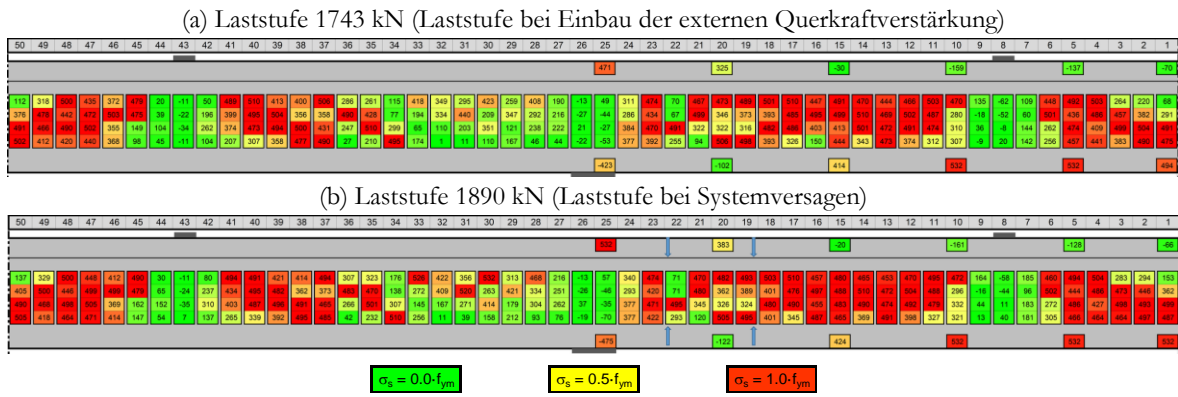


Bild 3-28: Betonstahlspannungen des Trägers DLT 1 zwischen den Stegvoutungen

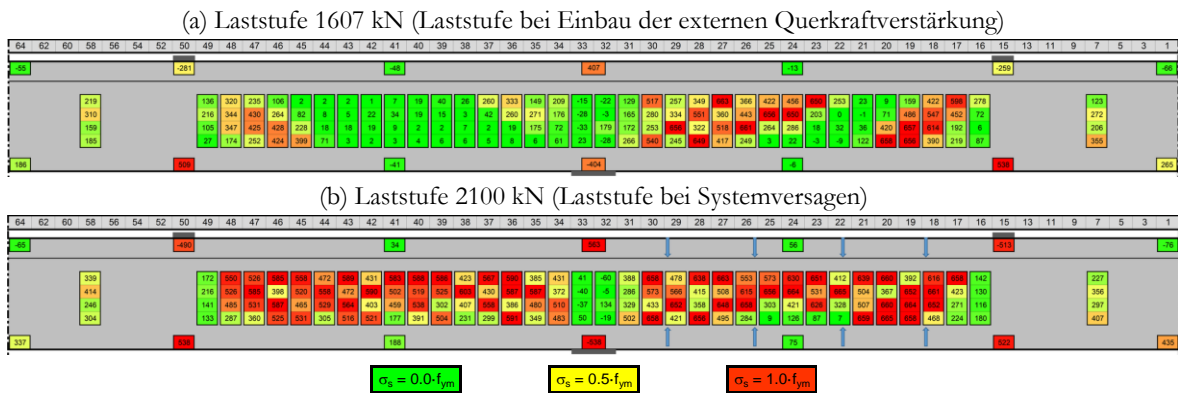


Bild 3-29: Betonstahlspannungen des Trägers DLT 2 zwischen den Stegvoutungen

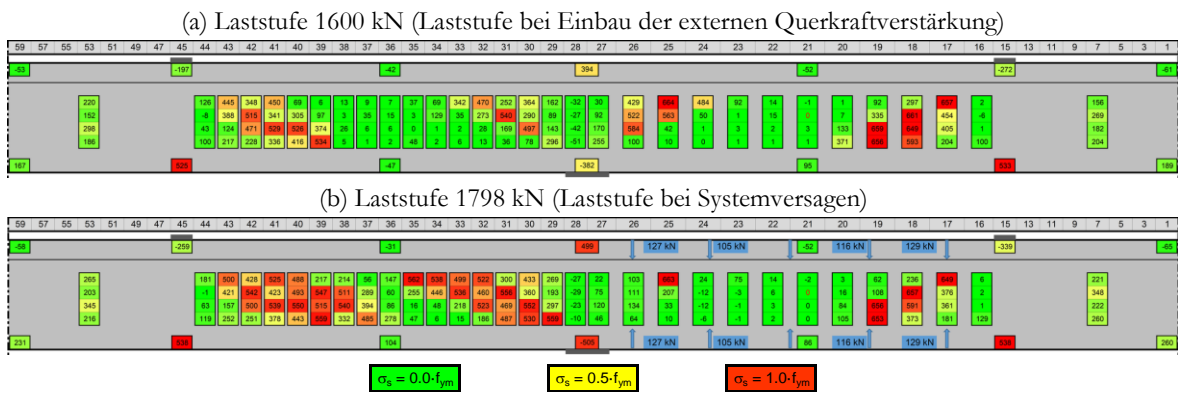


Bild 3-30: Betonstahlspannungen des Trägers DLT 3 zwischen den Stegvoutungen

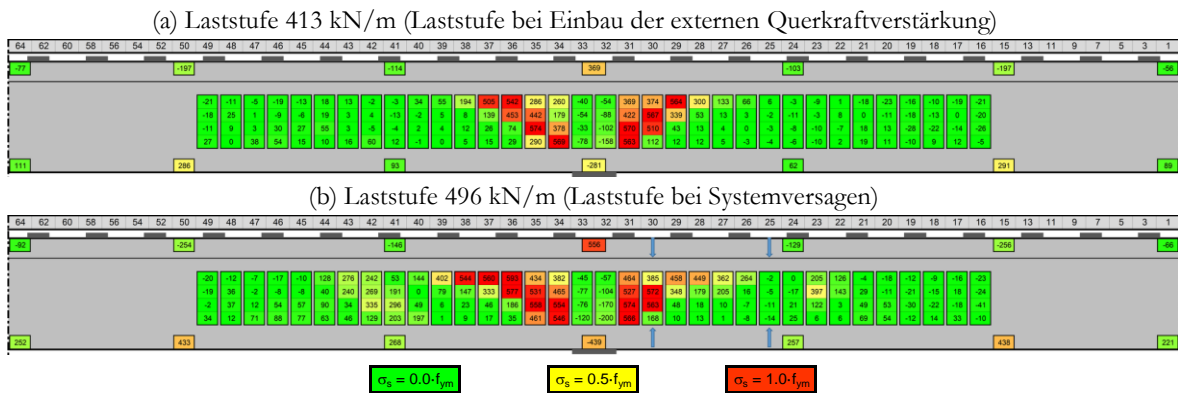


Bild 3-31: Betonstahlspannungen des Trägers DLT 4 zwischen den Stegvoutungen

Graphische BÜGELSPANNUNGSVERLÄUFE

Die numerische Spannungsdarstellung liefert durch die farbliche Kennzeichnung hoch beanspruchter Bewehrungsstäbe eine anschauliche Darstellung des Tragverhaltens eines Versuchsträgers. So lässt sich beispielsweise der Einfluss der Schrägrissbildung auf die Beanspruchung der Querkraftbewehrung, also eine teilweise Umlagerung innerer Kräfte in ein fachwerkartiges Tragsystem, gut ablesen (Bild 3-27 (b)).

Die im Folgenden dargestellten graphischen BÜGELSPANNUNGSVERLÄUFE dienen der Veranschaulichung der BÜGELbeanspruchungen auf Querschnittsebene längs eines Versuchsträgers. Dem Anhang A1.10 sind für die in Tabelle 3-6 genannten Laststufen diese BÜGELSPANNUNGSVERLÄUFE für die Versuchsträger DLT 1-4 zu entnehmen. In Bild 3-32 bis Bild 3-35 werden einige der in Anhang A1.10 dargestellten Versuchsergebnisse stark verkleinert und exemplarisch dargestellt. Die Darstellungen zeigen hier jeweils in Teilbild (a) die Beanspruchungen unter der Laststufe unmittelbar vor Montage der externen Querkraftverstärkung und in Teilbild (b) die Laststufe unmittelbar vor Systemversagen.

Die BÜGELSPANNUNGSVERLÄUFE werden aus vier Messwerten (Messstellen s. Bild 3-12 und Anhang A1.3) über die Höhe eines BÜGELschenkels ermittelt. Die aus diesen vier Werten berechneten mittleren Stahlspannungen begrenzen die in den Diagrammen hellgrau dargestellten Flächen, die Maximalwerte begrenzen die dunkelgrau dargestellten Flächen. Zur Visualisierung der Ausnutzung der Querkraftbewehrung sind in den Diagrammen zudem die Fließspannungen (Linie gestrichelt) sowie die Zugfestigkeiten (Linie durchgezogen) der jeweiligen Betonstähle angegeben.

Grundsätzlich zeigt sich bei allen Versuchsträgern (Bild 3-32 - Bild 3-35), dass die an einem BÜGEL gemessene maximale Spannung den Mittelwert der BÜGELspannung häufig deutlich überschreitet. Dieser Effekt ist auf lokal unterschiedliche Rissbreiten sowie unterschiedliche Entfernungen der jeweiligen Messtechnik zum nächstgelegenen Schrägriss zurückzuführen. Dementsprechend variierten die Ausnutzungsgrade über die Höhe eines BÜGELschenkels. Zudem zeigt sich bei allen Versuchsträgern, dass die Ausnutzung der Querkraftbewehrung in den Druckstrebenfächern der Diskontinuitätsbereiche (Lasteinleitung Träger DLT 1-3, Innenstütze) bis auf den Wert Null abfällt. Dieser Effekt verdeutlicht die fächerartige Lastausbreitung unterhalb der Einzellasten sowie die fächerartige Lastabstützung zur Innenstütze. In den Achsen der Einzellasten sowie der Innenstütze wurden die Querschnitte erwartungsgemäß ausschließlich biegebeansprucht.

Für die Versuchsträger unter Einzellasten (Bild 3-32 - Bild 3-34) zeigt sich insbesondere, dass bei hohen Belastungsniveaus bzw. Systemversagen quasi an jedem BÜGEL (mit Ausnahme der zuvor genannten Diskontinuitätsbereiche) an zumindest einer Stelle eine BÜGELspannung auftritt, welche den Mittelwert der Fließspannung überschreitet. Diese Beobachtung belegt die grundsätzlich hohe Ausnutzung der Querkraftbewehrung. Es verdeutlicht jedoch auch, dass das Systemversagen letztlich immer (erst dann) eingetreten ist, wenn durch das Fließen der Querkraftbewehrung eine unkontrollierte Rissöffnung der Schrägrisse und damit Einschnürung der Biegedruckzone nicht mehr verhindert werden konnte.

Die zuvor bereits angesprochene geringe Ausnutzung der BÜGELbewehrung des Trägers DLT 4 in den Feldbereichen mit positivem Biegemoment und hohe Ausnutzung im Bereich der Innenstütze zeigt sich auch in dieser Darstellungsvariante sehr deutlich (Bild 3-35).

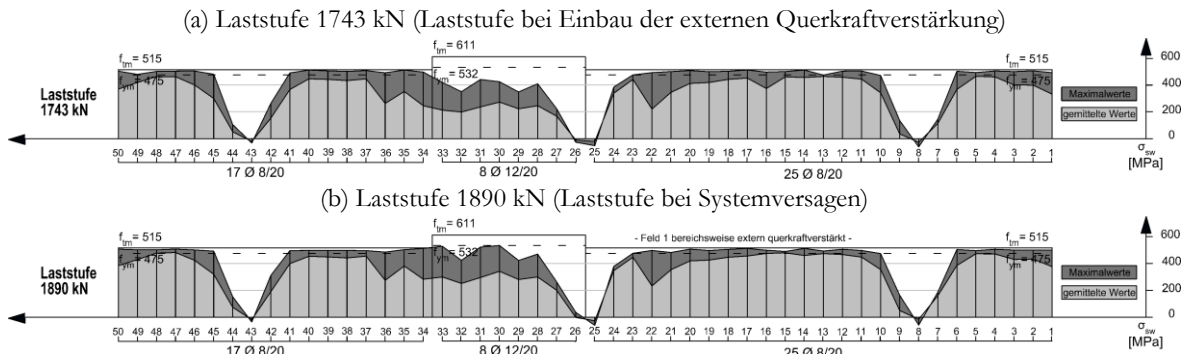


Bild 3-32: Gemittelte (hellgrau) und maximale (dunkelgrau) Werte der Biegelspannungen des Trägers DLT 1; bestimmt aus jeweils vier Messstellen über die Höhe eines Biegelchenkels

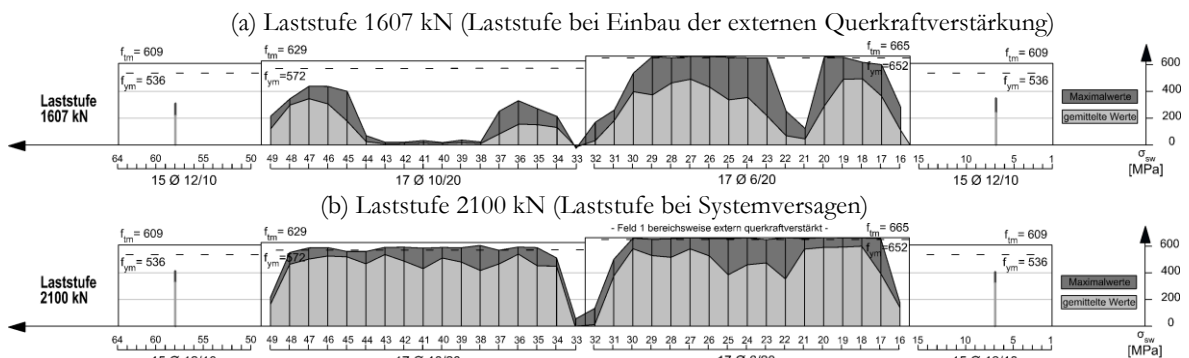


Bild 3-33: Gemittelte (hellgrau) und maximale (dunkelgrau) Werte der Biegelspannungen des Trägers DLT 2; bestimmt aus jeweils vier Messstellen über die Höhe eines Biegelchenkels

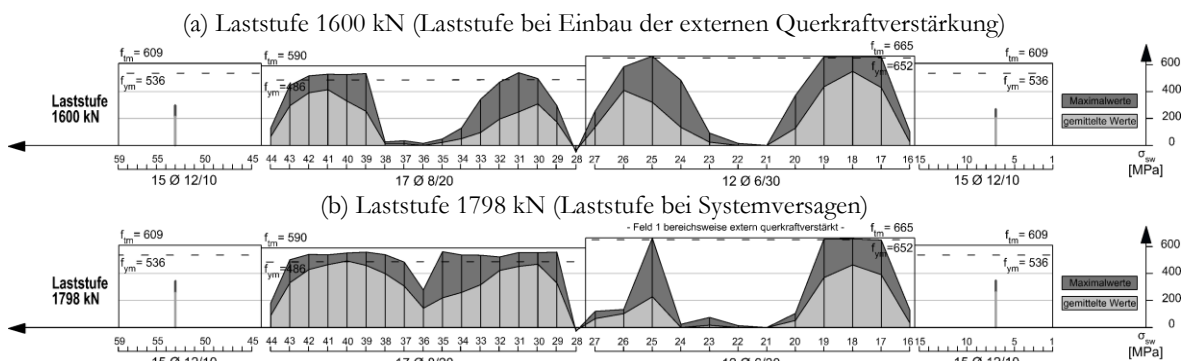


Bild 3-34: Gemittelte (hellgrau) und maximale (dunkelgrau) Werte der Biegelspannungen des Trägers DLT 3; bestimmt aus jeweils vier Messstellen über die Höhe eines Biegelchenkels

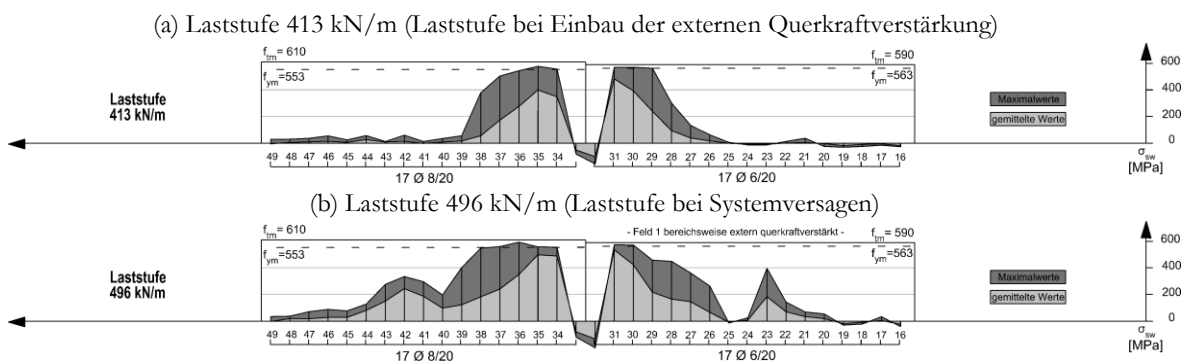


Bild 3-35: Gemittelte (hellgrau) und maximale (dunkelgrau) Werte der Biegelspannungen des Trägers DLT 4; bestimmt aus jeweils vier Messstellen über die Höhe eines Biegelchenkels

Längsdehnungen des Betonstahls

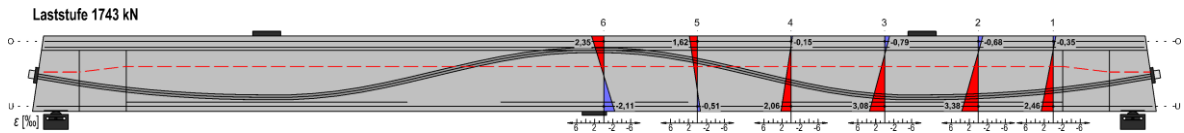
Im Zuge des ersten Versuches wurden die Dehnungen von Längsbewehrungsstäben in Feld 1 im Abstand von ca. 1 m in Längsrichtung bestimmt (Anhang A1.3.1). In den folgenden drei Versuchen wurden die Längsdehnungen in Feld 1 und 2 im Abstand von ca. 2 m in Längsrichtung an ausgewählten Positionen ermittelt: jeweils im Bereich der Endauflager vor der Stegaufweitung, in der Achse der Lasteinleitung der Einzellasten, im Bereich des Momentennulldurchgangs sowie in der Achse der Innenstütze (Anhang A1.3.2-A1.3.4). Die ermittelten Längsdehnungen erweitern das Verständnis über das Tragverhalten der Versuchsträger, da sie Rückschlüsse auf die Biegetragfähigkeitsreserven unter den jeweiligen Belastungsniveaus zulassen. Da bei Schubrissbildung das Ebenbleiben der Querschnitte jedoch nicht mehr vorausgesetzt werden kann, sind die Auswertungen in derartigen Bereichen voraussetzungsbedingten Ungenauigkeiten unterlegen. In der Achse der Innenstütze sowie der Lasteinleitung der Einzellasten kann jedoch von dem Ebenbleiben der gerissenen Querschnitte ausgegangen werden, da hier ausschließlich eine Biegerissbildung vorzufinden ist. In den Darstellungen der Dehnungsebenen kennzeichnen die Farben rot bzw. blau eine Zug- bzw. Druckbeanspruchung.

In Anhang A1.11 sind die ermittelten Dehnungen ausgewählter Längsstäbe (Bild 3-12) der Versuchsträger DLT 1-4 umfassend dargestellt. In Bild 3-36 bis Bild 3-39 werden einige der in Anhang A1.11 dargestellten Versuchsergebnisse stark verkleinert und exemplarisch dargestellt. Die Darstellungen zeigen hier jeweils in Teilbild (a) die Beanspruchungen unter der Laststufe unmittelbar vor Montage der externen Querkraftverstärkung und in Teilbild (b) die Laststufe unmittelbar vor Systemversagen. Im Gegensatz zu der sehr flächenhaften Dehnungsermittlung der Querkraftbewehrung wurden Dehnungen an Längsstäben nur in wenigen Schnitten bestimmt. Da nicht jeder applizierte DMS durch einen Riss gekreuzt wird, muss davon ausgegangen werden, dass in der Nähe eines DMS auch größere Stahldehnungen als die durch den DMS gemessenen vorlagen. Die gemessene Dehnung ist daher als unterer Grenzwert der Dehnung zu betrachten, die in einem Bereich mindestens vorlag.

Grundsätzlich zeigten alle Einzellastversuche (Bild 3-36 - Bild 3-38) ein Fließen der Biegezugbewehrung in der Achse der Einzellasten sowie in an der Innenstütze, wobei jedoch das Fließen im Feld in der Tendenz etwas ausgeprägter war. Kurios ist, dass der Versuchsträger DLT 2 in Feld 1 an der Einzellast (Schnitt 2) einen Dehnungsrückgang in der Biegezugbewehrung ab Pressenlasten von ca. 1800 kN vorwies (s. auch Anhang Bild A 1-93). Dieser Effekt kann u. U. dadurch erklärt werden, dass sich ein weiterer Riss (trotz abgeschlossener Rissbildung) in der Nähe der Messstelle bilden konnte und sich die aus der Biegeverformung resultierende Rissöffnung so auf einen weiteren Riss aufteilen konnten.

Auffällig ist auch das starke Fließen der Biegezugbewehrung des Versuchsträgers DLT 2 an der Innenstütze. Die gemessenen Dehnungen verdeutlichen eine ausgeprägte Fließgelenkbildung im Bereich der Einzellasten und Innenstütze und belegen das sehr duktile Tragverhalten (insbesondere) des Trägers DLT 2. Diese Fließgelenkbildungen in Kombination mit dem im Vergleich zu den übrigen Versuchsträgern hohen Querkraftbewehrungsgrad (Tabelle 3-1) war ausschlaggebend für die im Versuch beobachtete hohe Systemtragfähigkeit und die Ausbildung des horizontalen Fließplateaus der Last-Verformungskurve (Bild 3-16).

(a) Laststufe 1743 kN (Laststufe bei Einbau der externen Querkraftverstärkung)



(b) Laststufe 1890 kN (Laststufe bei Systemversagen)

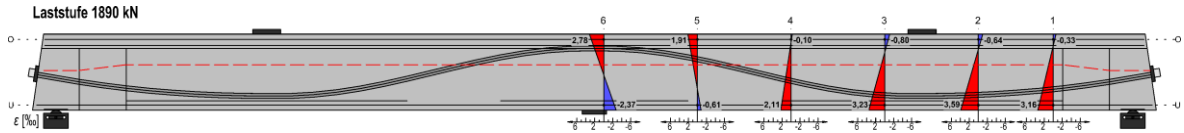
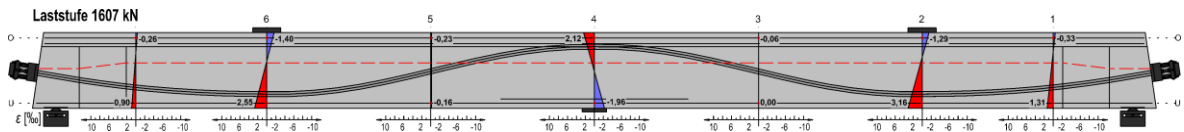


Bild 3-36: Dehnungen und resultierende Dehnungsebenen der Längsbewehrung des Trägers DLT 1

(a) Laststufe 1607 kN (Laststufe bei Einbau der externen Querkraftverstärkung)



(b) Laststufe 2100 kN (Laststufe bei Systemversagen)

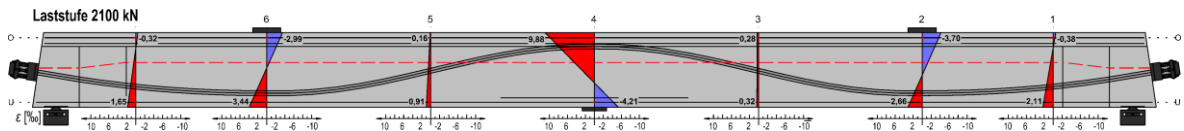
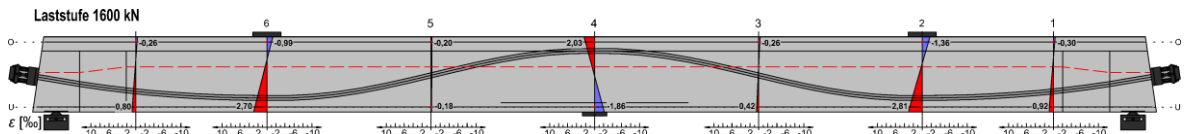


Bild 3-37: Dehnungen und resultierende Dehnungsebenen der Längsbewehrung des Trägers DLT 2

(a) Laststufe 1600 kN (Laststufe bei Einbau der externen Querkraftverstärkung)



(b) Laststufe 1798 kN (Laststufe bei Systemversagen)

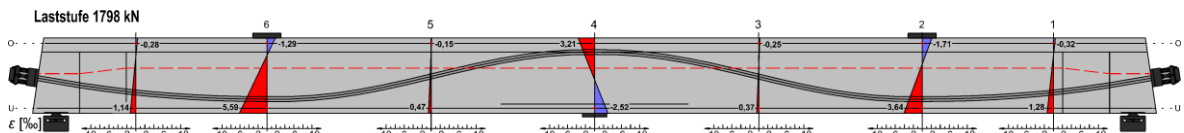
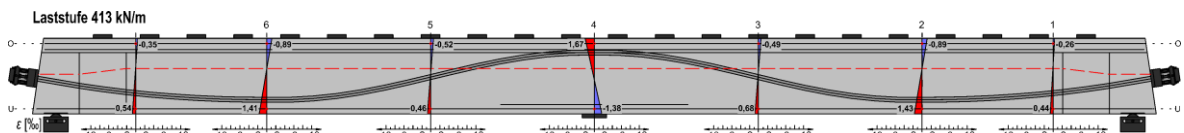


Bild 3-38: Dehnungen und resultierende Dehnungsebenen der Längsbewehrung des Trägers DLT 3

(a) Laststufe 413 kN/m (Laststufe bei Einbau der externen Querkraftverstärkung)



(b) Laststufe 496 kN/m (Laststufe bei Systemversagen)

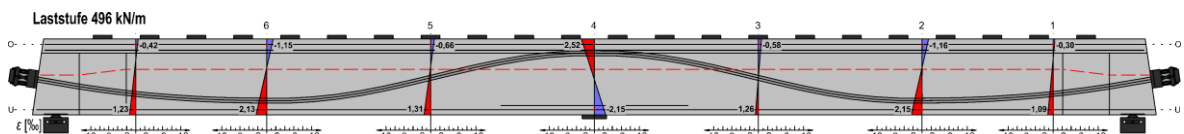


Bild 3-39: Dehnungen und resultierende Dehnungsebenen der Längsbewehrung des Trägers DLT 4

3.5.7 Betondehnungen

Im Fokus der experimentellen Untersuchungen stand die Fragestellung, inwiefern ein zusätzlicher Querkrafttraganteil aus der Druckbogenwirkung bei Spannbetonbalken resultiert. Zur experimentellen Untersuchung dieser Fragestellung wurde mittels konventioneller Dehnungsmesstechnik (Bild 3-13) angestrebt, den lastabhängigen Kraftfluss im Beton und so den Verlauf des Druckbogens zu erfassen. Dazu wurde im Rahmen der Versuche 2-4 auf variierende Messtechnik zurückgegriffen (Bild 3-40):

- Versuchsträger DLT 2 – DMS-Rosetten in Feld 1
- Versuchsträger DLT 3 – DMS-Rosetten in Kombination mit Linear-DMS in Feld 1
- Versuchsträger DLT 4 – Linear-DMS in Feld 2

Da im Bereich der Innenstütze sowie im Bereich der Einzellasten durch die Biegerissbildung ein frühes Zerreißen der empfindlichen Messtechnik zu erwarten war, wurden im Rahmen der Versuche 2 und 3 weniger DMS-Rosetten appliziert.

Im Rahmen des zweiten Versuchs (DLT 2) wurden ausschließlich DMS-Rosetten eingesetzt. Bei den verwendeten Rosetten handelte es sich um 45°-Rechtwinkel-Rosetten mit überlappenden Messgittern in 0°/45°/90°-Richtung (Bild 3-13 (a)). Über den Mohr'schen Dehnungskreis konnten daher die Hauptdehnungen des zweiachsigen Spannungszustandes in ihrer Größe und Richtung bestimmt werden. Die so rechnerisch ermittelten Hauptdehnungstrajektorien können anschließend mit denen aus numerischen Simulationen verglichen werden. Die Auswertung der Messergebnisse des Versuchsträgers DLT 2 hinsichtlich der Druckbogenwirkung zeigte jedoch, dass die Rissbildung im Beton bereichsweise zu einem Zerreißen zu vieler DMS führte. Die Ermittlung der Lage des resultierenden horizontalen Lastangriffspunktes konnte daher in diesen Bereichen nur mit wenigen Messwerten erfolgen, sodass die Druckbogenbestimmung auf Basis der zu wenigen vorhandenen gemessenen Betondehnungen für den Träger DLT 2 nicht erfolgreich war.

Im Rahmen des dritten Versuches (DLT 3) wurden daher neben DMS-Rosetten zusätzliche Linear-DMS verwendet, welche an der Außenkante des Trägerflansches appliziert wurden (Bild 3-40 (b)). Zwar waren letztgenannte für die Ermittlung der Richtung der Hauptdehnungstrajektorien irrelevant, jedoch konnte so auch am Trägerflansch die horizontale Betondehnung (Stauchung) zur Berechnung

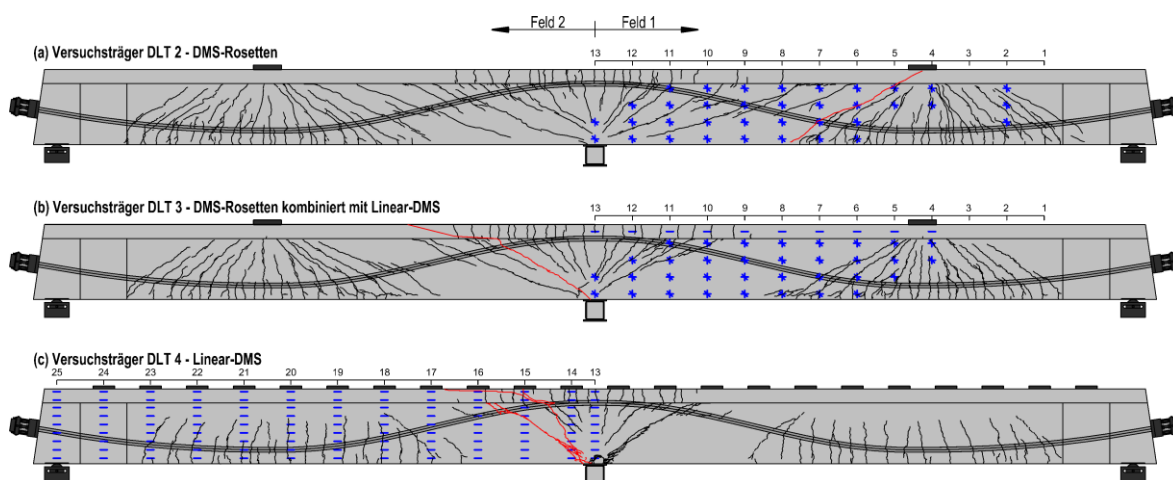


Bild 3-40: Variierende Messtechnik (blau) zur Dehnungsermittlung des Betons der Träger DLT 2-4

der Lage der resultierenden horizontalen Druckkraft herangezogen werden. Analog zu dem Vorgehen bei der analytischen Bestimmung des Druckbogens [41] konnte so der lastabhängige Verlauf des Druckbogens experimentell bestimmt werden.

Um auch bei hohen Belastungsniveaus eine ausreichende Anzahl an intakten Messstellen zur Berechnung des Druckbogenverlaufs zur Verfügung zu haben, wurde der Versuchsträger DLT 4 mit einer Vielzahl einaxialer Beton-DMS ausgestattet (jeweils 9 DMS in einem vertikalen Schnitt, vgl. Bild 3-40 (c)). Auf den Einsatz von DMS-Rosetten wurde im Zuge des vierten Versuches verzichtet.

Es muss jedoch darauf hingewiesen werden, dass die verwendeten Beton-DMS hinsichtlich Applikation und Auswertung ein nicht zu unterschätzendes Fehlerpotential aufweisen [155]. Auch liegen den Auswertungen rechnerische Vereinfachungen zugrunde. Die wesentlichen möglichen Fehlerquellen sowie die rechnerischen Vereinfachungen sind:

- Geometrische Irregularitäten, wie z.B. Schalungskanten, Kerben oder Kiesnester, können die Messergebnisse (erheblich) beeinflussen.
- Durch die Rissbildung im Beton kann es zu einem (unbemerkten) Ausfall von Messtechnik kommen. Auch resultieren aus der Rissbildung deutlich veränderte Spannungszustände im rissnahen Bereich.
- In der Regel sind alle Messgitter dem Einfluss einer Querdehnung unterzogen. Im Allgemeinen ist der Fehler jedoch vernachlässigbar klein, daher wurde der Einfluss der Querdehnung bei den gemessenen Dehnungen längs eines Messgitters nicht berücksichtigt.
- Mithilfe der aufgeklebten Messtechnik wurden lediglich die Verformungen der Betonoberfläche erfasst. Da die Querschnittsbreiten der getesteten Versuchsträger jedoch relativ klein waren, wurde im Rahmen der Untersuchungen vereinfacht angenommen, dass die an der Oberfläche gemessenen Verformungen die inneren Bauteilverformungen gut repräsentieren.
- Es wurde unterstellt, dass Messgitter A (vgl. Bild 3-13 (a)) exakt parallel zur Balkenlängsachse ausgerichtet wurde.
- Die Umrechnung der Hauptdehnungen in Hauptspannungen für den ebenen Spannungszustand nach dem Hook'schen Gesetz verlangt, dass Elastizitätsmodul und Poisson'sche Zahl bekannt sind und setzt ein isotropes Materialverhalten voraus. Zudem wird ein linear-elastisches Materialgesetz im Messbereich unterstellt. Da der E-Modul nach EC2 rechnerisch abgeschätzt wurde, erfolgen im Folgenden keine Betonspannungsdarstellungen.

Darstellung der gemessenen Dehnungsgrößen als Hauptdehnungen ε_1 und ε_2 (Anhang A1.12)

Die im Folgenden angegebenen Gleichungen zur Ermittlung der Größe und Richtung der Hauptdehnungen ε_1 und ε_2 basieren auf einer festgelegten Orientierung der Messgitter der 45°-Rechtwinkel-Rosetten [155]. Gitter A und C müssen senkrecht zueinander stehen; Gitter B muss unter 45° zu Gitter A stehen (Bild 3-13 (a)). Eine abweichende Orientierung bzw. Zählordnung führt zu falschen Hauptdehnungswerten. Um eine systematische, automatisierte Auswertung der Messergebnisse zu gewährleisten, wurden die DMS-Rosetten auf der Rückseite der Versuchsträger allesamt identisch ausgerichtet, wobei Messgitter A in Richtung der Balkenlängsachse zeigte.

Die Hauptdehnungen ε_1 und ε_2 sowie der Hauptdehnungswinkel θ konnten auf Basis des bekannten Mohr'schen Dehnungskreises und der festgelegten Orientierung der einzelnen Messgitter mithilfe der Gl. (3.8) und (3.9) aus den drei gemessenen Dehnungen ε_A , ε_B und ε_C bestimmt werden [155].

$$\varepsilon_{1/2} = \frac{\varepsilon_A + \varepsilon_C}{2} \pm \frac{1}{\sqrt{2}} \sqrt{(\varepsilon_A - \varepsilon_B)^2 + (\varepsilon_B - \varepsilon_C)^2} \quad (3.8)$$

$$\theta = \frac{1}{2} \tan^{-1} \left(\frac{\varepsilon_A - 2\varepsilon_B + \varepsilon_C}{\varepsilon_A - \varepsilon_C} \right) \quad (3.9)$$

mit

$\varepsilon_{A/B/C}$ Dehnung des Messgitters A/B/C

Die Hauptzug- und Hauptdruckspannungen σ_1 und σ_2 lassen sich anschließend für den zweiaxialen Spannungszustand aus den bekannten Hauptdehnungen ε_1 und ε_2 mit den Gl. (3.10) und (3.11) berechnen.

$$\sigma_1 = \frac{E}{1 - \nu^2} \cdot (\varepsilon_1 + \nu\varepsilon_2) \quad (3.10)$$

$$\sigma_2 = \frac{E}{1 - \nu^2} \cdot (\varepsilon_2 + \nu\varepsilon_1) \quad (3.11)$$

mit

ν Poisson'sche Zahl

E Elastizitätsmodul

Analog zur Messung der Betonstahldehnungen (Abschnitt 3.5.6) wurden die Betondehnungen kontinuierlich mit einer Frequenz von ca. $f \approx 0,2$ Hz gemessen. Zur systematischen Auswertung der umfangreichen Messergebnisse (Einlesen der umfangreichen Messergebnisse für eine beliebige Laststufe, Berechnung der Hauptdehnungen nach Gl. (3.8) und ihrer Richtungen nach Gl. (3.9), Visualisierung der Hauptdruckspannungstrajektorien) wurde eine VBA-Routine für Microsoft Excel entwickelt. Teile dieser Routine entstanden unter Anleitung und enger Betreuung im Rahmen der Masterarbeit von *Gohl* [44].

Die Betondehnungen wurden im Zuge der Versuche 2 und 3 flächenhaft in Feld 1 im Bereich zwischen Presse und Innenstütze mittels DMS-Rosetten erfasst. Im Rahmen des vierten Versuches wurden die Betondehnungen flächenhaft in Feld 2 im Bereich zwischen Endauflager und Innenstütze mittels Linear-DMS erfasst. Im Zuge der Visualisierung der Messergebnisse werden die ermittelten Trajektorien an der Symmetrieachse der Versuchsträger gespiegelt, um über die Balkenlänge ein völligeres Trajektorienbild zu generieren. Es wird hier jedoch explizit darauf hingewiesen, dass bei jedem der drei mit Beton-DMS ausgestatteten Versuchsträger lediglich ein Feld (bereichsweise) mit Messtechnik ausgestattet wurde (s. Anhang A1.3). Druckdehnungstrajektorien werden aus Gründen der besseren Programmierbarkeit nur dargestellt, sofern galt: $\varepsilon_2 \leq 1,0$ ‰. Zugdehnungstrajektorien werden nicht dargestellt.

Dem Anhang A1.12 können die errechneten Hauptdruckdehnungstrajektorien der Versuchsträger DLT 2-3 für die in Tabelle 3-6 genannten Laststufen entnommen werden. Bild 3-41 zeigt stellvertretend die Hauptdruckdehnungstrajektorien des Versuchsträgers DLT 3 für vier ausgewählte Laststufen.

Die Ergebnisse können das lastabhängige Tragverhalten der vorgespannten Durchlaufträger gut verdeutlichen. Sofern der Träger alleinig durch sein Eigengewicht und die Vorspannwirkung beansprucht wird, folgen die Hauptdruckdehnungstrajektorien in guter Näherung dem Verlauf des Spanngliedes (Bild 3-41 (a)). Mit ansteigenden Pressenlasten rotieren die Trajektorien erwartungsgemäß stark, denn die Pressenlasten stellen zunehmend die dominierende Beanspruchung dar. Unter der Laststufe 600 kN (Bild 3-41 (b)) verlaufen die Trajektorien bereichsweise parallel zur Balkenlängsachse. Die Randspannungen ändern bereichsweise bereits ihr Vorzeichen; die Dekompression setzt bereichsweise ein. Diese rechnerischen Ergebnisse decken sich sehr gut mit der Beobachtung, dass die Biegerissbildung im Balkensteg des Trägers DLT 3 unter einer Last von ca. 700-800 kN einsetzte (Anhang Bild A 1-68 (a) und (b)). Es wird deutlich, dass die Rotation der Trajektorien bei hohen Laststufen – ebenfalls erwartungsgemäß – nicht mehr ausgeprägt ist. Die Trajektorienbilder für die Laststufen 1200 kN (Bild 3-41 (c)) bzw. 1600 kN (Bild 3-41 (d), Laststufe unmittelbar vor Montage der externen Querkraftverstärkung) ähneln sich daher grundsätzlich sehr.

Die zunehmende Rissbildung resultierte vereinzelt jedoch in einem Ausfall einzelner Messgitter der DMS-Rosetten. Dennoch lässt sich das Tragverhalten auch bei hohen Laststufen anhand der verbleibenden Messtechnik noch untersuchen: Es lässt sich hier deutlich die Tendenz eines direkten Lastabtrages von Presse zur Innenstütze beobachten. Zudem müssen die Trajektorien im Bereich vor der Innenstütze ihre Richtung am oberen Trägerrand stark ändern, was auf eine „Lasthochhängung“ hindeutet und sich gut mit den gemessenen hohen Bügelspannungen unter diesen Laststufen in dem Bereich deckt (Anhang Bild A 1-87 (h)). Zusammenfassend lässt sich feststellen, dass die mithilfe der DMS-Rosetten gewonnen Versuchsergebnisse hier zu sehr plausiblen und zufriedenstellenden Messergebnissen führen und eine sehr gute Basis zur experimentellen Untersuchung der Druckbogenwirkung darstellen.

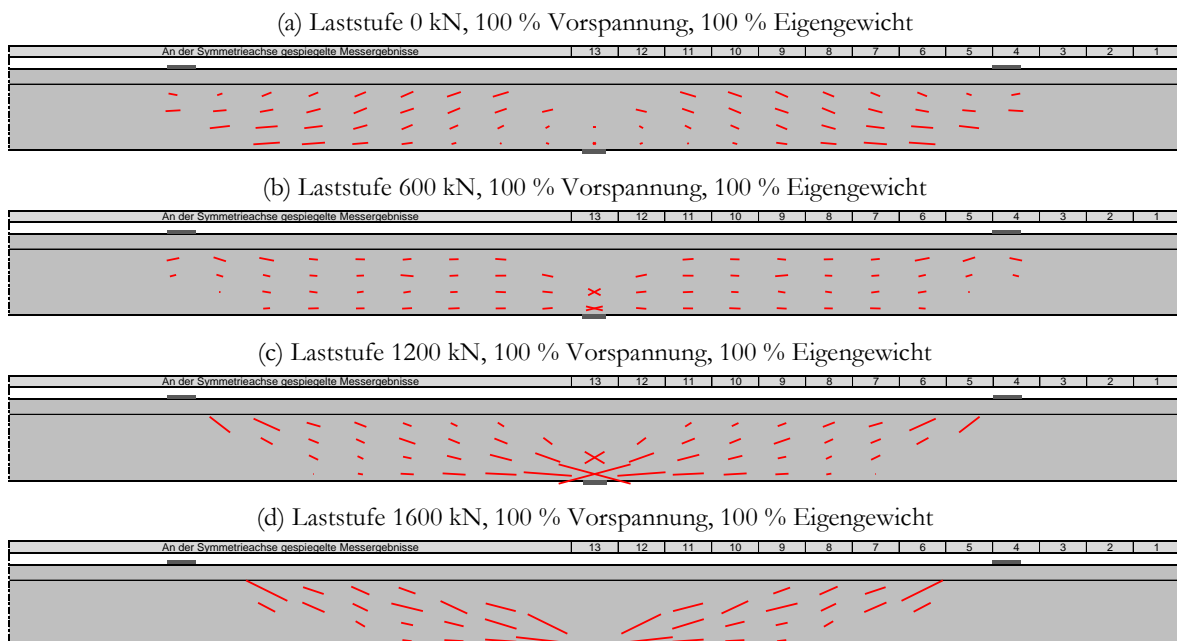


Bild 3-41: Exemplarische Darstellung der Hauptdruckdehnungstrajektorien des Versuchsträgers DLT 3 für ausgewählte Laststufen

Ermittlung der Druckbogenverläufe auf Basis gemessener Dehnungsgrößen (Anhang A1.13)

Ein wesentliches Ziel des Einsatzes der Beton-DMS war es, auf Basis der gemessenen Dehnungsgrößen den Verlauf der inneren Druckkräfte, und so den Druckbogenverlauf, experimentell zu untersuchen. Analog zur Visualisierung der Hauptdehnungstrajektorien wurde eine weitere VBA-Routine für Microsoft Excel entwickelt, um auf Basis der experimentell gemessenen Dehnungswerte den Druckbogenverlauf zu bestimmen und zu visualisieren. Teile dieser Routine entstanden unter Anleitung und enger Betreuung im Rahmen der Masterarbeit von *Gobl* [44]. Die Programmierung wird durch folgende wesentliche Rechenschritte charakterisiert:

- (1) Einlesen der umfangreichen Messergebnisse für eine beliebige Laststufe
- (2) Spannungsberechnung aus gemessenen Längsdehnungsgrößen für jeweilige Messstellen
- (3) Druckkräfteberechnung aus gemessenen Längsdehnungsgrößen für jeweilige Messstellen
- (4) Berechnung der result. Druckkräfte und zugehörigen Angriffspunkte in vertikalen Schnitten
- (5) Visualisierung der Längsdehnungsgrößen des ermittelten Druckbogenverlaufs

Die Spannungsberechnung für die jeweiligen Messstellen im Zuge des Rechenschritts (2) erfolgte vereinfacht nach Gl. (3.12) über das Hook'sche Gesetz für den einaxialen Spannungszustand. Dieser Ansatz liefert für Dehnungsgrößen, welche näherungsweise den Wert $\varepsilon_i \approx 0,4 \cdot 2,0 \text{ ‰} = 0,8 \text{ ‰}$ nicht überschreiten, eine ausreichend genaue und numerisch einfach zu realisierende Approximation der Spannung auf Basis des linear-elastischen Spannungs-Dehnungs-Zusammenhangs. In der Regel wurden Betonlängsdehnungen gemessen, welche deutlich kleiner als $0,8 \text{ ‰}$ waren.

$$\sigma_i = \varepsilon_i \cdot E \quad (3.12)$$

Im Rahmen der Kräfteberechnung (Rechenschritt (3)) wurden aus den Spannungswerten σ_i unter Berücksichtigung der Balkenbreite in Höhe des Messgitters die Kräfte F_i nach Gl. (3.13) berechnet. Da die DMS bereichsweise am Balkensteg sowie am Plattenrand appliziert wurden, erfolgte die Dehnungsmessung nicht an lotrecht übereinanderliegenden Messstellen. Die in Querrichtung nichtlineare Spannungsverteilung in der Platte wurde jedoch im Zuge der Auswertung bei der Berechnung der Plattenkräfte vereinfachend nicht berücksichtigt. Es wurde angenommen, dass die Spannungsverteilung über die Breite der Platte aufgrund der verhältnismäßig kurzen Flansche näherungsweise konstant ist.

$$F_i = \sigma_i \cdot A_c = \sigma_i \cdot b_i \cdot h_i \quad (3.13)$$

mit

b_i Balkenbreite in Höhe des Messgitters

h_i Vertikale Lasteinzugslänge eines Messgitters

Die Berechnung der Gesamtdruckkraft F_{res} (Rechenschritt (4)) in einem vertikalen Schnitt erfolgte nach Gl. (3.14); der zugehörige Abstand z_{res} zum unteren Querschnittsrand wurde nach Gl. (3.15) berechnet. Auch hier wurden im Rahmen der Visualisierung die Ergebnisse an der Symmetrieachse der Versuchsträger gespiegelt, um eine völligeren Ergebnisdarstellung zu realisieren.

$$F_{res} = \Sigma F_i \quad (3.14)$$

$$z_{res} = (\Sigma F_i \cdot z_i) / F_{res} \quad (3.15)$$

mit

$$F_i < 0$$

z_i Abstand zwischen Angriffspunkt von F_i und unterem Querschnittsrand

Der Druckbogenverlauf wurde im Zuge des Rechenschritts (5) als Verbindungslinie der Angriffspunkte der Druckkräfte F_{res} in den vertikalen Schnitten dargestellt. Für die Berechnung der Druckbogenverläufe stand dabei je nach Versuchsträger eine unterschiedliche Anzahl an übereinanderliegenden Längsdehnungsgrößen in einem vertikalen Schnitt zur Verfügung:

- Versuchsträger DLT 2
...vier in Balkenlängsrichtung am Steg applizierte DMS (Messgitter A einer DMS-Rosette)
- Versuchsträger DLT 3
...vier in Balkenlängsrichtung am Steg applizierte DMS (Messgitter A einer DMS-Rosette)
...ein in Balkenlängsrichtung seitlich an der Platte applizierter DMS (Linear-DMS)
- Versuchsträger DLT 4
...sieben in Balkenlängsrichtung am Steg applizierte DMS (Linear-DMS)
...zwei in Balkenlängsrichtung seitlich an der Platte applizierte DMS (Linear-DMS)

Die Auswertungen ergaben, dass die am Versuchsträger DLT 2 ermittelten Dehnungsgrößen für die Ermittlung des Druckbogenverlaufes nicht in ausreichender Anzahl vorlagen, da durch die Rissbildung im Beton ein zunehmender Ausfall von Messtechnik verzeichnet wurde. Insbesondere fehlte jedoch die wichtige Information über die Längsdehnung der Platte. Daher erfolgten die Druckbogenauswertungen auf Basis gemessener Betondehnungsgrößen ausschließlich für die Versuchsträger DLT 3 und DLT 4.

Die Messtechnik des Trägers DLT 3 wurde in Bereichen, welche infolge der Beanspruchung aus der Pressenlast früh (Biege-)Risse entwickeln würden, nicht appliziert. Eine Druckbogenberechnung für den Versuchsträger DLT 3 war daher für geringe Belastungsniveaus (und somit nicht vorhandene Dekompression) nicht möglich, da die Vorspannwirkung für derartige Laststufen die dominierende Einwirkung darstellte und sich folglich die Betondruckzone in Bereichen befand, welche nicht mit Messtechnik ausgestattet waren (Bild 3-40).

Die Auswertungen der Messergebnisse erforderten als Folge der Rissbildung im Beton sowie vereinzelter Messtechnikausfälle eine genaue Plausibilitätsprüfung der ermittelten Betondehnungen hinsichtlich ihrer Berücksichtigung bei der Ermittlung des Druckbogenverlaufes. Infolge der Rissbildung im Beton fiel mit ansteigender Belastung zunehmend Messtechnik aus. Vereinzelt mussten daher Dehnungswerte geschätzt werden, da es zu Schäden an der Messtechnik gekommen war. Derartige Schätzwerte wurden anhand der gemessenen Dehnungen in den benachbarten Messstellen ermittelt und wurden im Zuge der Ergebnisdarstellungen durch die Farbe Orange (anstatt Rot) kenntlich gemacht. Schließlich wurden auch die Dehnungen der Längsbewehrungsstäbe (Abschnitt 3.5.6) zur Plausibilitätsprüfung der Schätzwerte herangezogen. Die auf Basis der gemessenen Betondehnungen errechneten Druckbogenverläufe können für die in Tabelle 3-6 angegebenen Laststufen dem Anhang A1.13 entnommen werden.

Bild 3-42 zeigt die auf Basis der messtechnisch erfassten Betondehnungen errechneten Druckbogenverläufe des Versuchsträgers DLT 3 für zwei ausgewählte Laststufen. Im Feldbereich unter positivem Biegemoment verläuft der Bogen unter der Laststufe 1200 kN (Bild 3-42 (a)) ausgehend von der Einzellast zur Innenstütze zunächst lange etwa in Höhe der Platte, um dann im Bereich des Momentennulldurchgangs steiler abzufallen. Auffallend ist der Wendepunkt im Verlauf des Druckbogens, welcher sich ebenfalls im Bereich des Momentennulldurchgangs befindet. Da der Versuchsträger in diesem Bereich unter dieser Laststufe keine Rissbildung aufwies (Anhang Bild A 1-68 (d)), kann die aus der Umlenkung des Bogens resultierende Zugkraft über den ungerissenen Beton abgetragen werden.

Unter der Laststufe 1600 kN (Bild 3-42 (b), Laststufe bei Einbau der externen Querkraftverstärkung) zeigt sich in der Reihe 10 der Beton-DMS ein Knick des Druckbogenverlaufes. Dieser kann hier in Messungenauigkeiten begründet sein, jedoch kann es auch die anhand der Trajektorien beobachtete „Lasthochhängung“ im Bereich der Innenstütze anzeigen (Bild 3-41 (c) und (d)). Grundsätzlich zeigt der Druckbogen unter Einzellasten bei den relativ geringen Balkenschlankheiten jedoch hier die klare Tendenz einer (teilweise) direkten Abstützung der Pressenlast zur Innenstütze.

Bild 3-43 zeigt die errechneten Druckbögen für ausgewählte Laststufen des Versuchsträgers DLT 4. Sofern die Trägerbeanspruchung alleinig aus dem Eigengewicht und der Vorspannwirkung resultiert (Bild 3-43 (a)) wird der Verlauf des Bogens durch die dominierende Beanspruchung aus der Vorspannwirkung bestimmt. Ein derartiger Verlauf ist naheliegend und wurde bereits im Zuge der Auswertung der Trajektorienbilder des Trägers DLT 3 festgestellt (Bild 3-41 (a)). Die Plausibilität dieses Ergebnisses demonstriert jedoch auch die grundsätzliche Eignung der eingesetzten Messtechnik zur messtechnischen Bestimmung der Druckbogenverläufe - zumindest für den ungerissenen Zustand I.

Unter der Laststufe 200 kN/m (Bild 3-43 (b)) erstreckt sich der Druckbogen über große Bereiche näherungsweise horizontal. Dieser Verlauf deutet auf eine auf Querschnittsebene näherungsweise konstante Spannungsverteilung und parallel zueinander verlaufende Hauptdruckspannungstrajektorien hin. Auch dieser Effekt wurde bereits am Versuchsträger DLT 3 festgestellt (Bild 3-41 (b)). Die Randspannungen, welche sich aus Last und Vorspannwirkung ergeben, werden nun zunehmend durch die Beanspruchung aus der Streckenlast dominiert und ändern bereichsweise ihre Vorzeichen. Die Dekompression des oberen Stützquerschnitts hat eingesetzt, eine geringe Laststeigerung wird in der Dekompression des unteren Trägerbereichs im Feld resultieren. Dieses Tragverhalten deckt sich sehr gut mit der bei Laststufe 225 kN/m beobachteten Rissbildung (s. Anhang Bild A 1-70 (b)).

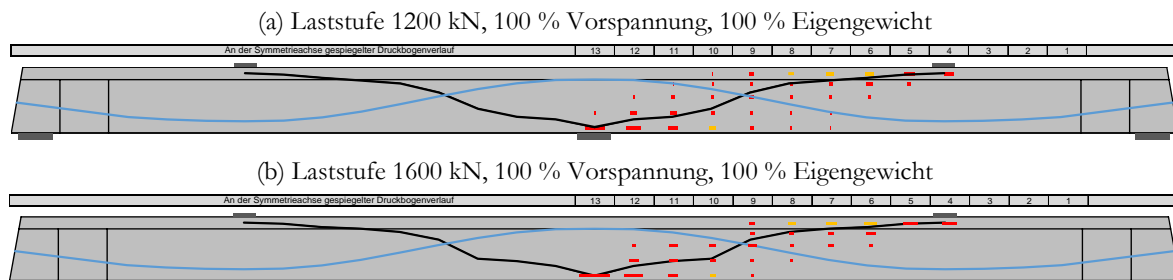


Bild 3-42: Auf Basis messtechnisch erfasster Betondehnungen errechnete Druckbogenverläufe (schwarz) für ausgewählte Laststufen des Versuchsträgers DLT 3

Unter der Laststufe 300 kN/m (Bild 3-43 (c)) stellt sich näherungsweise ein bogenartiger Verlauf der inneren Kräfte ein. Ein ähnlicher Druckbogenverlauf lässt sich auch für Laststufe 496 kN/m (Bild 3-43 (d)) beobachten, obgleich unter dieser Laststufe die inneren Kräfte im Bereich der Innenstütze eher linear als gekrümmt auf das Auflager zulaufen. Auch hier deutet sich jedoch schwach eine „Hochhängung“ der Lasten an der Innenstütze an, was gut mit den in diesem Bereich messtechnisch erfassten Bügelspannungen korreliert (Anhang Bild A 1-89).

Im Bereich der Endauflager stützen sich Druckbögen horizontal auf die Verankerung der Spannglieder an den Stirnseiten der Träger ab. Der horizontale Bogenschub wird daher durch die Vorspannkraft an den Spannankern ins Gleichgewicht gesetzt. Die Größe der Vorspannkraft und die Spanngliederführung haben daher einen signifikanten Einfluss auf den Verlauf und daher auf den Querkrafttraganteil des Druckbogens.

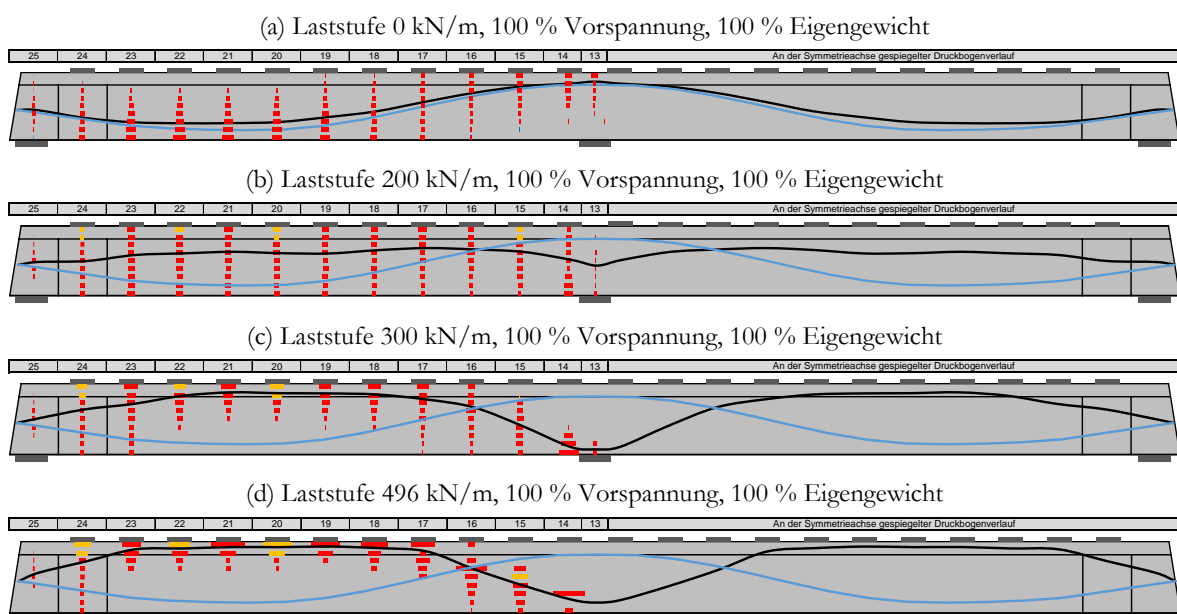


Bild 3-43: Auf Basis messtechnisch erfasster Betondehnungen errechnete Druckbogenverläufe (schwarz) für ausgewählte Laststufen des Versuchsträgers DLT 4

Im Rahmen des Streckenlastversuches wurden in Feldbereichen mit positivem Biegemoment kaum nennenswerte Bügelspannungen messtechnisch erfasst (Anhang Bild A 1-89). Dies war plausibel, da die Feldbereiche überwiegend vertikale Risse aufwiesen. Eine Fachwerkwirkung hat sich in diesen Bereichen nicht ausgebildet. Die Querkrafttragfähigkeit wurde in diesen Feldbereichen maßgeblich über das geneigte Spannglied und einen zusätzlichen Betontraganteil sichergestellt, welcher sich hier in guter Näherung über einen bogenartigen Verlauf der inneren Kräfte bestimmen lässt. Letztlich folgen die hier experimentell für Einzel- und Streckenlasten bestimmten Druckbogenverläufe folgenden Mustern:

- (1) Unter Einzellasten lässt sich der Verlauf der inneren Druckkräfte im Beton näherungsweise durch ein Sprengwerk zwischen Last und Innenstütze idealisieren.
- (2) Unter Streckenlasten lässt sich der Verlauf der inneren Druckkräfte im Beton näherungsweise durch einen Bogen idealisieren.

- (3) Die genannten Idealisierungen treffen erst ab moderaten Belastungsniveaus (ca. 50-60% der Bruchlast) zu, da zuvor eine starke Rotation der Druckspannungstrajektorien zur Dekompression erfolgen muss. Bei realen Betonbrücken ist diese Rotation der Druckspannungstrajektorien jedoch vermutlich geringer ausgeprägt, da dort das Eigengewicht eine dominierende Rolle einnimmt. Zudem war die gewählte Vorspannung der Versuchsträger in Anbetracht der geringen Spannweiten relativ groß gewählt.

3.6 Zusammenfassung

Im Rahmen der experimentellen Untersuchungen wurde das Systemtragverhalten vorgespannter Durchlaufträger untersucht. Da vergleichbare Großversuche lediglich in geringer Anzahl vorliegen, wurde mit sehr großem Aufwand eine systematische und möglichst umfassende Aufnahme sowie nachvollziehbare Dokumentation der Versuchsrandbedingungen (Materialfestigkeiten, Vorspannung) und des jeweiligen lastabhängigen Tragverhaltens (Auflagerkräfte, Durchbiegungen, Stahlspannungen, Betondehnungen, Rissbildung) angestrebt.

Mithilfe geeigneter Messtechnik konnten die lastabhängigen Bügelbeanspruchungen gut erfasst und ausgewertet werden. Im Bruchzustand zeigten sich im Rahmen der Versuche 1-3 unter Einzellasten über große Balkenbereiche aufgrund der ausgeprägten Schrägrissbild erhebliche Bügelspannungen, welche eine teilweise Umlagerung innerer Kräfte in ein fachwerkartiges Tragsystem anzeigen. Dabei ließen sich in der Tendenz flachere Rissneigungen bei abnehmenden Querkraftbewehrungsgraden beobachten. Im Rahmen des vierten Versuches unter Streckenlasten wurden nennenswerte Bügelbeanspruchungen lediglich im Bereich der Innenstütze gemessen, eine Fachwerkwirkung stellte sich hier in den Feldbereichen aufgrund der linear verlaufenden, geringen Querkraftbeanspruchung und den entsprechend überwiegend vertikal verlaufenden Rissen nicht ein. Die Querkrafttragfähigkeit wird in diesen Feldbereichen im GZT maßgeblich über die Querkrafttraganteile des geeigneten Spanngliedes und der ungerissenen Betondruckzone gewährleistet.

Besonders erfreulich ist, dass es mittels verhältnismäßig einfacher, konventioneller Messtechnik gelungen ist, die Druckbogenwirkung im Rahmen eines Einzellast- und eines Streckenlastversuches messtechnisch zu erfassen, anschaulich darzustellen und so experimentell nachzuweisen. Damit bilden die experimentellen Untersuchungen eine wesentliche Säule bei der Untersuchung der Druckbogenwirkung in Spannbetonbalken. Letztlich können die Versuchsergebnisse jedoch nicht nur im Rahmen der vorliegenden Arbeit zur Verifikation analytischer und numerischer Rechenmodelle herangezogen werden, sondern sollen insbesondere auch der interessierten Fachwelt für weitere Forschungsarbeiten zur Verfügung gestellt werden.

4 Physikalisches Materialverhalten und numerische Modellierung

4.1 Allgemeines

Maurer et al. [109] untersuchten im Rahmen eines Forschungsvorhabens, beauftragt durch die Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt), das Potential und die Grenzen der Finite-Elemente-Methode (FEM) zur Tragsicherheitsbeurteilung von Betonbrücken im Bestand für die Nachweisstufe 4 der Nachrechnungsrichtlinie. Im Zuge des Forschungsauftrages wurden numerische Simulation des Tragverhaltens einfeldriger Stahl- und Spannbetonbalken sowie durchlaufender Spannbetonbalken durchgeführt. Dazu wurde eine Vielzahl an Versuchsträgern jeweils mit zwei kommerziellen (InfoCAD und SOFiSTiK) und zwei wissenschaftlichen Programmsystemen (ATENA und ABAQUS) nichtlinear modelliert. Es zeigte sich im Rahmen der Auswertungen jedoch, dass bereits eine als zunächst zu vernachlässigbar beurteilte Variation von Material- und Programmparametern einen erheblichen Effekt auf die Simulationsergebnisse haben kann. Auch erwiesen sich manche Programme im Einzelfall und in Abhängigkeit von den jeweiligen Randbedingungen als gänzlich ungeeignet, um das Bauteiltragverhalten und Bauteilversagen wirklichkeitsnah zu beschreiben. Dennoch wurden auch gute bis sehr gute Übereinstimmungen zwischen den numerischen Simulationen und Versuchsergebnissen erzielt.

Die Finite-Elemente-Methode (FEM) unter Berücksichtigung der geometrischen und physikalischen Nichtlinearitäten stellt bei geeigneter Modellierung derzeit das leistungsfähigste und präziseste Berechnungsverfahren zur wirklichkeitsnahen Ermittlung der Systemtragfähigkeit beliebiger Bauteile dar [115]. Versuchsnachrechnungen führen i.d.R. zu wirklichkeitsnahen Simulationsergebnissen, sofern die Rechenmodelle anhand bekannter Versuchsergebnisse kalibriert werden können. Einer besonderen Bedeutung kommt daher der Überprüfung der Eignung des gewählten Materialmodells sowie der Ergebnisreflektion der globalen Simulationsergebnisse zu. *Hofstetter* [66] verweist ausdrücklich darauf, dass bei der Anwendung eines Materialmodells zur numerischen Simulation des Tragverhaltens einer Betonstruktur die dem Modell zugrundeliegenden Annahmen und Einschränkungen bekannt sein müssen, um die Eignung eines Modells für die konkrete Aufgabenstellung beurteilen zu können.

Im folgenden Kapitel werden das phänomenologische Werkstoffverhalten von Beton, Betonstahl und Spannstahl sowie die Grundlagen der numerischen Umsetzung des jeweiligen Werkstoffverhaltens und des zugehörigen Verbundverhaltens dargestellt.

4.2 Physikalisches Materialverhalten unter mechanischer Beanspruchung

4.2.1 Beton

Die aufgeführten physikalischen Materialeigenschaften von unbewehrtem Beton beschreiben näherungsweise das Tragverhalten von normalfesten Betonen. Dazu werden integrale Materialgesetze beschrieben, welche das Materialverhalten des ausgeprägt inhomogenen Werkstoffs Beton homogenisiert auf Makro-Ebene behandeln.

Einaxiale Druckbeanspruchung

Der künstliche Stein Beton entsteht durch das Mischen von Zement, Wasser und Gesteinskörnung und die anschließende Hydratation des Zements mit dem Wasser. Noch im unbelasteten Zustand bilden sich Mikrorisse in der Kontaktzone zwischen den zwei Phasen, der Gesteinskörnung und der Zementmatrix, aus, da es infolge des Schwindens von Beton zu einem Eigenspannungszustand kommt und die aufnehmbare Zugfestigkeit in dieser Kontaktfläche beider Phasen (Adhäsion) kleiner ist als die Zugfestigkeit (Kohäsion) der reinen Zementmatrix (Bild 4-1 (a)).

Bei normalfesten Betonen ist davon auszugehen, dass die Festigkeit und insbesondere die Steifigkeit der Zuschläge größer als die Steifigkeit des reinen Zementstein ist [164]. Maßgeblich werden Beanspruchungen also über die Zuschläge abgetragen. Dabei darf für unbewehrte Betone i.d.R. ein näherungsweise linear-elastisches Materialverhalten bis ca. $f_c = 0,4 \cdot f_{cm}$ angenommen werden. Wird ein Betonkörper uniaxialen Druckbeanspruchungen ausgesetzt, so stellen sich innerhalb des Körpers Lastpfade ein, welche von der Lage der Zuschläge beeinflusst werden. Durch die daher im Inneren eines Betonkörpers vielfach umgelenkten Lastpfade entstehen Querkzugspannungen, die eine zunehmende Mikrorissbildung an den Kontaktflächen zwischen Zuschlag und Beton zur Folge haben. Diese Materialschädigungen und den damit einhergehenden Steifigkeitsabfall spiegelt die Reduktion der Steigung der Arbeitslinie wider (Bild 4-1 (b)). Falls die vorhandene Betonspannung f_c in der Größenordnung der aufnehmbaren Betonspannung f_{cm} liegt, vereinen sich die Mikrorisse an den Kontaktflächen der Zuschläge. Der einaxial auf Druck beanspruchte Betonkörper versagt schließlich aufgrund einer Makrorissbildung und der daraus resultierenden Steifigkeitsreduktion infolge der Überschreitung der aufnehmbaren Zugspannungen in Querrichtung.

Die Querdehnung des Betons kann über den Proportionalitätsfaktor (Querdehnzahl) $\nu = \text{ca. } 0,2$ aus der Längsstauchung ermittelt werden. Bei hohen Beanspruchungen im Bereich der Betondruckfestigkeit f_c steigt die Querdehnung ebenfalls überproportional zur Steigerung der Betonspannung an.

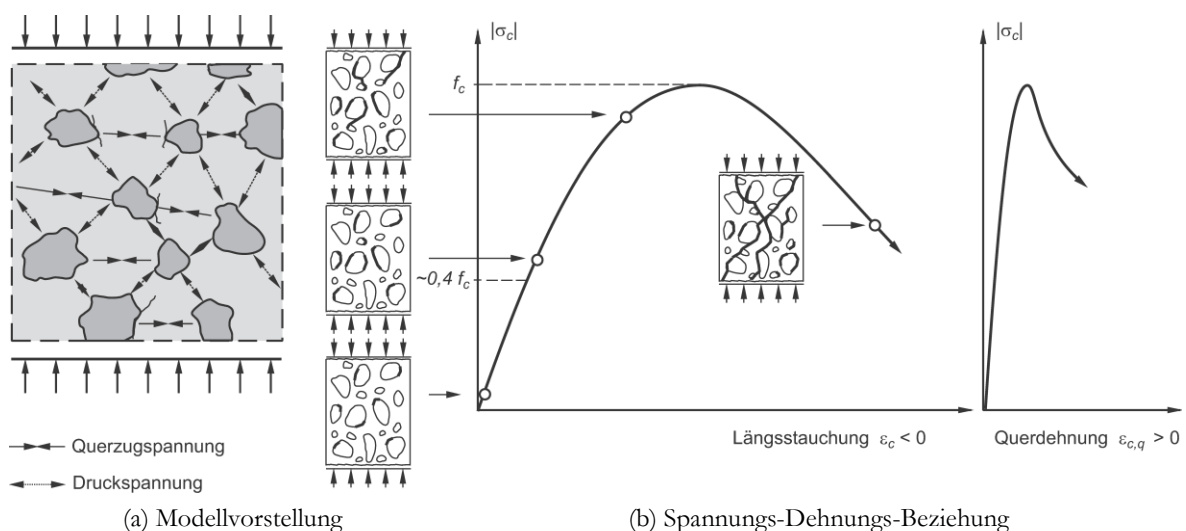


Bild 4-1: Tragverhalten von Normalbeton unter einaxialer Druckbeanspruchung, entnommen aus [164]

Einaxiale Zugbeanspruchung

Der Wert der einaxialen mittleren Betonzugfestigkeit f_{ctm} kann näherungsweise mit ca. 10% der einaxialen charakteristischen Betondruckfestigkeit f_{ck} abgeschätzt werden. Ursächlich für diese verhältnismäßig geringe Betonzugfestigkeit ist das bereits beschriebene Zwei-Phasen-Modell für Beton, denn die Zuschläge wirken bei der Übertragung von Zugspannungen bei normalfestem Beton aufgrund der i.d.R. durch Mikrorissbildung gestörten Verbundzone nicht effektiv mit.

Bis eine Festigkeit von ca. 70% der Zugfestigkeit erreicht ist, verhält sich Beton näherungsweise linear elastisch. Die zugehörige Steifigkeit kann dann näherungsweise über den Proportionalitätsfaktor E_{ctm} (Tangentenmodul) für den druckbeanspruchten Bereich bestimmt werden [64]. Die Dehnungen verteilen sich näherungsweise gleichmäßig über die Zugzone (Bild 4-2 (a)). In diesem Bereich des ansteigenden Verlaufs der σ - Δl -Linie kann über die Berechnung einer mittleren Betondehnung $\epsilon_c = \Delta l/l$ ein objektives Materialgesetz aufgestellt werden.

Bei steigender Beanspruchung kommt es im Beton zu einer verstärkten Mikrorissbildung senkrecht zur Beanspruchungsrichtung. Diese zunehmende Mikrorissbildung lokalisiert sich in dem begrenzten Bereich der Rissprozesszone, in der die Zugfestigkeit f_{ct} des Betons zufällig ihren geringsten Wert annimmt. Im Bereich dieser Lokalisierung kommt es zu einem überproportionalen Anstieg der lokalen Dehnungen, wohingegen die Dehnungen außerhalb der Rissprozesszone lediglich im elastischen Bereich verbleiben. Die Vereinigung vieler Mikrorisse im Bereich der Rissprozesszone führt letztlich zur Ausbildung eines durchgehenden diskreten Makrorisses, welcher sich bei normalfesten Betonen i.d.R. in den Kontaktflächen von Zementmatrix und Zuschlag ausbildet. Die Länge der Rissprozesszone verkürzt sich dabei bis zum Versagen. Da diese Makrorisse um die Zuschläge herum verlaufen, weisen die Rissufer entsprechend des Zuschlages i.d.R. eine relativ hohe Rauigkeit auf.

Der Zusammenhang zwischen der Spannung σ_c und der Längenänderung Δl eines Betonkörpers, welcher im Versuch weggeregelt einaxial auf Zug beansprucht wird, ist in Bild 4-2 (b) dargestellt. Nach Erreichen der Betonzugfestigkeit f_{ct} fällt die Spannung bei zunehmender Längenänderung Δl deutlich ab, jedoch können bei normalfestem Beton infolge der rissüberbrückenden Wirkung der Zuschläge in Abhängigkeit von der Rissbreite w_{cr} noch gewisse Zugspannungen übertragen werden.

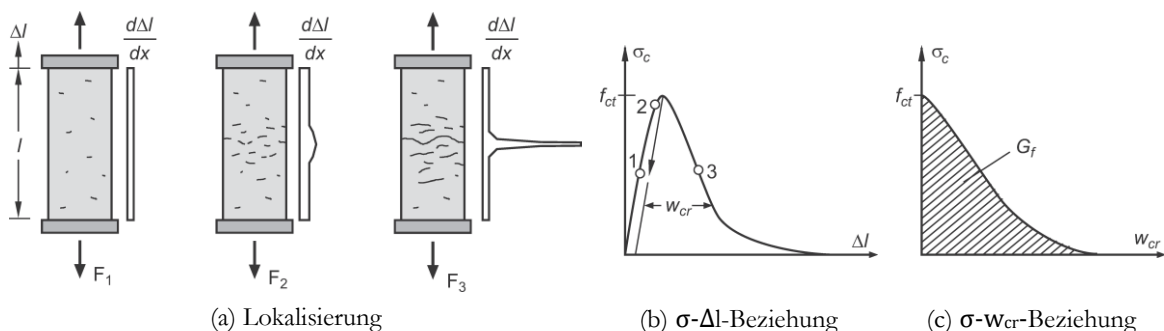


Bild 4-2: Tragverhalten von Normalbeton unter einaxialer Zugbeanspruchung, entnommen und modifiziert aus [164]

Der Verlauf der in Bild 4-2 (b) dargestellten σ - Δl -Linie im Entfestigungsbereich wird beeinflusst durch die elastische, reversible Betonverformung außerhalb der Rissprozesszone sowie durch die Breite der Rissprozesszone bzw. Rissbreite w_{cr} . Die Gesamtlängenänderung des Versuchskörpers ergibt sich dann aus:

$$\Delta l = \frac{\sigma_c}{E_c} \cdot l + w_{cr} \quad (4.1)$$

Als Folge der abnehmenden Querschnittsbeanspruchung im Entfestigungsbereich resultiert eine Entlastung der Bereiche außerhalb der Rissprozesszone. Die Längenänderung Δl lokalisiert sich im Gegenzug überwiegend im Bereich der Rissprozesszone. Ein objektives Materialgesetz lässt sich im Entfestigungsbereich nun nicht mehr über die mittlere, verschmierte Betondehnung $\epsilon_c = \Delta l/l$ herleiten, da die Längenänderung Δl abhängig von der Gesamtprobenlänge l ist.

Bereinigt man die σ_c - Δl -Linie um den Anteil der elastischen Dehnung, so ergibt sich eine geometrieunabhängige σ - w_{cr} -Beziehung. Dabei entspricht das Integral der Spannungen über die Rissbreite der Bruchenergie G_f (Bild 4-2 (c)), welche erforderlich ist, um eine derart große kritische Rissbreite w_{cr} zu erzeugen, sodass keine Zugspannungen mehr über den Riss übertragen werden können. Bei der Bruchenergie handelt es sich um eine Materialeigenschaft des Betons, welche neben der Festigkeit der Zementmatrix von der Sieblinie, der Oberflächenbeschaffenheit und dem Größtkorndurchmesser abhängt [64]. Die Bruchenergie ergibt sich dann aus:

$$G_f = \int_0^{w_{cr}} \sigma_t dw \quad (4.2)$$

Bild 4-3 verdeutlicht die o.g. Erkenntnisse am Beispiel von drei Zugproben mit identischer Querschnittsfläche und variierender Probenlänge, welche weggeregelt beansprucht werden. Mit zunehmender Probenlänge fällt die σ_c - ϵ_c -Linie im Entfestigungsbereich entsprechend steiler ab. Die σ_c - w_{cr} -Linien hingegen unterscheiden sich untereinander nur geringfügig, da für das Anwachsen des Makrorisses stets die gleiche Bruchenergie erforderlich ist [164].

Aufgrund der Nichtobjektivität des Materialgesetzes im Zuge numerischer Simulationen ist eine Anpassung des Materialgesetzes an die Elementgröße (Regularisierung) erforderlich (Abschnitt 4.3.2).

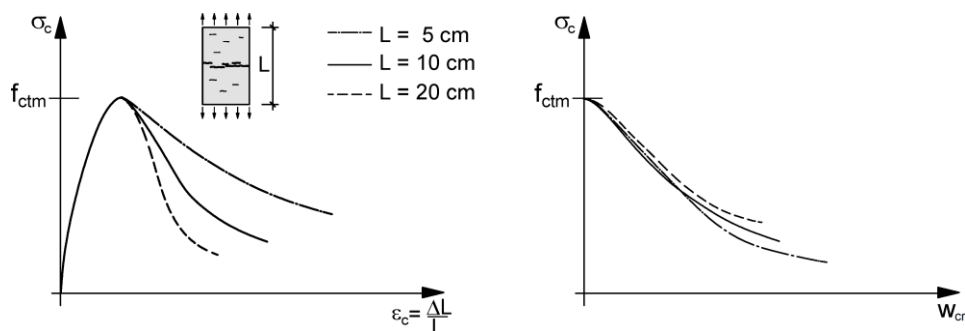


Bild 4-3: Einfluss der Probekörpergeometrie, entnommen und modifiziert aus [81]

Zweiaxiale Beanspruchung

Bauteile unterliegen i.d.R. immer kombinierten mehraxialen Beanspruchungen. Die Angabe einer singulären Festigkeit ist daher nur in Sonderfällen, wie z.B. der Reduktion einer mehraxialen Beanspruchung auf den einaxialen Spannungszustand zweckmäßig. Sinnvoller ist der Vergleich eines Spannungszustandes mit einem Grenzspannungszustand, der den Bruchzustand definiert. Dieser Grenzspannungszustand wird durch Bruchhypothesen (üblicherweise für die Hauptspannungen) beschrieben [164].

Grundlagenversuche zur Bestimmung der Bruchhypothese für den ebenen Spannungszustand (hier Bruchhypothese = Bruchspannungskurve da $\sigma_2 = 0$) unter Ansetzung variierender zweiaxialer Spannungsverhältnisse wurden von Kupfer [90] an unbewehrten Betonscheiben mit den Abmessungen 20cm/20cm/5cm durchgeführt. Die in Bild 4-4 dargestellte Bruchspannungskurve wurde aus den streuenden Mittelwerten der Bruchspannungsverhältnisse für Betone unterschiedlicher Prismenfestigkeiten bestimmt. Die Spannungsverhältnisse von σ_1 zu σ_2 wurden im Rahmen der experimentellen Untersuchungen proportional bis zum Bruch gesteigert.

Bei kombinierten Druck-Druck Beanspruchungen zeigt sich eine deutliche Erhöhung der einaxialen Druckfestigkeit um ca. 25% für ein Spannungsverhältnis von $\sigma_1 = 0,52 \cdot \sigma_3$ bzw. eine Erhöhung von ca. 15% für ein Spannungsverhältnis von $\sigma_1 = \sigma_3$. Kombinierte Druck-Zug Beanspruchungen hingegen führen erwartungsgemäß zu einer deutlichen Reduktion der Druckfestigkeit, da sich bei derartiger Beanspruchung die Querzugspannungen infolge der Druckbeanspruchung mit den Zugspannungen infolge der Zugbeanspruchung ungünstig überlagern. Eine kombinierte Zug-Zug Beanspruchung hingegen hat keinen nennenswerten Effekt auf die einaxiale Zugfestigkeit. Durch die in Bild 4-4 dargestellte Bruchspannungskurve für den ebenen Spannungszustand wird das Materialverhalten von unbewehrtem normalfesten Beton für ein definiertes Spannungsverhältnis $\eta = \sigma_1/\sigma_3$ näherungsweise beschrieben. Die Bruchhüllkurve liefert jedoch keine Informationen zu den Spannungs-Dehnungsbeziehungen vor und nach dem Bruch.

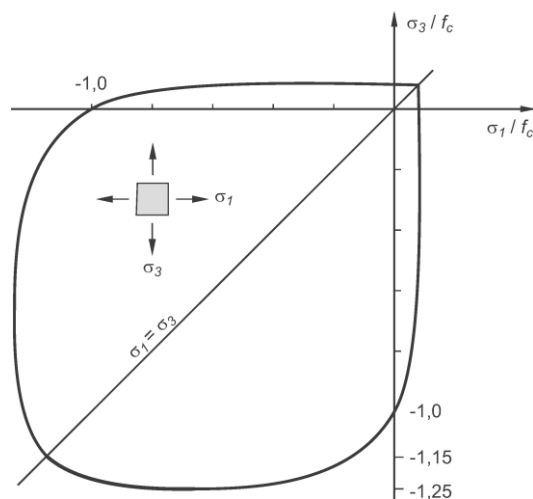


Bild 4-4: Graphische Darstellung der Bruchhypothese (Bruchspannungskurve) für Beton für den ebenen Spannungszustand nach [90], entnommen und modifiziert aus [164]

Dreiaxiale Beanspruchung

Die Untersuchung des Einflusses dreiaxial veränderlicher Beanspruchungen auf die Betonfestigkeit im Rahmen experimenteller Untersuchungen an Betonzylindern oder -würfeln bedeutet einen erheblichen versuchstechnischen Aufwand. Da reine Druckspannungszustände gegenüber Spannungszuständen mit Zugspannungskomponenten jedoch deutlich einfacher zu realisieren sind, liegen vor allem Versuche unter reinen Druckspannungszuständen vor [109]. Sofern für die Spannungskomponenten gilt, dass $\sigma_1 < 0$, $\sigma_2 < 0,15 \cdot \sigma_1$ und $\sigma_3 < 0,10 \cdot \sigma_1$ sind, bilden sich ohne deutliche Festigkeitszunahmen weiterhin Spaltrisse parallel zur Richtung der größten Hauptzugspannung σ_1 bzw. senkrecht zur σ_2 - σ_3 -Ebene. Eine Festigkeitssteigerung infolge Umschnürungswirkung lässt sich jedoch feststellen, sobald die Spannungskomponente $\sigma_2 > 0,15 \cdot \sigma_1$ beträgt. In diesem Fall bilden sich die Risse senkrecht zur σ_3 -Richtung aus. Für den Fall eines hydrostatischen Druckspannungszustandes ($\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$) lassen sich erhebliche Festigkeitssteigerungen feststellen.

Stellt die graphische Darstellung der Bruchhypothese für den ebenen Spannungszustand (ESZ) eine Bruchspannungskurve dar, so stellt die graphische Darstellung der Bruchhypothese für den räumlichen Spannungszustand dementsprechend eine Bruchfläche dar. Analog zu der Bruchspannungskurve für den ebenen Spannungszustand (Bild 4-4) zeigt Bild 4-5 die für Beton zutreffende Bruchspannungsfläche im Hauptspannungsraum. Diese Fläche umhüllt alle ertragbaren Hauptspannungskombinationen und weitet sich entlang der hydrostatischen Achse ($\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$) trichterförmig auf. Die Schnittkurve der Druckspannungsfläche mit der σ_1/σ_2 -, der σ_1/σ_3 - bzw. der σ_2/σ_3 -Ebene stellt die Bruchspannungskurve für den ebenen Spannungszustand dar. Es wird deutlich, dass ein ansteigender hydrostatischer Druck in einer Vergrößerung der Deviatorebene resultiert. Dies ist gleichbedeutend mit der Zunahme der Betonfestigkeit. Mit ansteigendem hydrostatischem Druck steigt gleichzeitig auch die Beanspruchbarkeit auf Schub [118]. Kennzeichnend für Beton ist, dass die Druckfestigkeit unter dreiaxialer hydrostatischer Beanspruchung ein Vielfaches der einaxialen Druckfestigkeit betragen kann. Die dreiaxiale Zugfestigkeit unterscheidet sich – wie die zweiaxiale Zugfestigkeit – jedoch nur geringfügig von der einaxialen [164].

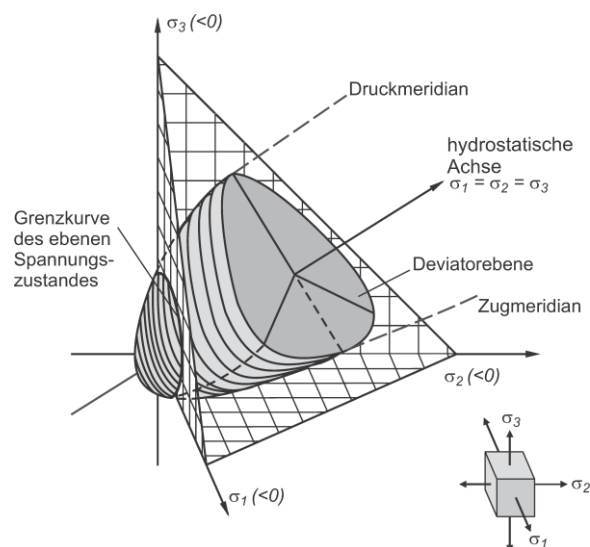


Bild 4-5: Graphische Darstellung der Bruchhypothese (Bruchspannungsfläche) für Beton im Hauptspannungsraum, entnommen aus [164]

4.2.2 Beton- und Spannstahl

Hinsichtlich des Materialverhaltens von Betonstählen ist zwischen warm- und kaltverformten zu unterscheiden (Bild 4-6). Beiden gemeinsam ist das linear-elastische Materialverhalten bis zum Erreichen der Fließspannung (f_y bzw. $f_{0,2}$). Warmgewalzte Betonstähle zeigen mit Erreichen der Fließspannung f_y die Ausbildung eines ausgeprägten Fließplateaus. Normativ ist die Spannung, bei der eine bleibende plastische Dehnung von 0,2% erreicht wird, als technische Fließspannung kaltverformter Stähle definiert. Eine über die Fließspannung hinausgehende Beanspruchung resultiert in einer Materialverfestigung, bis schließlich die Zugfestigkeit f_t erreicht wird. Durch die Einschnürung des Querschnitts nach Erreichen der Zugfestigkeit reduziert sich die letztlich aufnehmbare Spannung bis zum Reißen des Materials. Nach Erreichen der (technischen) Fließspannung zeigen warmgewalzte Betonstähle einen grundsätzlich anderen Verlauf der Spannungs-Dehnungs-Linie.

Die tatsächliche plastische Verformbarkeit von Betonstahl wird normativ i.d.R. konservativ ausgenutzt. Tatsächlich weisen Betonstähle ein sehr gutmütiges Verformungsverhalten auf, da i.d.R. nach Überschreiten der Streckgrenze f_y erhebliche plastische Verformungen mit damit einhergehenden Materialverfestigungen beobachtet werden können. Eine derartige Verformungskapazität ermöglicht insbesondere im Hinblick auf die Ausbildung plastischer Gelenke und der damit einhergehenden möglichen Umlagerungen bei statisch unbestimmten Systemen die Ausnutzung einer erheblichen Systemtragfähigkeitsreserve.

Spannstahl unterscheidet sich von Betonstahl durch seine deutlich größere Festigkeit und die (aufgrund des näherungsweise gleichen Elastizitätsmoduls) damit einhergehende deutlich größere Fließdehnung $\epsilon_{p0,1}$ (Bild 4-6). Erst durch die Entwicklung höherfester Stähle wurde letztlich das Bauen mit vorgespannten Stählen möglich, da sich die zeitabhängigen Spannkraftverluste infolge der großen zulässigen Vordehnung nur geringfügig auf die Vorspannung auswirken. Spannstahl besitzt keine ausgeprägte Fließgrenze. Normativ ist die technische Fließspannung $f_{p0,1}$ als die Spannung definiert, bei der eine bleibende plastische Dehnung von 0,1% erreicht wird.

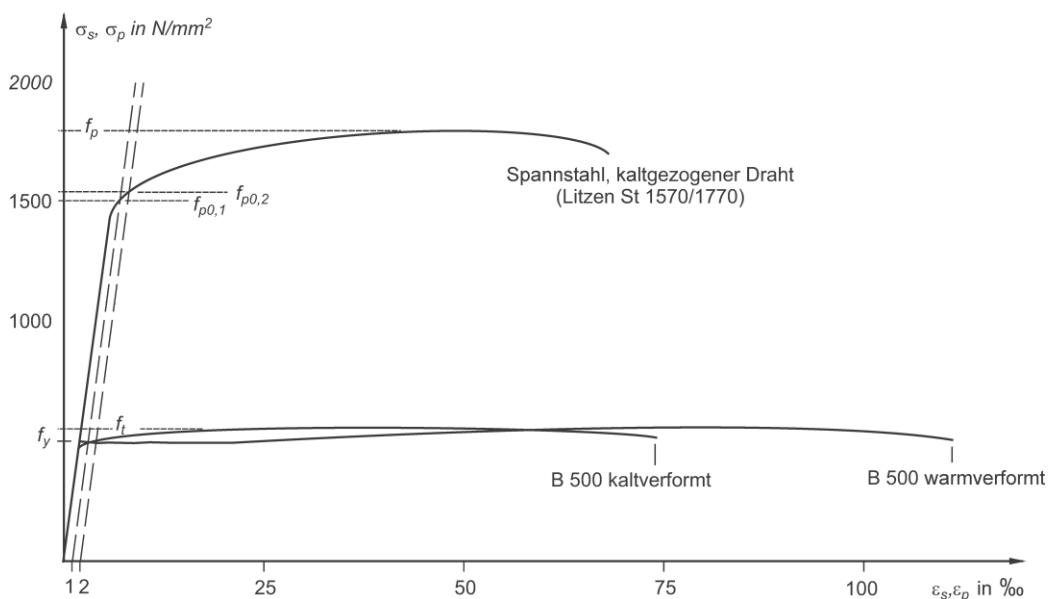


Bild 4-6: Spannungs-Dehnungs-Beziehungen von Beton- und Spannstählen, entnommen und modifiziert aus [164]

4.2.3 Tragverhalten des Verbundwerkstoffs Stahlbeton bzw. Spannbeton

Das Verformungsverhalten von Beton und Bewehrung (schlaff oder vorgespannt) wird durch Verbundgesetze verknüpft. So ist eine Kraftübertragung innerhalb der Komponenten des Verbundwerkstoffs Stahlbeton bzw. Spannbeton möglich. Die Aktivierung der Verbundwirkung setzt dabei eine Relativverschiebung zwischen Beton und Bewehrung voraus. Diese resultiert aus der Rissbildung im Beton. Den Verbundgesetzen kommt daher im Hinblick auf die Verteilung der Risse im Beton sowie der Rissöffnung und der damit einhergehenden Steifigkeitsreduktion und des Verformungsverhaltens eine zentrale Rolle bei der Bemessung von Stahl- und Spannbetonbauteilen zu.

Die Übertragung von Verbundspannungen beruht auf drei grundsätzlichen Parametern: Haftung, Reibung und mechanischer Verzahnung des gerippten Betonstahls. Da die Haftwirkung bereits infolge geringer Relativverschiebungen nicht mehr wirksam ist, kommt den Parametern Reibung und mechanische Verzahnung eine wesentliche Bedeutung zu. Im ungerissenen Zustand erfahren Beton und Bewehrung (schlaff oder vorgespannt) identische Dehnungen; die jeweiligen Beanspruchungen stellen sich steifigkeitsabhängig entsprechend der E-Moduli ein. Sofern die Zugspannungen im Beton dessen Zugfestigkeit überschreiten, erfolgt die Rissbildung. Im Rissquerschnitt fallen die Betonzugspannungen auf den Wert Null ab, woraus ein sprunghafter Anstieg der Stahlspannungen erfolgt. Das Gleichgewicht im vertikalen Rissquerschnitt wird durch die inneren Kräfte des Betons in der Druckzone und des Bewehrungsstahls (schlaff oder vorgespannt) in der Zugzone hergestellt. Mit zunehmender Entfernung vom Rissquerschnitt bauen sich die Relativverschiebungen zwischen Beton und Bewehrung wieder ab, da sich über die Verbundspannungen die Stahlzugspannungen auf den Betonquerschnitt umlagern können. Die Ausbildung eines weiteren Risses ist erst dann wieder möglich, wenn durch die Übertragung der Verbundspannungen die Betonzugfestigkeit im Beton erreicht wird. Ist dies nicht möglich, so liegt ein abgeschlossenes Rissbild vor. Im Bereich zwischen den Rissen resultiert aus der Mitwirkung des ungerissenen Betons bei der Abtragung der Zugspannungen eine Reduktion der Stahlspannungen im Vergleich zum „nackten“ Stahl. Diese Zugversteifung ist insbesondere im Hinblick auf eine wirtschaftliche und gleichzeitig sichere Bemessung bzw. wirklichkeitsnahe Simulationen von großem Interesse [123].

Das Verbundverhalten von Spanndrähten unterscheidet sich nicht grundlegend von dem Verbundverhalten des gerippten Betonstahls. Aufgrund der Verseilung der Drähte zeigen Litzen jedoch deutlich verbesserte Verbundeigenschaften als Einzeldrähte. Für tiefergehende Informationen dazu wird auf *Will* [159] verwiesen.

Die Übertragung von Schubkräften in gerissenen Bereichen von Stahlbeton- bzw. Spannbetontragwerken ist wesentlich für das Tragverhalten. Die Übertragungsmechanismen wurden in Abschnitt 2.2.3 bereits vorgestellt.

4.3 Materialmodellierung

4.3.1 Einführung

Im Rahmen der vorliegenden Arbeit wird zur Simulation des Tragverhaltens von Spannbetonträgern das Programmsystem ABAQUS der Firma Dassault Systèmes [1] verwendet. Die grundsätzliche Eignung von ABAQUS zur Abbildung des Tragverhaltens von Stahl- und Spannbetonbauteilen unter Querkraftbiegung wurde bereits im Rahmen wissenschaftlicher Untersuchungen aufgezeigt [43; 59; 80; 101; 109; 118]. Im Folgenden werden die wesentlichen Grundlagen hinsichtlich der Materialmodellierung sowie die verwendeten Modell- und Materialeingabeparameter erläutert.

4.3.2 Concrete Damaged Plasticity

Im Rahmen der numerischen Simulationen wird das Materialmodell *Concrete Damaged Plasticity* (im Folgenden CDP genannt) verwendet [1]. CDP basiert auf einem elasto-plastischen Schädigungsmodell unter Berücksichtigung einer isotropen Ver- bzw. Entfestigung. Dieses elasto-plastische Schädigungsmodell geht zurück auf die Ansätze von Lubliner et al. [98] und Modifikationen von Lee und Fenves [92]. CDP kann für die Simulation von unbewehrtem sowie bewehrtem Beton verwendet werden, es ist jedoch primär für die Abbildung des Materialverhaltens von Stahlbeton gedacht. Für weitergehende anwendungsbezogene Informationen wird auf die Veröffentlichungen [1; 43; 66; 101; 109; 118] verwiesen.

CDP liegt eine Kombination der Modelle auf Grundlage der Schädigungs- und Plastizitätstheorie zugrunde (Bild 4-7 (c)). Allgemein wird in der Schädigungstheorie von einem linear-elastischen Materialverhalten bis zum Bruch ausgegangen (Bild 4-7 (a)). Der nichtlineare Verlauf der Erstbelastungskurve resultiert ausschließlich aus der fortschreitenden Querschnittsreduktion infolge der Schädigungen. Daraus resultieren eine Verkleinerung der effektiven Querschnittsfläche und eine entsprechende Steifigkeitsreduktion. Ent- bzw. Wiederbelastung erfolgen über die Sekantensteifigkeit, da sich der nicht geschädigte Querschnittsteil weiterhin linear-elastisch verhält [30]. Über den Schädigungsparameter nach Gl. (4.3) wird die Querschnittsreduktion angegeben. Der Grenzfall $D = 0$ beschreibt dabei einen ungeschädigten Querschnitt. Für $D = 1$ liegt der Bruch vor. Spannungen berechnen sich über den Proportionalitätsfaktor $(1 - D)$ unter Ansatz der Schädigung nach Gl. (4.6).

$$D = A_{eff}/A \quad \text{mit } 0 \leq D \leq 1 \quad (4.3)$$

$$\sigma = (1 - D) \cdot E \cdot \varepsilon \quad (4.4)$$

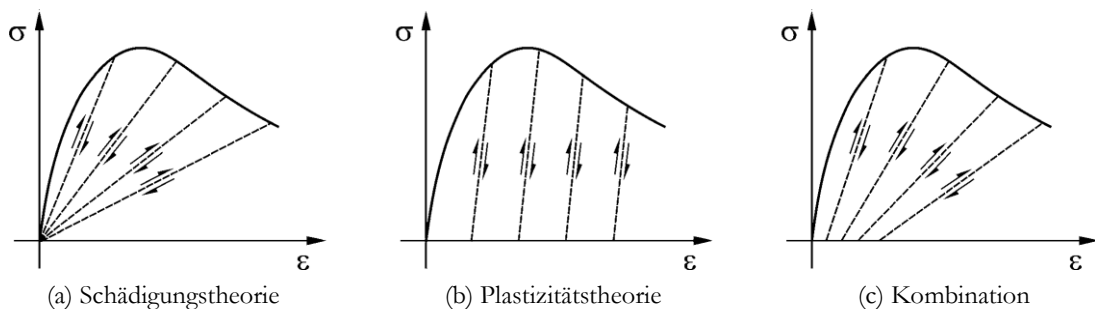


Bild 4-7: Idealisierung zur Beschreibung des Werkstoffverhaltens bei Ent- und Wiederbelastung, entnommen aus [13]

Über eine lineare Degradation des E-Moduls bietet CDP die Möglichkeit, eine steifigkeitsreduzierende Schädigung im Druck- sowie Zugbereich zu berücksichtigen. Die Schädigung wird dann als eine Funktion der inelastischen bzw. plastischen Dehnungen ausgedrückt und über steifigkeitsreduzierende Faktoren im Druck- bzw. Zugbereich berücksichtigt. Diese Schädigung ergibt multipliziert mit der ursprünglichen Steifigkeit E_0 eine reduzierte Steifigkeit E_d . Der Ansatz einer Schädigung ist bei zyklischen Beanspruchungen oder wechselnden Lastkonfigurationen zur Berücksichtigung der reduzierten Steifigkeit bei Ent- und Belastung sinnvoll. Im Rahmen der vorliegenden Arbeit wurden jedoch Simulationen zur Abbildung des Tragverhaltens statisch beanspruchter Spannbetonträger unter i.d.R. monoton ansteigenden Lastkonfigurationen durchgeführt. Auf den Ansatz einer Schädigung wurde daher verzichtet. Die durchgeführten Versuchsnachrechnungen haben gezeigt, dass die Simulationsberechnungen auch ohne Berücksichtigung der Schädigung zu einer guten Übereinstimmung mit den Versuchsergebnissen führen.

Materialmodelle, welche auf der Plastizitätstheorie beruhen, erfordern die Definition einer Fließfunktion, einer Fließregel und eines Ver- bzw. Entfestigungsgesetzes. Anhand der Fließfunktion wird bestimmt, ob ein Werkstoff bei gegebenem Spannungszustand lediglich elastische oder auch plastische Verzerrungen erfährt. Die Fließregel dient der Definition des plastischen Stoffgesetzes zur Ermittlung der plastischen Verzerrungen. Das Verfestigungsgesetz regelt die Ver- bzw. Entfestigung bei plastischem Materialverhalten. Mithilfe der Plastizitätstheorie können die bleibenden Verzerrungen nach der Entlastung beschrieben werden. Die unter Belastung vorhandene Gesamtverzerrung setzt sich nach Gl. (4.5) aus einer reversiblen elastischen und einer irreversiblen, plastischen Deformation zusammen.

$$\varepsilon = \varepsilon^{el} + \varepsilon^{pl} \quad (4.5)$$

Die Plastizitätstheorie berücksichtigt das nichtlineare Materialverhalten sowie die Belastungsgeschichte. Zudem wird im Gegensatz zu der Schädigungstheorie ein nicht geschädigter Querschnitt ($D = 0$) angenommen. Die Ent- und Wiederbelastung erfolgt mit der ursprünglichen Steifigkeit E_0 , der lineare Ast ist jedoch um den Betrag der irreversiblen Dehnung versetzt (Bild 4-7 (b)).

Die Fließfunktion kann als Fläche im Hauptspannungsraum interpretiert werden. Sie dient der Abgrenzung von elastischem bzw. plastischem Materialverhalten für einen bestimmten dreiaxialen Spannungszustand. Allen innerhalb dieser Fläche gelegenen Spannungspunkten liegt dann ein elastisches Materialverhalten zugrunde. Die in CDP implementierte isotrope Verfestigung ist durch eine im Hauptspannungsraum gleichförmig expandierende Fließfläche gekennzeichnet, wohingegen sich die isotrope Entfestigung durch eine gleichförmig schrumpfende Fläche auszeichnet [66]. Beton weist jedoch ein stark anisotropes Materialverhalten auf. Auf die möglichen Auswirkungen bei Einsatz von Materialmodellen mit isotroper Entfestigung wurde von Müller [118] kritisch hingewiesen.

Die ursprüngliche Fließfläche nach *Drucker-Prager* stellt im Raum eine Kegelform auf, die sich mit zunehmendem hydrostatischem Druckspannungszustand aufweitet. Aus der Geometrie der Fließfläche wird deutlich, dass bei zunehmend hydrostatischen Druckspannungszustand die aufnehmbaren Schubspannungen anwachsen, da sich in Korrelation zum hydrostatischen Druckspannungszustand die Deviatorebene aufweitet (Bild 4-5). Dieser Effekt ist bei zähen Materialien wie z.B. Stahl nicht zu

beobachten. Deren Festigkeit ist unabhängig vom hydrostatischen Spannungsanteil, was sich in einer zylinderförmigen Fließfläche (z.B. Bruchkriterium von *von Mises*) parallel zur hydrostatischen Achse im dreidimensionalen Hauptspannungsraum widerspiegelt [164].

Aus der vereinfachten Annahme einer kegelförmigen Fließfunktion nach *Drucker-Prager* resultiert eine kreisförmige Deviatorebene. Da die Beschreibung einer kreisförmigen Deviatorebene für Beton unpassend ist, wird in CDP die Geometrie der Fließfläche nach *Drucker-Prager* mittels passender Formgebungsparameter α_f und K_c modifiziert. Der Parameter $\alpha_f = f_{b0}/f_{c0}$ beschreibt das Verhältnis zweiachsiger zu einachsiger Druckfestigkeit. Dieses Verhältnis kann, wie beispielsweise von *Kupfer* [90] gezeigt, im Rahmen experimenteller Untersuchungen zum Bruchverhalten im ebenen Spannungszustand bestimmt werden. Auf Basis der Untersuchungen von *Kupfer* wird für die folgenden numerischen Simulationen ein Verhältnis von $\alpha_f = 1,16$ angesetzt. Der Parameter K_c beschreibt das Invariantenverhältnis auf den Zug- und Druckmeridianen. K_c dient also der Beschreibung der Geometrie der Meridiane sowie der Völligkeit der Deviatorebene (Bild 4-8). Die folgenden numerischen Simulationen basieren, wie in [1] empfohlen, auf einem Wert von $K_c = 2/3$.

Außerhalb der Fließfläche zeigt Beton kein ideal-plastisches Verhalten, sondern plastisches Verhalten mit Verfestigung. Fließfunktion und Fließregel sind daher nicht identisch, das plastische Materialverhalten des Betons mit Verfestigung wird außerhalb des elastischen Raums nach Überschreitung der Fließfläche in CDP durch eine nicht assoziierte Fließregel beschrieben. Zur Beschreibung der Fließregel wird der Formgebungsparameter (der Potentialfunktion) $\alpha_e = 0,1$ angesetzt, der Dilatanzwinkel zur Beschreibung der Volumenveränderung unter Scherverzerrung wird mit $\psi = 35^\circ$ angesetzt. Zur Stabilisierung der Analyse durch eine künstliche Dämpfung wird der Viskositätsparameter einheitlich für alle Simulationen mit $\mu = 5 \cdot 10^{-5}$ festgesetzt. Dieser führte im Rahmen der numerischen Simulationen im Mittel zu einer guten Übereinstimmung zwischen Simulations- und Versuchsergebnissen. Grundsätzlich sollte zur wirklichkeitsnahen Simulation der Viskositätsparameter so klein wie möglich angesetzt werden.

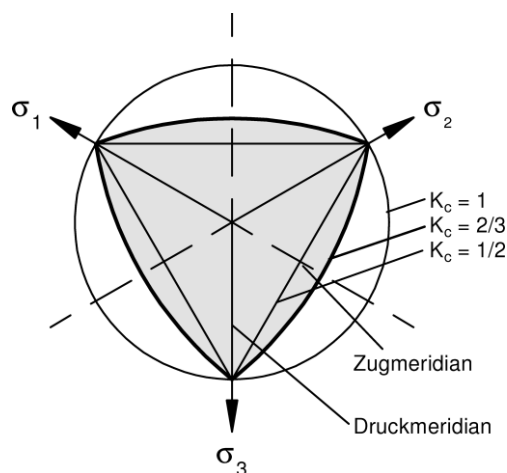


Bild 4-8: Fließfläche in der Deviatorebene für variierende Werte für K_c gemäß [1], entnommen aus [118]

Materialfunktionen

Die Beschreibung der Fließfläche im dreidimensionalen Raum erfolgt mithilfe modell- bzw. materialspezifischer Formgebungsfaktoren auf Basis der Spannungs-Dehnungs-Beziehung für einachsige Beanspruchung. Eine Übersicht der verwendeten Modell- und Materialparameter kann Tabelle 4-1 entnommen werden.

Tabelle 4-1: Modell- und Materialparameter für CDP

Einaxiale Beanspruchung von Beton	
Mittelwerte der Materialeigenschaften gem. Tabelle 3-3	$f_c = f_{cm}$ $f_{ct} = f_{ctm}$ $E_c = E_{cm}$
Schädigungsparameter im Druckbereich	$b_c = 0,7$
Schädigungsparameter im Zugbereich	$b_t = 0,1$
Zerstauchungsenergie	$G_{cl} = 15 \text{ kN/m}$
Kritische Rissöffnung (Bruchenergie: $G_F = 0,195 \cdot w_c \cdot f_{ct}$)	$w_c = 0,18 \text{ mm}$
Mehraxiale Beanspruchung von Beton	
Querdehnzahl	$\nu_c = 0,2$
Dilatanzwinkel	$\psi = 35^\circ$
Formgebungsparameter zur Beschreibung der Fließregel	$\alpha_c = 0,1$
Verhältnis zweiachsiger zu einachsiger Druckfestigkeit	$f_{b0}/f_{c0} = 1,16$
Invariantenverhältnis auf Zug- und Druckmeridianen	$K_c = 2/3$
Viskositätsparameter	$\mu = 5 \cdot 10^{-5}$

Die Spannungs-Dehnungs-Beziehung im Druckbereich gliedert sich vereinfacht in drei Abschnitte (Bild 4-9). Der erste Bereich beschreibt das Verformungsverhalten von Beton bis zum Erreichen einer Druckspannung von $\sigma_c = 0,4 \cdot f_{cm}$ auf Basis eines linear-elastischen Werkstoffgesetzes. Der zweite Bereich bildet das Verformungsverhalten von Beton für Druckspannungen im Bereich $0,4 \cdot f_{cm} < \sigma_c \leq 1,0 \cdot f_{cm}$ ab. In diesem Bereich beschreibt eine nichtlinear ansteigende Kurve das Spannungs-Dehnungs-Verhalten bis zum Erreichen der maximal aufnehmbaren Druckspannung f_{cm} .

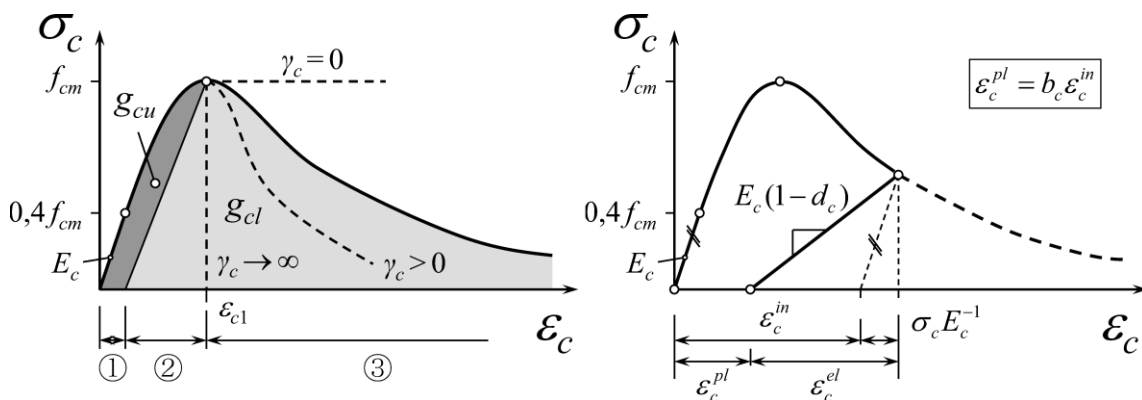


Bild 4-9: Definition der Spannungs-Dehnungs-Beziehung für Beton unter Druckbeanspruchung, entnommen aus [101]

Im dritten Bereich ist die nichtlineare Spannungs-Dehnungs-Beziehung für den abfallenden Ast nach Erreichen der maximal aufnehmbaren Druckspannung f_{cm} dargestellt. Zur objektiven Beschreibung der Funktion $\sigma_c(\varepsilon_c)$ erfolgt für den abfallenden Ast eine Regularisierung in Abhängigkeit von der Zerstauchungsenergie G_{cl} und dem Längenparameter l_c . Die Zerstauchungsenergie wird, wie von *Mark* [101] vorgeschlagen, mit $G_{cl} = 15 \text{ Nmm/mm}^2$ angesetzt. Zum Zwecke der Regularisierung wird zudem in Anlehnung an [101] der Schädigungsparameter $b_c = 0,7$ festgelegt. Der Längenparameter l_c ist abhängig von dem Elementvolumen V_E sowie der Anzahl der Integrationspunkte eines Elements n^{IP} und kann nach *Gödde* [43] näherungsweise über (4.12) ermittelt werden. Um einen *Snap-Back* Effekt auszuschließen, muss l_c zudem das Kriterium (4.13) erfüllen. Ein derartiger Effekt kann auftreten, falls der elastische Rückverformungsanteil des ungeschädigten Bereichs einer Probe größer ist als der im Lokalisierungsbereich der Schädigung eintretende irreversible Verformungsanteil [118]. Die bereichsweise unterschiedlichen Spannungs-Dehnungs-Beziehungen werden nach *Mark* [101] (in ABAQUS) im Druckbereich durch die folgenden Funktionen erfasst:

Bereich 1 Linear ansteigender Bereich bis $\sigma_c \leq 0,4 \cdot f_{cm}$

$$\sigma_c = E_c \cdot \varepsilon_c \quad (4.6)$$

Bereich 2 Nichtlinear ansteigender Bereich $0,4 \cdot f_{cm} < \sigma_c \leq f_{cm}$

$$\sigma_c = \frac{E_{ci} \cdot \frac{\varepsilon_c}{f_{cm}} - (\varepsilon_c / \varepsilon_{c1})^2}{1 + \left(E_{ci} \cdot \frac{\varepsilon_{c1}}{f_{cm}} - 2 \right) \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}}} \cdot f_{cm} \quad (4.7)$$

mit

$$E_{ci} = \frac{2}{3 \cdot E_c} \cdot (f_{cm} / \varepsilon_{c1})^2 - \frac{4 \cdot f_{cm}}{3 \cdot \varepsilon_{c1}} + \frac{5}{3} \cdot E_c \quad (4.8)$$

Bereich 3 Nichtlinear abfallender Bereich

$$\sigma_c = \left(\frac{2 + \gamma_c \cdot f_{cm} \cdot \varepsilon_{c1}}{2 \cdot f_{cm}} - \gamma_c \cdot \varepsilon_c + \frac{\gamma_c \cdot \varepsilon_c^2}{2 \cdot \varepsilon_{c1}} \right)^{-1} \quad (4.9)$$

mit

$$\gamma_c = \frac{1/2 \cdot \pi \cdot f_{cm} \cdot \varepsilon_{c1}}{\left[g_{cl} - \frac{f_{cm}}{2} \left(\varepsilon_{c1} \cdot (1 - b_c) + \frac{b_c \cdot f_{cm}}{E_c} \right) \right]^2} > 0 \quad (4.10)$$

$$g_{cl} = G_{cl} / l_c \quad (4.11)$$

$$l_c = (V_E / n^{IP})^{1/3} \quad (4.12)$$

$$l_c \leq \frac{G_{cl}}{f_{cm}(\varepsilon_{c1} \cdot (1 - b_c) + b_c \cdot f_{cm} / E_c)} \quad (4.13)$$

Die Spannungs-Dehnungs-Beziehung im Zugbereich kann vereinfacht in zwei Abschnitte gegliedert werden. Bis zum Erreichen der Betonzugfestigkeit f_{ctm} wird ein linear-elastisches Materialgesetz verwendet (Gl. (4.14)). Nach Überschreiten der Betonzugfestigkeit f_{ctm} wird das Materialverhalten durch einen, von der Probekörperlänge abhängigen, nichtlinear abfallenden Ast beschrieben. Dieses Materialverhalten kann im Bereich der Entfestigung nach *Hordijk* [67] näherungsweise über eine Spannungs-Rissöffnungs-Beziehung (4.15) abgebildet werden. Diese ist objektiv gültig und daher geometrie- bzw. netzunabhängig.

Bereich 1 Linear ansteigender Bereich bis $\sigma_t = f_{ctm}$

$$\sigma_t = E_c \cdot \varepsilon_c \tag{4.14}$$

Bereich 2 Nichtlinear abfallender Bereich

$$\frac{\sigma_t}{f_{ctm}} = \left[1 + \left(c_1 \cdot \frac{w}{w_c} \right)^3 \right] \cdot e^{-c_2 \frac{w}{w_c}} - \frac{w}{w_c} \cdot (1 + c_1^3) \cdot e^{-c_2} \tag{4.15}$$

mit

$$c_1 = 3, c_2 = 6,93 \text{ [67]}$$

Die kritische Rissöffnung w_c , ab der keine Spannungen mehr über den Riss übertragen werden können, geben *Hordijk* [67] mit $w_c = 160\mu\text{m}$ und *Mark* [101] mit $w_c = 180\mu\text{m}$ an. Im Zuge der folgenden numerischen Simulationen wurde mit einer kritischen Rissbreite von $w_c = 180\mu\text{m}$ gerechnet. Die zur kritischen Rissöffnung w_c korrespondierende Bruchenergie G_F lässt sich nach [67] auf Basis der Betonzugfestigkeit und der empirisch festgelegten Parameter c_1 und c_2 nach Gl. (4.16) bestimmen.

$$G_F = \int_0^{w_{cr}} \sigma_t dw \tag{4.16}$$

$$= f_{ctm} \cdot w_c \cdot \left[\frac{1}{c_2} \left(1 + 6 \cdot \left(\frac{c_1}{c_2} \right)^3 \right) - \left(\frac{1}{c_2} + c_1^3 \left(\frac{1}{c_2} + \frac{3}{c_2^2} + \frac{6}{c_2^3} + \frac{6}{c_2^4} \right) + \frac{1}{2} (1 + c_1^3) \right) e^{-c_2} \right]$$

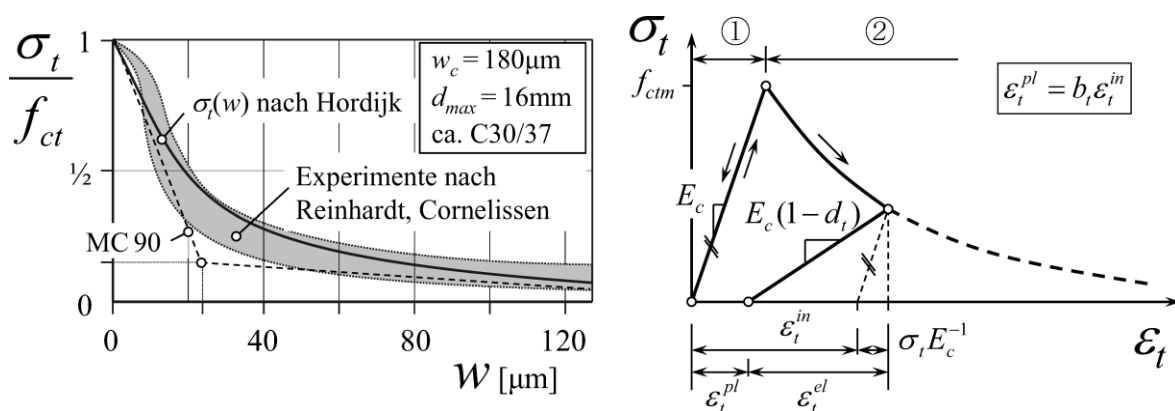


Bild 4-10: Definition der Spannungs-Dehnungs-Beziehung für Beton unter Zugbeanspruchung, entnommen aus [101]

Zur Verifikation des Materialmodells wurden in Anlehnung an Müller [118] unter Anleitung und enger Betreuung im Rahmen der Masterarbeit von Halabi [46] Simulationsberechnungen zur Verifikation des Materialmodells CDP durchgeführt. Die im Folgenden dokumentierten Verifikationen gehen daher teilweise auf die Arbeit von Halabi zurück.

Verifikation des Materialmodells CDP – Verschmierte Rissbildung

Zur Untersuchung der Nicht-Objektivität der Spannungs-Dehnungs-Beziehung (s. Abschnitt 4.2.1) infolge der verschmierten Rissbildung wurde in Anlehnung an Müller [118] ein zentrisch gezogener einseitig eingespannter Betonstab ($E_c = 36.000 \text{ MPa}$) modelliert. Die Zugbeanspruchung resultierte dabei aus einer schrittweise gesteigerten Längenänderung am freien Stabende. Die Feinheit der Diskretisierung wurde derart variiert, dass quadratische Volumenelemente mit den Kantenlängen 50 mm und 25 mm zum Einsatz kamen (Bild 4-11). Die Lokalisierung der verschmierten Rissbildung wurde durch die bereichsweise Halbierung der Betonzugfestigkeit ($f_{ct} = 3,5 \text{ MPa}$ vs. $f_{ct} = 1,75 \text{ MPa}$) in einem definierten Rissband festgelegt. Müller konnte so zeigen, dass bei Berücksichtigung der Diskretisierungsfeinheit eine objektive Systemantwort für seine Modellierung erreicht wird [118].

Im Zuge der genannten Untersuchungen von Müller wurden Volumenelemente des Typs C3D8R (8 Elementknoten, ein Integrationspunkt) verwendet, wohingegen im Zuge der vorliegenden Arbeit Volumenelemente des Typs C3D20R (20 Elementknoten, 8 Integrationspunkte) zu Einsatz kommen (Abschnitt 5.2.2). Letztgenannte bedeuten einen deutlichen Anstieg der erforderlichen Simulationszeit, bieten jedoch bei gleicher Elementgröße infolge der größeren Anzahl an Integrationspunkten den Vorteil einer verfeinerten Ausgabe plastischer Dehnungswerte („Rissbildgenauigkeit“) und sind unempfindlich im Hinblick auf Hourglassing-Effekte [1]. Da im Rahmen aller Simulationsrechnungen der vorliegenden Arbeit Volumenelemente des Typs C3D20R Verwendung fanden, wurden die von Müller durchgeführten Untersuchungen zur Nicht-Objektivität der Spannungs-Dehnungs-Beziehung hier, angepasst auf Volumenelemente des Typs C3D20R, wiederholt.

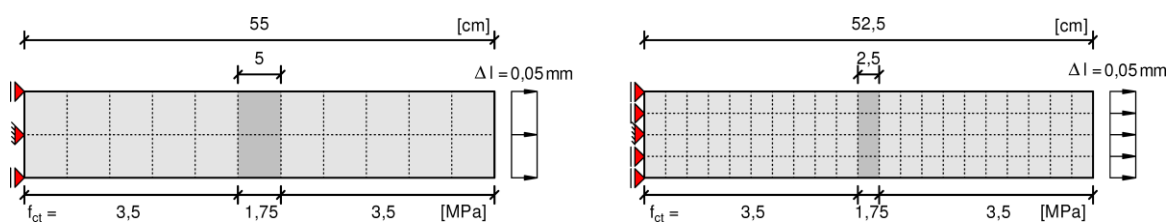


Bild 4-11: Zugstabmodelle unterschiedlich feiner Diskretisierung, entnommen und modifiziert aus [118]

Bild 4-12 zeigt die unter Berücksichtigung der Diskretisierungsfeinheit berechneten Spannungs-Dehnungs-Linien (SDL) für den Entfestigungsbereich für quadratische Volumenelemente mit den Kantenlängen 50 mm und 25 mm. Zudem sind die aus der Systemantwort des Materialmodells CDP resultierenden Spannungs-Dehnungs-Linien für die jeweilige Diskretisierungsfeinheit dargestellt, welche um den elastischen Dehnungsanteil der ungerissenen Zugstabbereiche bereinigt wurden. Grundsätzlich zeigt sich zwischen der analytisch, rechnerischen und der am numerischen Modell ermittelten Lösung eine gute Übereinstimmung. Der Faktor zwei in der Dimension der gewählten Elementkantenlängen

spiegelt sich dabei in einem Faktor von ca. zwei der Elementdehnungen wider. Mit zunehmender Entfestigung verlaufen die am Modell ermittelten SDL jedoch erkennbar unterhalb der rechnerischen Lösung. Dieser Effekt ist in seiner Größe, insbesondere bei den Volumenelementen mit 50 mm Kantenlänge, vermutlich vernachlässigbar. Auffällig ist, dass die Objektivität der Simulationsergebnisse untereinander eine gewisse Unschärfe aufzeigt:

- Element mit Kantenlänge 50 mm: Verschmierte Rissbreite $w_c = 0,00088 \cdot 50 \text{ mm} = 0,044 \text{ mm}$
- Element mit Kantenlänge 25 mm : Verschmierte Rissbreite $w_c = 0,00166 \cdot 25 \text{ mm} = 0,042 \text{ mm}$

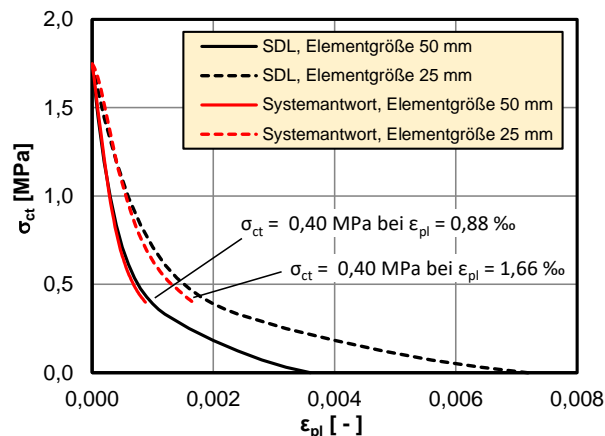


Bild 4-12: Gegenüberstellung rechnerischer Spannungs-Dehnungs-Linien und CDP-Systemantwort für unterschiedliche Diskretisierungsfeinheiten, entnommen und modifiziert aus [46]

Die Differenz der Simulationsergebnisse beträgt bei einer verbleibenden Zugspannung von 0,40 MPa ca. 5%. Diese Abweichung ist jedoch geringer, je größer die Zugspannung auf dem Ast der Entfestigung ist. Da die festgestellten Unschärfen der Simulationsergebnisse innerhalb ingenieurmäßig zu vertretender Toleranzen liegen, wurden weitergehende Untersuchungen nicht angestellt. Letztlich lassen die Simulationsergebnisse zur verschmierten Rissbildung folgende Schlüsse zu:

- Im Hinblick auf die Objektivität der Simulationsergebnisse ist insbesondere in Bereichen, in denen eine Rissbildung zu erwarten ist, auf eine gleichmäßige Diskretisierung der Simulationskörper zu achten.
- Die Elemente vom Typ C3D20R sind geeignet, um die verschmierte Rissbreite ausreichend genau zu bestimmen.

Verifikation des Materialmodells CDP – Bruchspannungskurve für den ESZ

Stahl- und Spannbetonbauteile sind i.d.R. immer mehraxialen Spannungszuständen ausgesetzt. Zur Überprüfung der Abbildung der zweiaxialen Bruchspannungskurve nach *Kupfer* [90] durch das Materialmodell CDP wurden Betonscheiben (Bild 4-13) mit den Abmessungen $b/h/d = 200/200/50$ [mm] variierenden Hauptspannungsverhältnissen ausgesetzt.

In Bild 4-14 sind die Ergebnisse der ABAQUS-Simulation der Bruchkurve nach *Kupfer* für den ebenen Spannungszustand (ESZ) gegenübergestellt. Im Druck-Druck-Bereich bzw. im Zug-Zug-Bereich zeigt sich eine gute bzw. sehr gute Übereinstimmung. Die geringen Abweichungen der ABAQUS-Simulation

zur Bruchkurve nach *Kupfer* bewegen sich im Bereich des experimentell beobachteten Streubandes der Bruchspannungswerte. Für den Druck-Zug-Bereich jedoch liegt der rechnerisch erreichte Bruchspannungswert bereichsweise deutlich unterhalb der Bruchkurve nach *Kupfer*. Auch *Müller* [118] konnte einen derartigen Effekt feststellen, relativierte dieses Ergebnis jedoch, da für derartige Spannungskombinationen im Zuge der Versuche von *Kupfer* erhebliche Streuungen der Versuchsergebnisse zu verzeichnen waren. Insbesondere anhand der Auswertung der Spannungs-Dehnungs-Verläufe im Druck-Zug-Bereich bis zum Erreichen der Bruchspannung konnte *Müller* erhebliche Abweichungen zwischen den rechnerischen und experimentell ermittelten Kurven feststellen [118]. CDP entfängt für derartige Druck-Zug-Spannungskombinationen tendenziell zu früh, worin die niedrigere Bruchspannung begründet liegt.

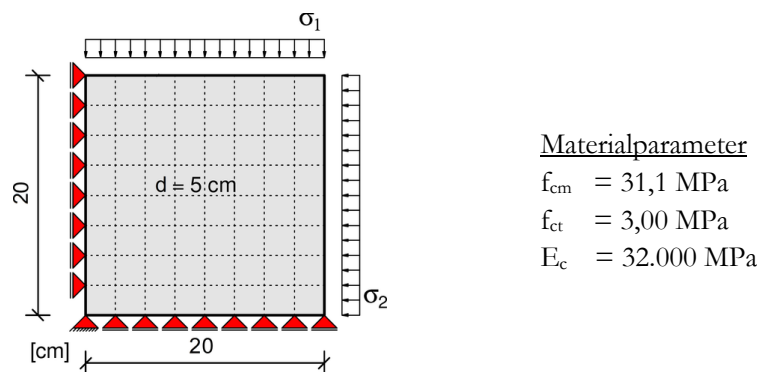


Bild 4-13: Idealisierung zur Beschreibung des Werkstoffverhaltens bei Ent- und Wiederbelastung, entnommen und modifiziert aus [118]

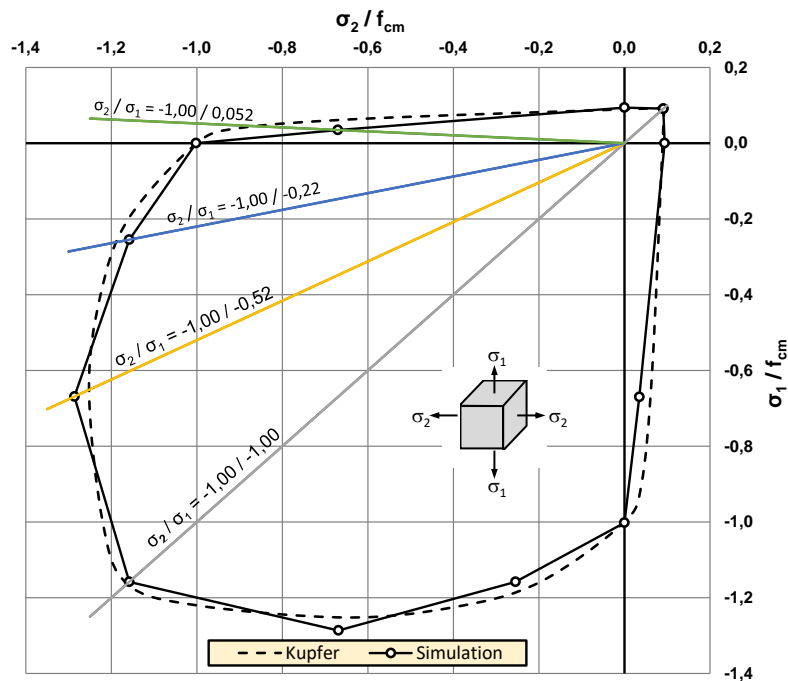


Bild 4-14: Gegenüberstellung der Bruchkurve nach *Kupfer* [90] und CDP-Systemantwort für unterschiedlich feine Diskretisierungen

Die grundsätzliche Eignung von CDP zur Abbildung des wirklichkeitsnahen Verformungsverhaltens von Stahl- und Spannbetonbalken unter kombinierter Biege-Querkraft-Beanspruchung konnte im

Rahmen vieler Versuchsnachrechnungen gezeigt werden [40; 41; 43; 46; 59; 62; 80; 109; 118]. Dennoch wurde im Rahmen einiger Veröffentlichungen auch auf modell- und modellierungsspezifische Schwierigkeiten hingewiesen [40; 43; 109; 118].

Insbesondere ist hier erneut *Müller* [118] zu erwähnen, welcher die Unzulänglichkeiten von Materialmodellen mit isotropen Entfestigung anhand von Beispielen klar herausstellen konnte. Aufgrund der Isotropie des Materialmodells kann aus einer Zugentfestigung auch eine Entfestigung des Druckbereiches resultieren. *Müller* konnte so zeigen, dass die isotrope Materialentfestigung einen erheblichen Einfluss auf die Simulationsergebnisse haben kann. Dieser Effekt kann insbesondere im Hinblick auf wechselnde Lastanordnungen und -richtungen besonders ausgeprägt sein. Das mittels Simulation ermittelte Trag- und Bruchverhalten erfordert daher stets angemessene Plausibilitätsprüfungen, um Fehlinterpretationen zu vermeiden.

4.3.3 Betonstahl, Spannstahl und Baustahl

Die Modellierung von Beton- und Spannstahl erfolgt über diskrete Fachwerkstäbe. Die Spannungs-Dehnungs-Beziehungen für die Beton- und Spannstähle sind aus Zugversuchen bekannt. Den Stäben wird i.d.R. ein idealisiertes bilineares elasto-plastisches Materialgesetz mit Verfestigung zugewiesen. Zur Modellierung der Lasteinleitungs- und Auflagerplatten wird ein unbegrenzt linear-elastisches Materialgesetz unter Ansatz eines E-Moduls von $E_S = 210.000 \text{ MPa}$ verwendet.

4.3.4 Verbund

Im Rahmen dieser Arbeit werden Volumenelemente für den Beton und diskrete Fachwerkelemente für den Beton- und Spannstahl verwendet. Falls Vorspannung mit Verbund vorliegt, kann die Modellierung des Verbundes der vorgespannten Stäbe analog zur Modellierung des Verbundes schlaffer Bewehrungselemente erfolgen [43]. Diese Fachwerkelemente werden mithilfe der *embedded element technique* [1] Funktion in ABAQUS unter Ansatz eines starren Verbundes frei in die Volumenelemente eingebettet. Ein großer Vorteil dieser Verbundmodellierung besteht in der einfachen Anwendbarkeit, denn die Knoten der Volumen- und Fachwerkelemente müssen nicht geometrisch kompatibel sein. Die Verschiebungen eines eingebetteten Fachwerkknötens ergeben sich dann aus der geometrischen Interpolation der Verschiebungen der zugehörigen Volumenelementknötens [109]. Bei der Methode wird das Volumen eines Kontinuumelementes jedoch nicht um das Volumen des eingebetteten Stabes reduziert.

Die Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen kann über zwei Ansätze berücksichtigt werden: „Tension-Stiffening“ auf der Stahlseite und „Tension-Softening“ auf der Betonseite (Bild 4-15). Die Mitwirkung des Betons wird im Rahmen der Simulationsrechnungen über eine Modifikation der Arbeitslinie des Betons im Nachbruchverhalten berücksichtigt. Dieses Vorgehen wurde beispielsweise von *Pölling* [127] und *Müller* [118] beschrieben und geht in der Grundidee auf *Feenstra* [32] zurück. Eine Modifikation der Stahlarbeitslinie ist, wie auch in [43; 80; 101; 109; 118; 127] beschrieben, nicht notwendig.

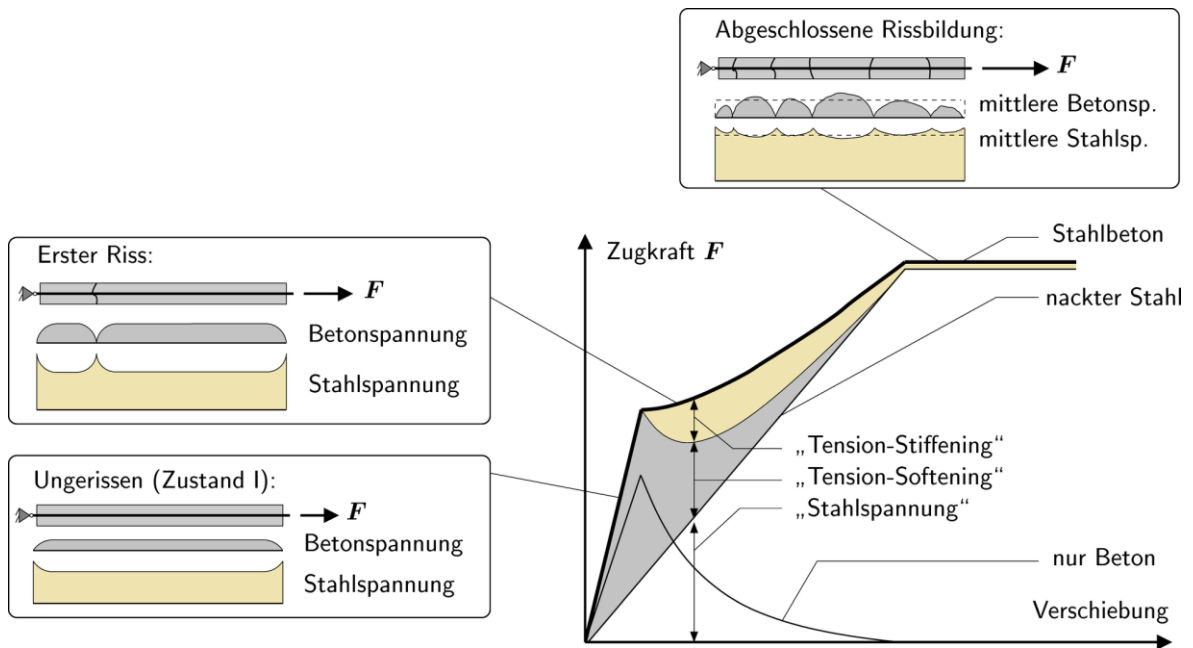


Bild 4-15: Definition der Spannungs-Dehnungs-Beziehung für Beton unter Zugbeanspruchung und alternativ Modifikation der Stahlarbeitslinie, entnommen und modifiziert aus [87]

4.4 Zusammenfassung

Es wurde das physikalische Materialverhalten von Beton-, Betonstahl und Spannstahl vorgestellt und die numerische Umsetzung der Materialgesetze in ABAQUS erläutert. Die Abbildung des elastisch-plastischen Materialverhaltens von Beton- und Spannstahl im Rahmen der FEM erweist sich i.d.R. als unkritisch. Die Abbildung des komplexen Materialverhaltens von Beton hingegen ist erheblich anspruchsvoller und erfolgt im Rahmen der Arbeit durch das Materialmodell CDP.

Die grundsätzliche Eignung von CDP zur Abbildung des nichtlinearen Tragverhaltens von Stahlbetonbauteilen wurde durch Kleinteilsimulationen und Versuchsnachrechnungen dargelegt. Dennoch ist bekannt, dass bereits geringe Modifikationen der Materialmodellierung mitunter erhebliche Streuungen der Ergebnisse im Rechenmodell bewirken können [109; 118]. Zudem ist insbesondere der Effekt der isotropen Materialentfestigung kritisch zu nennen, welcher nicht mit dem stark anisotropen Materialverhalten von Beton in Einklang zu bringen ist. Letztlich sind daher numerische Simulationsergebnisse immer auf globaler Ebene sowie anhand lokaler Effekte hinsichtlich Plausibilität zu prüfen.

5 Numerische Simulationen

5.1 Allgemeines

Im Rahmen experimenteller Untersuchungen wurde das Querkrafttragverhalten vorgespannter Zweifelhänger untersucht. Dabei lag der Fokus auf der Variation des Querkraftbewehrungsgrades und der Belastungsart. Mittels geeigneter Messtechnik konnte das Bauteiltragverhalten erfasst, dokumentiert und ausgewertet werden. Im folgenden Kapitel werden die vorgestellten Versuche mithilfe des Programmsystems ABAQUS numerisch [1] simuliert. Die Simulationsberechnungen beruhen auf den in Abschnitt 3.4 aufgeführten Mittelwerten der Materialfestigkeiten und der in Abschnitt 4.3 vorgestellten Materialmodellierung. Im Rahmen der numerischen Simulationen wird untersucht, wie sich der Verlauf der inneren Kräfte lastabhängig einstellt. Im Fokus der Auswertungen steht dabei die Untersuchung der Druckbogenwirkung hinsichtlich der Beteiligung am Querkraftlastabtrag. Aufbauend auf den numerischen Simulationen der durchgeführten Großversuche werden weitergehende Parameterstudien durchgeführt. Im Rahmen dieser Studien werden modellierungs-, geometrie- und systemabhängige Einflussgrößen untersucht, welche im Rahmen experimenteller Untersuchungen aus Termin- und Kostengründen nicht erforscht werden konnten.

5.2 Strukturmodellierung

5.2.1 Modellbildung

Die Modellbildung erfolgt graphisch mithilfe des Moduls ABAQUS/CAE. Alle im Folgenden simulierten Versuche werden mit ABAQUS/Standard (implizit) analysiert. Zur Reduktion des Berechnungsaufwandes der numerischen Simulationen wird die Querschnittssymmetrie der Versuchsträger ausgenutzt (Bild 5-1). Von der Ausnutzung der Längssymmetrie durch Einspannung an der Innenstütze wird jedoch abgesehen, um eventuelle Umlagerungen innerer Kräfte numerisch abbilden zu können.

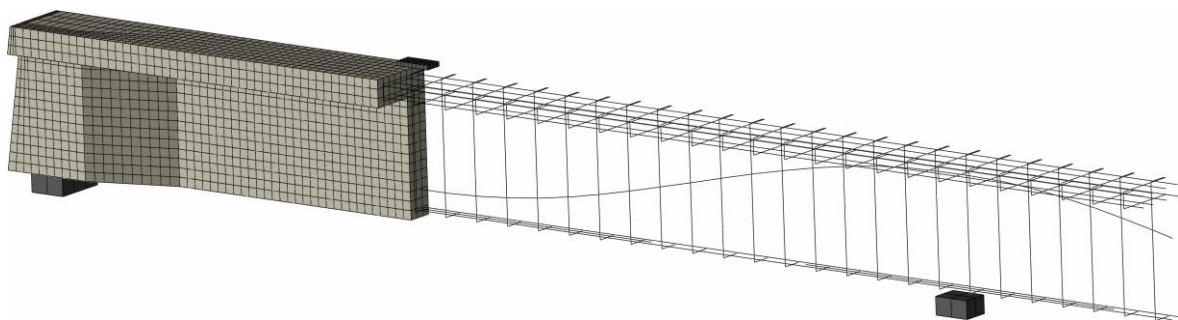


Bild 5-1: Ausschnittweise Darstellung der Strukturmodellierung mittels Kontinuums- und diskret eingebetteter Stäbe

5.2.2 Elementwahl und Diskretisierung

Für die im Rahmen der vorliegenden Arbeit durchgeführten numerischen Simulationen werden zur Modellierung des Betons dreidimensionale Kontinuums-Elemente mit quadratischen Ansatzfunktionen (Elementtyp C3D20R) verwendet. Der Berechnungsaufwand dieser Kontinuums-Elemente mit

quadratischen Ansatzfunktionen ist gegenüber Elementen mit linearen Ansatzfunktionen (z.B. Elementtyp C3D8R) bei gleicher Elementanzahl deutlich erhöht (ca. Faktor 8). Diese Elemente des Typs C3D20R haben sich jedoch aufgrund umfangreicher Voruntersuchungen als grundsätzlich gut geeignet erwiesen, um das Tragverhalten von Balken unter kombinierter Biege- und Querkraftbeanspruchung wirklichkeitsnah abzubilden [109; 46; 5]. Zudem sind bei den gewählten Elementen aufgrund der reduzierten Integration (2x2x2 Integrationspunkte anstatt 3x3x3 Integrationspunkte bei voller Integration) *Shear-Locking* Effekte auszuschließen und *Hourglassing*-Effekte treten bei derartigen Elementen in der Regel nicht auf [109]. Für die Modellierung des Beton- und Spannstahls werden einaxiale Stabelemente mit linearen Ansatzfunktionen (Elementtyp T3D2) verwendet. Für Lasteinleitungs- und Lagerungsplatten werden Volumenelemente mit linearen Ansatzfunktionen und reduzierter Integration (Elementtyp C3D8R) verwendet.

Im Zuge der Diskretisierung wird die Realisierung regelmäßiger Vernetzungen angestrebt (Bild 5-1). Die Abmessung der Beton-Volumenelemente beträgt – sofern geometrisch möglich – 50 mm in alle Richtungen. Die Diskretisierung von Fachwerkstäben erfolgt im Abstand von 50 mm. Lasteinleitungsplatten werden äquidistant mit 25 mm Elementkantenlängen, Lagerplatten äquidistant mit 50 mm Elementkantenlängen diskretisiert.

5.2.3 Vorspannung

Die Spanngliedhüllrohre wurden ebenso wie der Verpressmörtel nicht modelliert. Stattdessen wird das Spannglied als diskret eingebetteter (polygonzugartig verlaufender) Fachwerkstab modelliert. Die Spanngliedverkürzung infolge Vorspannung wird über eine äquivalente Temperaturdifferenz ΔT im Spannglied simuliert. Von der Berücksichtigung der im Zuge des Vorspannens auftretenden Betonverkürzung bei der Berechnung von ΔT wurde abgesehen. Diese elastischen Betonverformungen sind hier vernachlässigbar klein. Im Rahmen der Simulationen wurde die Temperaturdifferenz ΔT vereinfacht als konstant über die Balkenlänge angesetzt. ΔT ergibt sich dann nach Gl. (5.1) zu:

$$\Delta T = - \frac{P}{\alpha_T \cdot E_p \cdot A_p} \quad (5.1)$$

mit

$$\alpha_T = 1,2 \cdot 10^{-5}$$

5.2.4 Lagerungen und Lasten

Im Rahmen der experimentellen Untersuchungen wurden die Durchbiegungen der Bauteile an der Unterseite der Versuchsträger gemessen. Diese gemessenen Verformungen beinhalten jedoch auch einen Verformungsanteil, der aus der vertikalen Stauchung der Auflagerkonstruktionen resultiert. Die Berücksichtigung der Auflagersteifigkeit erfolgt in der Simulation über einen elastischen Bettungsmodul der Auflagerplatten (Tabelle 5-1), welcher nach Gl. (5.2) berechnet wurde. Der Bettungsmodul wurde unter der Voraussetzung bestimmt, dass die simulierte Verformung eines Versuchsträgers im ungerissenen Zustand I der im Versuch gemessenen Verformung im Zustand I entsprechen muss. Es ist zu beachten, dass die Bettungsmodule bei variierenden Versuchsaufbauten voneinander abweichen.

Die Lasteinleitungs- und Auflagerplatten werden im Kontaktbereich mit dem Beton jeweils vereinfacht über den Ansatz eines starren Verbundes gekoppelt.

Tabelle 5-1: Elastische Bettungsmodul der Auflager für numerische Simulationen

Versuchsträger	Position	Auflagerfläche	Bettungsmodul
DLT 1-3	Endauflager	200 x 600 mm	3,58 N/mm ³
	Innenstütze	200 x 300 mm	19,0 N/mm ³
DLT 4	Endauflager	200 x 600 mm	6,75 N/mm ³
	Innenstütze	200 x 300 mm	63,0 N/mm ³

$$k_s = \frac{F}{A \cdot s_A} \quad (5.2)$$

mit

F Auflagerkraft

A Auflagerfläche

s_A Auflagersetzung

Die Belastung wird im Zuge der Einzellastversuche weggeregelt und im Zuge des Streckenlastversuchs kraftgeregelt aufgebracht. Es wird hier das in ABAQUS/Standard implementierte Newton-Raphson-Verfahren unter inkrementeller Aufbringung der Belastung verwendet. Die Methodik dieses Algorithmus wird von *Bacht* [6] anschaulich beschrieben: Die Streuung der Größe der Zeitintervalle erfolgt je nach Konvergenzverhalten automatisch innerhalb von vom Nutzer vordefinierten Bereichen. Sofern die Konvergenz in einem Zeitinkrement nicht innerhalb einer bestimmten Anzahl an Iterationen erfolgt, wird die Größe des Inkrementes um 75% reduziert („Cut-Back“). Fünf „Cut-Backs“ innerhalb eines Inkrementes führen zum Abbruch der Berechnung.

5.2.5 Sonderbereiche

Im Bereich lokal hoher Beanspruchungen des Betons wird ein ideal linear-elastisches Materialgesetz angesetzt. Derartige Sonderbereiche sind in Bild 5-2 grün gekennzeichnet. Hohe Lasteinleitungen treten im Bereich der Kantenpressung an den Lasteinleitungsplatten sowie der Auflagerplatte an der Innenstütze auf. Zudem wird für den kurzen Endauflagerüberstand der Träger, in dem sich das Spannglied verankert, ein linear-elastisches Materialgesetz für den Beton angesetzt.

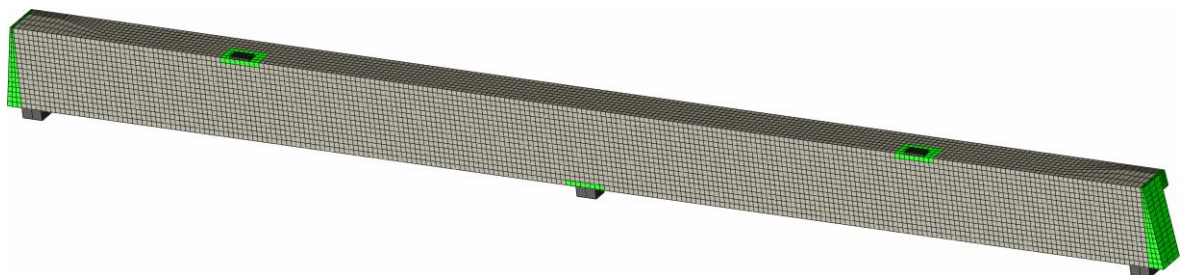


Bild 5-2: Bereiche mit ideal linear-elastischem Materialgesetz für den Beton (grün)

5.3 Postprocessing

5.3.1 Allgemeine Übersicht

Bild 5-3 stellt das Ablaufschema der Auswertungen numerischer Simulationsergebnisse dar. Visualisierungen der plastischen Dehnungen im Beton, Betonstahl und Spannstahl sowie die Verformungen eines Modells werden unmittelbar durch die graphische Benutzeroberfläche ABAQUS/CAE ermöglicht. Alle weiteren Nachbearbeitungen und Aufbereitungen der umfangreichen Simulationsergebnisse erfolgen durch eine für Microsoft Excel programmierte VBA-Routine. Erst durch ein derartiges Postprocessing werden eine strukturierte und umfassende Auswertung sowie die Weiterverarbeitung der umfangreichen Simulationsergebnisse ermöglicht.

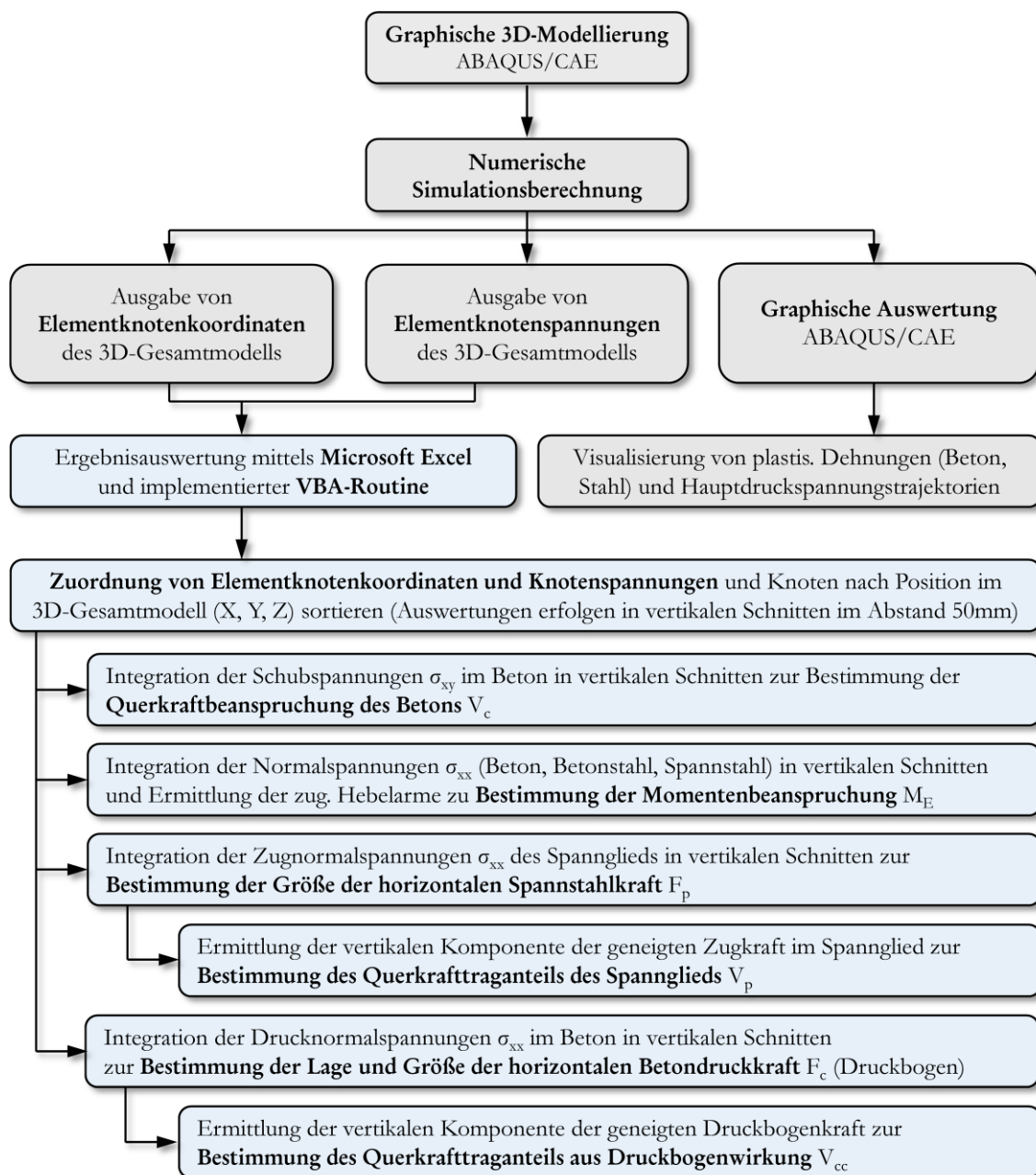


Bild 5-3: Ablaufschema des Postprocessings numerischer Simulationsergebnisse

5.3.2 Vorgehen bei der Bestimmung des Druckbogenverlaufs der numerischen Simulation

Zur Untersuchung der Druckbogenwirkung werden die Simulationsergebnisse in vertikalen Schnitten des Finite-Elemente-Modells ausgewertet. Der Abstand dieser Schnitte in Balkenlängsrichtung beträgt 50 mm. Wie aus Bild 5-3 hervorgeht werden in tabellarischer Form alle Knotennummern (20 Knoten je Element, Elementkantenlänge sofern geometrisch möglich 50mm) und die zugehörigen Koordinaten (x, y, z) des 3D-Modells ausgelesen. Ebenso werden in separater tabellarischer Form die zu den jeweiligen Knotennummern zugehörigen Knotenspannungen ausgelesen.

Über die Knotennummern können Knotenspannungen und Knotenkoordinaten einander zugeordnet werden. Bei der Auswertung ist jedoch zu beachten, dass im numerischen Modell demselben Knoten unterschiedlichen Knotenspannungen zugeordnet werden können. Dieser Konflikt tritt in der Kontaktfläche zweier Volumenelemente auf (Bild 5-4), denen unterschiedliche Materialgesetze zugewiesen werden (z.B. ein lineares Materialgesetz im Bereich von Lasteinleitungen und elasto-plastisches Materialgesetz für den übrigen Bereich). Für die Auswertungen werden im Falle eines derartigen Konflikts die Spannungswerte verwendet, welche auf Basis des elasto-plastischen Materialgesetzes bestimmt wurden.

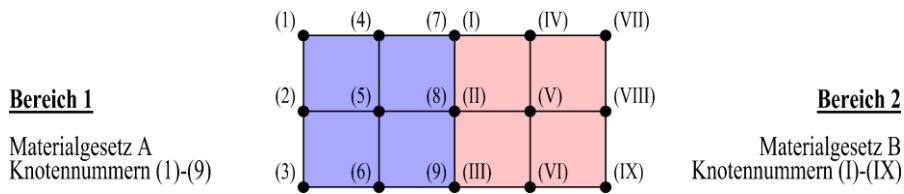


Bild 5-4: Doppelte Knotenvergabe in der Kontaktfläche von Bereichen unterschiedlicher Materialgesetze, vereinfachte Darstellung an einem 2D-Modell mit 9 Knoten je Element

Im Rahmen der numerischen Simulationen werden für die Modellierung des Betons Volumenelemente vom Typ C3D20R mit 20 Knoten und 8 Integrationspunkten verwendet (Bild 5-5 (a)). Zur Bestimmung der Lage und Größe der resultierenden (Druck-)Normalkraft in einem vertikalen Schnitt werden zunächst die Normalspannungen $\sigma_{xx,i,j}$ (Bild 5-5 (b)) der Elementknoten, welche im Querschnitt auf gleicher Höhe liegen, zu einer mittleren Normalspannungen $\bar{\sigma}_{xx,i}$ (Bild 5-5 (c)) je Knotenreihe i nach Gl. (5.3) zusammengefasst.

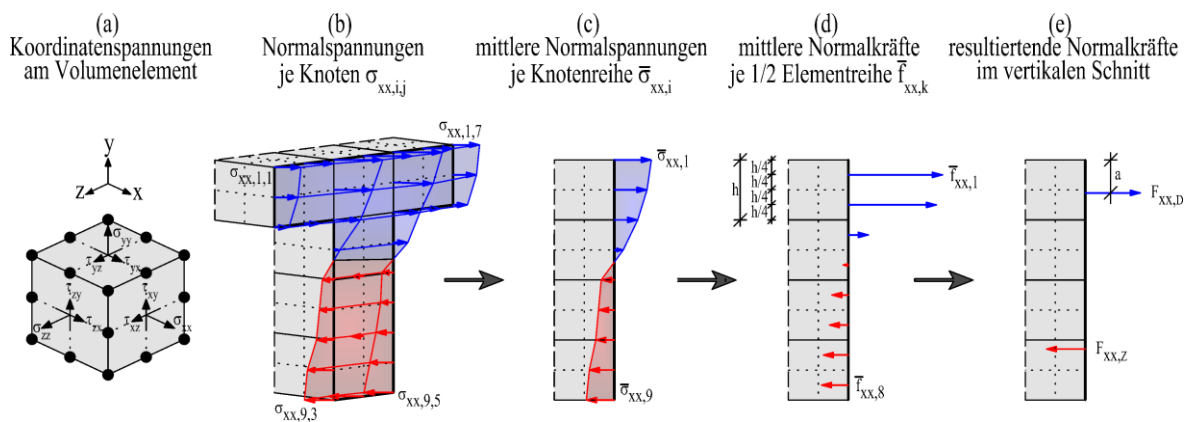


Bild 5-5: Integration der Normalspannungen σ_{xx} im vertikalen Schnitt des numerischen Modells

$$\bar{\sigma}_{xx,i} = \frac{1}{m} \sum_{j=1}^m \sigma_{xx,i,j} \quad (5.3)$$

mit

m Anzahl der vorhandenen Normalspannungswerte je Knotenreihe i

$\sigma_{xx,i,j}$ Normalspannung des Knotens j in der Knotenreihe i nach (Bild 5-5 b)

Unter Berücksichtigung der Breite des Querschnitts b_k auf halber Höhe zwischen den Knotenreihen i und $i+1$ werden anschließend aus den mittleren Normalspannungen $\bar{\sigma}_{xx,i}$ und $\bar{\sigma}_{xx,i+1}$ die mittleren Normalkräfte $\bar{f}_{xx,k}$ (Bild 5-5 (d)) nach Gl. (5.4) berechnet.

$$\bar{f}_{xx,k} = \frac{\bar{\sigma}_{xx,i} + \bar{\sigma}_{xx,i+1}}{2} \cdot b_k \quad (5.4)$$

mit

$\bar{\sigma}_{xx,i}$ mittlere Normalspannung der Knotenreihe i

$\bar{\sigma}_{xx,i+1}$ mittlere Normalspannung der Knotenreihe $i+1$

b_k Querschnittsbreite auf halber Höhe zwischen den Knotenreihen i und $i+1$

Auf Basis der mittleren Normalkräfte $\bar{f}_{xx,k}$ werden schließlich die resultierende Drucknormalkraft $F_{xx,D}$ und Zugnormalkraft $F_{xx,Z}$ sowie der jeweils zu $F_{xx,D}$ gehörige Abstand a zum Querschnittsrand bestimmt (Bild 5-5 (e)). Die Verbindungslinie der Randabstände der resultierenden Drucknormalkräfte $F_{xx,D}$ in den einzelnen vertikalen Schnitten im Abstand von 50 mm längs des Rechenmodells liefert schließlich den Druckbogenverlauf auf Basis der numerischen Simulationsergebnisse.

Im Zuge der beschriebenen Vorgehensweise werden folgende Annahmen und Vereinfachungen getroffen:

- Die Auswertung der Simulationsergebnisse in den Elementknoten liefert ausreichend genaue Ergebnisse.
- Vereinzelt treten an Elementknoten derselben Knotenreihe i Normalspannungen mit unterschiedlichem Vorzeichen auf. Dabei sind die auftretenden Zugspannungen in aller Regel betragsmäßig deutlich kleiner als die auftretenden Druckspannungen. Bei der Ermittlung der mittleren Normalspannungen $\bar{\sigma}_{xx,i}$ je Knotenreihe nach Gl. (5.3) werden die Normalspannungen $\sigma_{xx,i,j}$ unabhängig von ihrem Vorzeichen aufsummiert. Im Zuge von Vergleichsrechnungen wurde festgestellt, dass diese Vorgehensweise zu keinem erkennbaren Genauigkeitsverlust der Rechenergebnisse führt.
- Die mittleren Normalkräfte $\bar{f}_{xx,k}$ wirken auf halber Höhe zwischen den Knotenreihen i und $i+1$. Dies ist jedoch bei trapezartigen Spannungsverläufen mathematisch nicht zutreffend. Die zu erwartende Ungenauigkeit ist jedoch sehr gering, da über die Höhe eines Querschnitts im Abstand von 25 mm die mittleren Spannungen in den Knotenreihen bestimmt werden.
- Es wird mit Brutto-Querschnittswerten gerechnet.

5.4 Simulation durchgeführter Großversuche

5.4.1 Allgemeines

Im folgenden Abschnitt werden die Ergebnisse nichtlinearer Simulationsberechnungen zum Tragverhalten der in Kapitel 3 vorgestellten Versuchsbalken dargestellt. Dabei wird insbesondere das lastabhängige Tragverhalten der Versuchsträger DLT 1 und DLT 4 detailliert betrachtet. Die Simulationsergebnisse des Versuchsträgers DLT 1 unter Einzellasten stehen dabei stellvertretend für die Ergebnisse der Versuchsträger DLT 2 und DLT 3, welche ebenfalls durch Einzellasten beansprucht wurden. Der Fokus der durchgeführten Simulationen liegt auf der Untersuchung des lastabhängigen inneren Kraftflusses. Es wird dabei herausgestellt, inwiefern der aus der Druckbogenwirkung resultierende zusätzliche Querkrafttraganteil V_{cc} für die Querkraftdeckung eine systemrelevante Größe darstellt.

Im Folgenden werden die bei der Ergebnisauswertung zugrunde gelegten wesentlichen Vereinfachungen erläutert und Erklärungen gegeben, welche für das Verständnis der Ergebnisdarstellungen erforderlich sind.

(1) Glättung des Druckbogenverlaufes

Wie in Abschnitt 5.3.2 erläutert, werden die inneren Beanspruchungen und der Druckbogenverlauf aus den Knotenspannungen des Gesamtmodells errechnet. Die so bestimmten resultierenden horizontalen Druckkräfte sowie insbesondere der Druckbogenverlauf erweisen sich jedoch in der Ergebnisdarstellung nicht als ideale, glatte Kurven. Bild 5-6 (a) zeigt exemplarisch und überhöht den Druckbogenverlauf der in Abschnitt 5.4.3 vorgestellten Simulation DLT 1-A unter der Laststufe 1697 kN, welcher sich ohne Nachbearbeitung der Druckbogenberechnung – also Glättung – ergibt (schwarze Linie). Bei hohen Lasten und damit einhergehenden großen plastischen Betondehnungen verläuft der Druckbogen numerisch bedingt nicht ideal glatt. Es wird jedoch ausgeschlossen, dass bei realen Bauwerken die inneren Druckkräfte derartigen Umlenkungen infolge eines sägezahnartigen Druckbogenverlaufs unterliegen. Im Rahmen der Ergebnisauswertung wurde daher angestrebt, für den Druckbogenverlauf eine passende ingenieurmäßige Glättung zu wählen, dabei jedoch eine möglichst geringe Modifikation des globalen Verlaufes zu erzeugen. Bild 5-6 (b) zeigt den Querkrafttraganteil V_{cc} , welcher auf Basis des nicht geglätteten Druckbogenverlaufs bestimmt wurde. Obgleich der Druckbogenverlauf global gesehen deutlich dem eines Sprengwerks ähnelt (Bild 5-6 (a)), resultiert aus den lokalen Richtungsänderungen des Verlaufes ein erhebliches Rauschen der Kurve für den Querkrafttraganteil V_{cc} . Bild 5-6 (c) bis Bild 5-6 (e) zeigen die rechnerischen Querkrafttraganteile V_{cc} , welche unter Ansatz variierender Glättungen des Druckbogenverlaufs bestimmt wurden. Erwartungsgemäß werden die Kurven für V_{cc} bei starker Glättung entsprechend gleichmäßig, jedoch resultieren daraus bereichsweise sehr starke Modifikationen des numerisch bestimmten Druckbogenverlaufs. So zeigt sich die Umlenkung des Druckbogenverlaufs im linken Feld im Bereich des Momentennulldurchgangs (Bild 5-6 (a)) auch im Zuge analytischer Versuchsnachrechnungen und experimenteller Untersuchungen, diese wird jedoch mit zunehmender Glättung stark verschmiert (Bild 5-6 (a), blaue Linie). Durch eine starke manuelle Glättung unterliegen die Simulationsergebnisse zudem einem gewissen subjektiven Einfluss. Für alle Simulationsauswertungen wird letztlich eine Ergebnisglättung über einen Bereich von bis zu 20cm gewählt (Bild 4-13 (c)). So wird das Rauschen numerischer Simulationsergebnisse reduziert, die

charakteristischen globalen Verläufe des Druckbogens und der Linie für den Querkrafttraganteil V_{cc} werden jedoch nur geringfügig modifiziert.

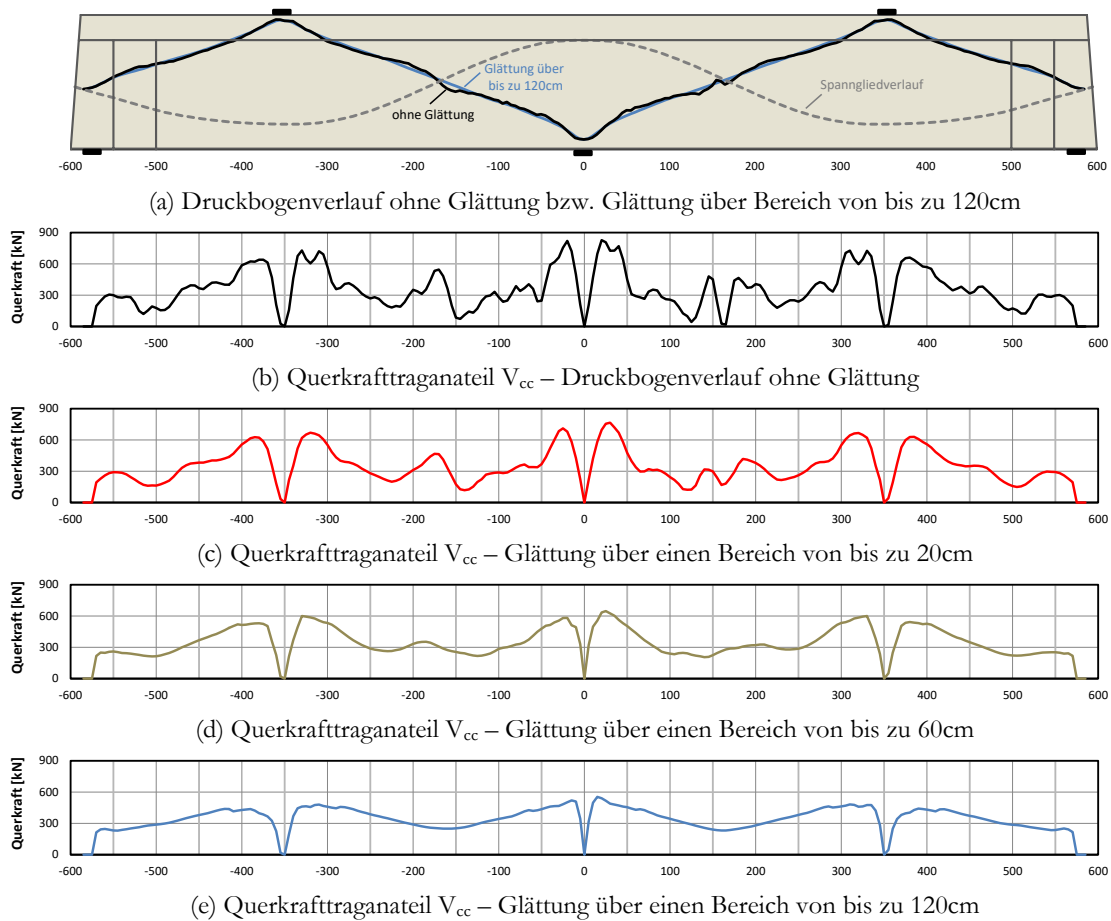


Bild 5-6: Einfluss der Glättung des Druckbogenverlaufes auf den Querkrafttraganteil V_{cc}

(2) Integration innerer Querschnittsbeanspruchungen

Aus den Normalspannungen der Volumenelemente des Betons und der Fachwerkelemente des Beton- und Spannstahls werden in vertikalen Schnitten die Biegemomente infolge der inneren Kräfte integriert. Im Bereich der Lasteinleitungen wird die starr an den Beton gekoppelte Lasteinleitungsplatte jedoch bei der Berechnung des Biegemomentes nicht berücksichtigt. Daher können im Bereich der Lasteinleitungen gewisse Unregelmäßigkeiten im integrierten Verlauf für das Biegemoment auftreten.

Aus den Schubspannungen der Volumenelemente des Betons werden in vertikalen Schnitten die Querkraftbeanspruchungen integriert. Die so berechneten Verläufe unterliegen einem gewissen numerischen Rauschen, werden jedoch nicht geglättet. Zudem resultieren aus dem als Polygonzug modellierten Spannglied geringe Umlenkkräfte in den Knotenpunkten, welche sich im leicht sägezahnartigen Verlauf der integrierten Querkraftlinie widerspiegeln.

(3) Darstellung plastischer Betondehnungen (Rissbilder)

Die im Folgenden gezeigten plastischen Betondehnungen (folgend auch vereinfacht als verschmierte „Rissbilder“ bezeichnet) zeigen die Verformungen in der Ansichtsfläche des Balkens (also nicht z.B. im Balkenlängsschnitt). So besteht eine gute Vergleichbarkeit mit den im Versuch beobachteten Rissbildern.

5.4.2 Zum Ansatz des Viskositätsparameters

Der Viskositätsparameter dient der Stabilisierung der Konvergenz der numerischen Analyse. Der Parameter repräsentiert keine physikalische Größe, ist jedoch als Modellparameter für die Simulationsergebnisse von großer Bedeutung. Grundsätzlich sollte der Viskositätsparameter zur wirklichkeitsnahen Simulation so klein wie möglich angesetzt werden. Wird der Parameter jedoch zu klein gewählt erfolgt der Abbruch der Analyse unter Umständen zu früh, sodass Traglasten unterschätzt werden. Der Viskositätsparameter wurde daher über eine Parameterstudie zur Simulation des Tragverhaltens des Versuchsträgers DLT 1 kalibriert. Dazu wurden identische Simulationen mit variierenden Werten für den Viskositätsparameter μ durchgeführt (Tabelle 5-2). Experimentell wurde für den nicht querkraftverstärkten Versuchsträger DLT 1 eine Traglast von ca. 1740 kN (Pressenlast) ermittelt. Diese Traglast wird numerisch und auf der sicheren Seite liegend gut abgebildet, wenn der Viskositätsparameter wie in der Referenzsimulation DLT 1-A zu $\mu = 5 \cdot 10^{-5}$ angesetzt wird.

Tabelle 5-2: Parameterstudie zum Einfluss des Viskositätsparameters (Referenzsimulation DLT 1-A)

Studie	Viskositätsparameter [-]	Maximale Traglast [kN]	Traglast [-]
DLT 1-V1	$\mu = 5 \cdot 10^{-7}$ (1%)	$F_{u,Sim} = 1485$	$\eta = 86 \%$
DLT 1-V2	$\mu = 5 \cdot 10^{-6}$ (10%)	$F_{u,Sim} = 1596$	$\eta = 94 \%$
DLT 1-A	$\mu = 5 \cdot 10^{-5}$ (100%)	$F_{u,Sim} = 1697$	$\eta = 100 \%$
DLT 1-V4	$\mu = 5 \cdot 10^{-4}$ (1000%)	$F_{u,Sim} = 1934$	$\eta = 114 \%$
DLT 1-V5	$\mu = 5 \cdot 10^{-3}$ (10000%)	$F_{u,Sim} > 2552^*$	$\eta > 150 \%$

* maximale Traglast nicht erreicht, Simulationsrechnung manuell abgebrochen

Bild 5-7 stellt die Traglast (aufnehmbare Pressenlast je Feld) in [%] als Funktion des Viskositätsparameters dar. Die X-Achse ist dabei logarithmisch skaliert. Es zeigt sich sehr deutlich, dass mit größer gewähltem Viskositätsparameter die Traglast überproportional ansteigt. Wird der Viskositätsparameter jedoch zu klein gewählt, resultiert dies in einer Unterschätzung der Systemtragfähigkeit. Bild 5-8 zeigt die Last-Verformungskurven (LVK) der numerischen Simulationsrechnungen. Im Zustand I ist ein Einfluss des Parameters auf das Verformungsverhalten erwartungsgemäß nicht festzustellen, da Konvergenzprobleme hier üblicherweise nicht auftreten. Im Zustand II zeigt sich jedoch, dass mit größer gewähltem Viskositätsparameter die Bauteilsteifigkeit zunehmend überschätzt wird. Zudem ändert sich die Versagensursache der numerischen Simulation von einem Querkraftversagen zu einem Biegeversagen. Dies zeigt das Fließplateau der LVK in Bild 5-8 an. Die bei größer gewähltem Viskositätsparameter μ zunehmend unrealistische Abbildung der Bauteilsteifigkeit im Zustand II erklärt sich anhand der Auswertung der plastischen Betondehnungen im Bruchzustand (Bild 5-9). Je größer μ gewählt wird, desto stärker wird die Rissbildung über die Volumenelemente verschmiert. Der Steifigkeitsabfall infolge Rissbildung wird dadurch unterschätzt. Bei zu kleiner Wahl von μ kommt es jedoch zu starken Lokalisierungseffekten. Das experimentell beobachtete Rissbild wird dann nicht mehr ausreichend genau abgebildet.

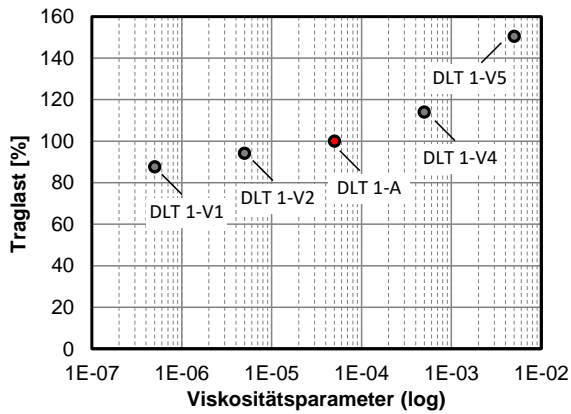


Bild 5-7: Einfluss des Viskositätsparameters auf die Traglast

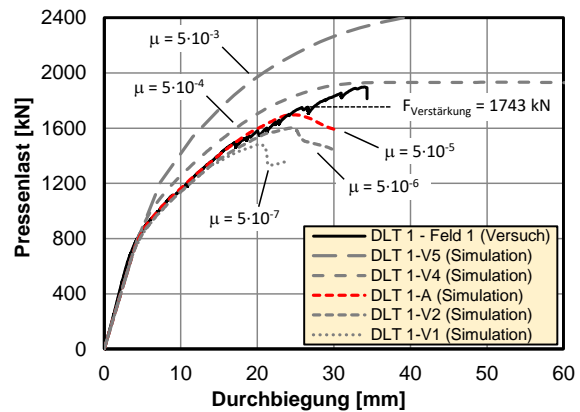


Bild 5-8: Einfluss des Viskositätsparameters auf das Verformungsverhalten in Feld 1 des numerischen Modells

Bild 5-9 zeigt neben den Rissbildern auch die Druckbogenverläufe der numerischen Simulationen im Bruchzustand. Alle Druckbögen stützen sich bei diesem Lastbild mit näherungsweise konstanter Neigung zu der Innenstütze und den Endauflagen hin ab. Der Verlauf des Druckbogens wird im Bruchzustand durch die Wahl des Viskositätsparameters also nur geringfügig beeinflusst. Für alle numerischen Simulationsrechnungen wird der Viskositätsparameter zu $\mu = 5 \cdot 10^{-5}$ gewählt.

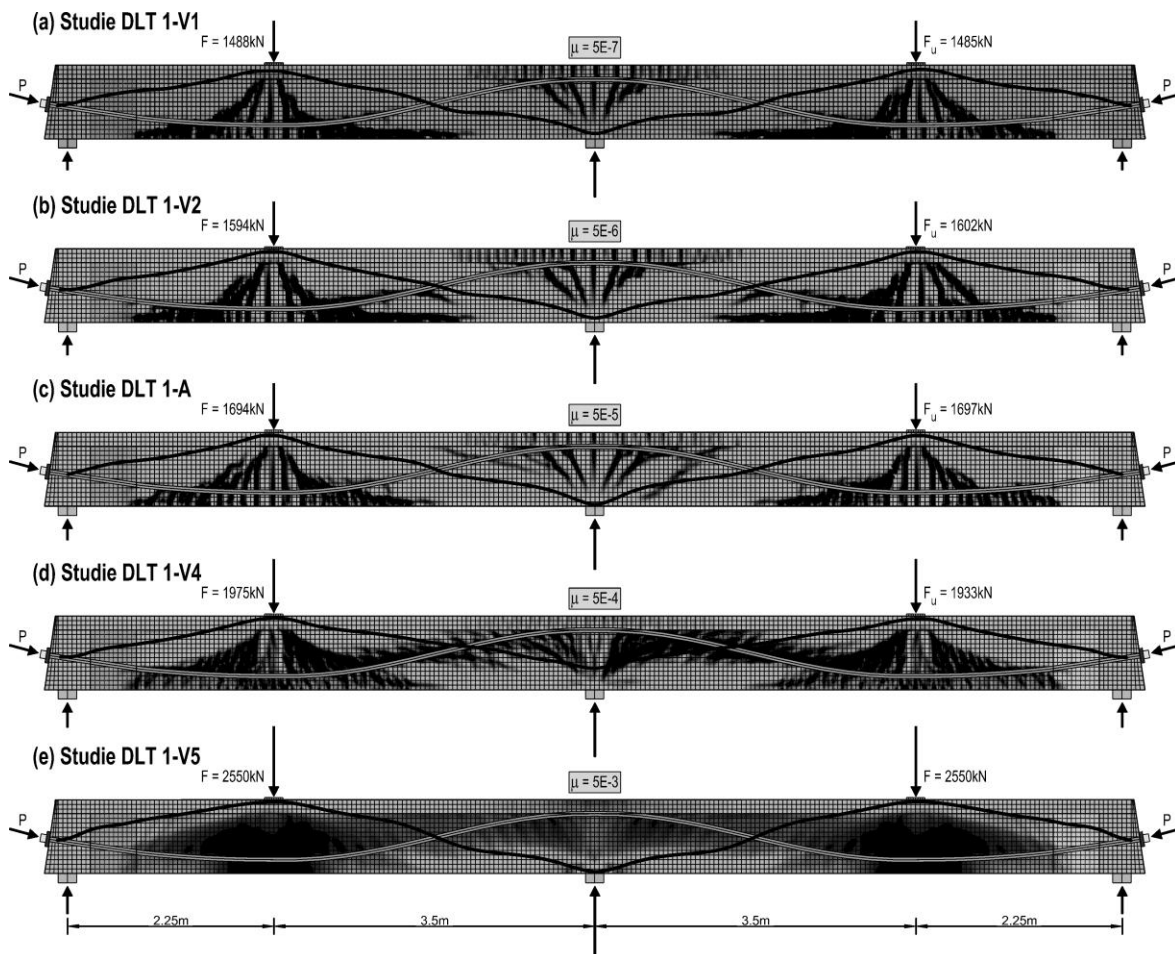


Bild 5-9: Einfluss des Viskositätsparameters auf die plastischen Betondehnungen und den Verlauf des Druckbogens (schwarze Linie) im Bruchzustand

5.4.3 Versuchsträger unter Einzellasten (DLT 1 – DLT 3)

Im folgenden Abschnitt werden die numerischen Simulationsergebnisse der Versuchsbalken DLT 1, DLT 2 und DLT 3 unter Einzellasten vorgestellt. Diese Versuchsträger sind im Hinblick auf die Balkengeometrie und das statische System direkt vergleichbar, obgleich infolge der jeweils individuellen Herstellung die mittleren Beton- und Betonstahlfestigkeiten geringfügigen Streuungen unterliegen (s. Abschnitt 3.4). Die Träger unterscheiden sich jedoch wesentlich durch die Wahl der Querkraftbewehrung (Tabelle 5-3).

Tabelle 5-3: Numerische Simulationen des Tragverhaltes der Versuchsträger DLT 1 – DLT 3

Studie	Kurzbeschreibung	QK-Bewehrung im Regelbereich	Belastung je Feld	Abweichung Sim. zu Exp. ($F_{u,Sim}/F_{u,Exp}$)
DLT 1-A	DLT 1 nicht querkraftverstärkt	Feld 1: Ø8/20 Feld 2: Ø12 bzw. Ø8/20	1 Einzellast	-2,6 % (1697 kN / 1743 kN)
DLT 1-B	DLT 1 querkraftverstärkt	Feld 1: Ø12/20 Feld 2: Ø12/20	1 Einzellast	+2,9% (1944 kN / 1890 kN)
DLT 2-A	DLT 2 nicht querkraftverstärkt	Feld 1: Ø6/20 Feld 2: Ø10/20	1 Einzellast	+4,4 % (1677 kN / 1607 kN)
DLT 2-B	DLT 2 querkraftverstärkt	Feld 1: Ø10/20 Feld 2: Ø10/20	1 Einzellast	-19,8 % (1684 kN / 2100 kN)
DLT 3-A	DLT 3 nicht querkraftverstärkt	Feld 1: Ø6/30 Feld 2: Ø8/20	1 Einzellast	+3,1 % (1650 kN / 1600 kN)
DLT 3-B	DLT 3 querkraftverstärkt	Feld 1: Ø8/20 Feld 2: Ø8/20	1 Einzellast	-5,0 % (1705 kN / 1794 kN)

Eine Übersicht des numerischen Gesamtmodells zeigt Bild 5-2. Jeder der genannten drei Versuchsträger wird im Zuge der Untersuchungen zunächst ohne Berücksichtigung einer Querkraftverstärkung zur Ermittlung der Traglast des schwächer querkraftbewehrten Feldes simuliert, d.h. durch die Modellierung wird der Versuchsträger mit tatsächlicher Geometrie und Bewehrungsführung direkt abgebildet. Im Rahmen einer weiteren Untersuchung wird die externe Querkraftverstärkung derart simuliert, dass die stärkere Querkraftbewehrung (des Feldes 2) eines Balkens auch in den Bereichen modelliert wird, welche im tatsächlichen Versuch schwächer querkraftbewehrt waren (Feld 1). In Bild 5-10 bis Bild 5-12 sind die mittels Versuch ermittelten Last-Durchbiegungskurven (LVK) der Träger DLT 1-3 den jeweils auf Basis der Mittelwerte der Materialfestigkeiten simulierten Last-Durchbiegungskurven gegenübergestellt. Es sind dabei die Kurven jener Felder dargestellt, in denen das Versagen in der numerischen Simulation eintrat. Die Teilbilder (a) zeigen jeweils das Verformungsverhalten der unverstärkten Träger (schwächer bewehrte Felder), die Teilbilder (b) zeigen das Verformungsverhalten der verstärkten Versuchsträger (stärker bewehrte Felder). Die gezeigten Last-Durchbiegungskurven stellen die Durchbiegungen der Balkenunterseite in der Achse der Einzellast der zugehörigen Einzellast (Pressenlast) gegenüber.

Die Steifigkeitsverhältnisse der simulierten Versuchsträger können im ungerissenen Zustand I und gerissenen Zustand II sehr gut angenähert werden. Auch erfolgt der Übergang in den Zustand II aufgrund der passenden Bestimmung der Betonzugfestigkeit (Abschnitt 3.4) und der messtechnisch sehr präzisen Erfassung der Vorspannkkräfte (Abschnitt 3.5.3 und Anhang A1.6) im Rahmen der numerischen

Simulation auf gleichem Lastniveau wie im Versuch. Grundsätzlich zeigt sich, dass sich hier das globale Verformungsverhalten aufgrund einer passenden Kalibrierung des numerischen Modells wirklichkeitsnah abbilden lässt.

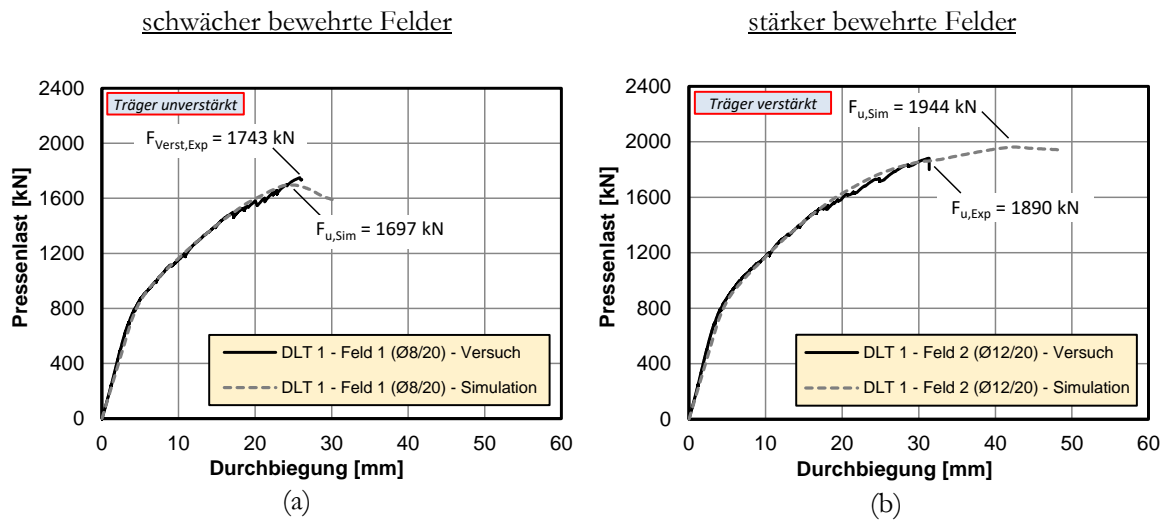


Bild 5-10: Last-Verformungskurve des Versuchsträgers DLT 1 und Gegenüberstellung mit den Ergebnissen numerischer Simulationen: (a) Studie DLT 1-A und (b) DLT 1-B

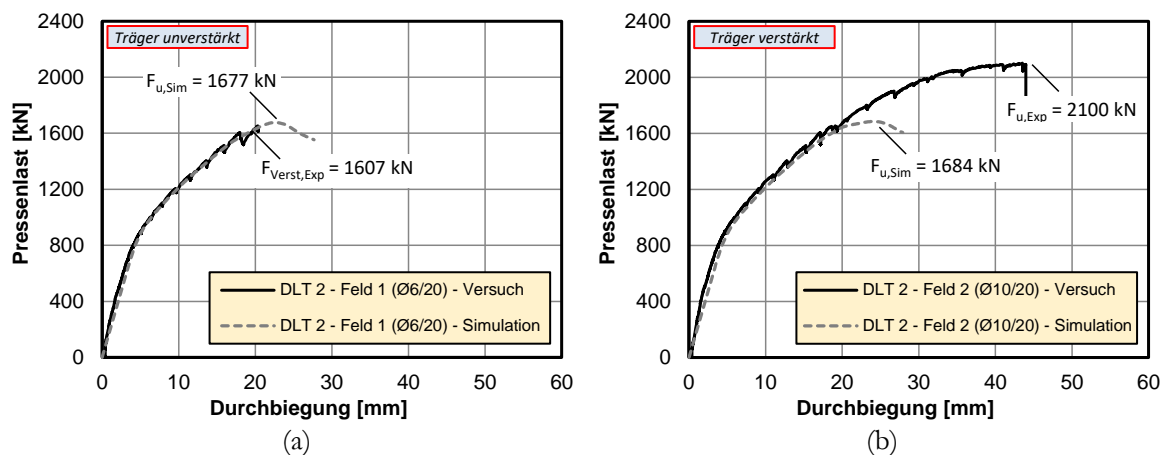


Bild 5-11: Last-Verformungskurve des Versuchsträgers DLT 2 und Gegenüberstellung mit den Ergebnissen numerischer Simulationen: (a) Studie DLT 2-A und (b) DLT 2-B

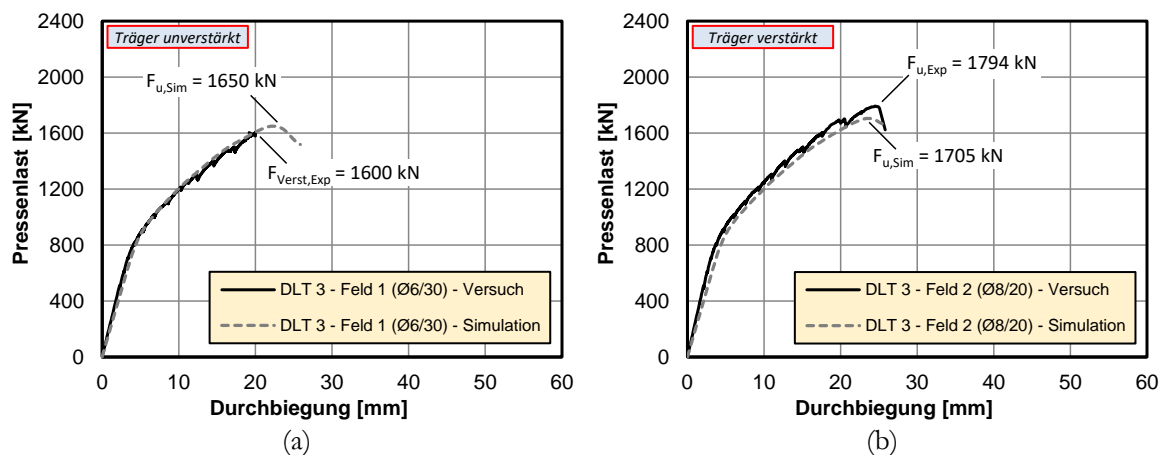


Bild 5-12: Last-Verformungskurve des Versuchsträgers DLT 3 und Gegenüberstellung mit den Ergebnissen numerischer Simulationen: (a) Studie DLT 3-A und (b) DLT 3-B

Ursächlich für das Versagen der Versuchskörper DLT 1 und DLT 3 ist ein Biegeschubversagen an der Lasteinleitung (DLT 1) bzw. an der Innenstütze (DLT 3). Durch das vorzeitige Biegeschubversagen ist es nicht zur Ausbildung eines Fließgelenkmechanismus bei voller Ausnutzung der Biegetragfähigkeit gekommen. Lediglich beim Versuchsträger DLT 2 ($\text{Ø}10/20$, Feld 2) erreicht die Last-Durchbiegungskurve aufgrund des hier relativ hohen Querkraftbewehrungsgrades das Fließplateau, das durch die maximale Biegetragfähigkeit bei duktilem Versagen bestimmt wird.

Im Zuge der experimentellen und numerischen Untersuchungen stellten sich i.d.R. Biegeschubrisse als kritisch heraus. Reine Schubrisse, also Risse, welche nicht aus Biegerissen hervorgingen, waren mit Blick auf den Versagensmechanismus nie kritisch. Das Gleichgewicht eines kritischen schrägen Biegeschubrisses im Bruchzustand wird letztlich (maßgeblich) über alle den Riss kreuzenden Bewehrungselemente (Querkraftbewehrung, Längsbewehrung, Spannglied) sichergestellt (Bild 3-20). Bei ansteigenden Querkraftbewehrungsgraden zeigt sich erwartungsgemäß, dass die Biegebewehrung hinsichtlich der Systemtragfähigkeit zunehmend versagensrelevant wird (siehe analog Schubtal nach *Kani*, s. Abschnitt 2.2.4).

Am Beispiel der Studien DLT 1-A und DLT 1-B wird deutlich, dass auch im Zuge der numerischen Simulation der Querkraftbewehrungsgrad einen Einfluss auf das Systemtragverhalten hat. Durch die Variation der Querkraftbewehrung von $\text{Ø}8/20$ zu $\text{Ø}12/20$ wurde die Systemtraglast des numerischen Modells um ca. 15% gesteigert. Zudem zeigt sich ein Wechsel des Versagensmechanismus von einem Biegeschubversagen an der Innenstütze der Studie DLT 1-A zu einem Biegeversagen im Bereich der Lasteinleitungen der Studie DLT 1-B. Die Simulation liefert insgesamt sehr zufriedenstellende und plausible Ergebnisse.

Auffällig ist jedoch, dass die vorhandene Querkraftbewehrung im Zuge der numerischen Simulation DLT 2-B nur einen sehr geringen Einfluss auf die Steigerung der Systemtraglast hat. Das am Versuchsträger DLT 2 im Rahmen des Versuches beobachtete horizontale Plateau der Last-Verformungskurve konnte daher im Rahmen der zugehörigen Simulation (Studie DLT 2-B) nicht zutreffend reproduziert werden. Die Variation der Querkraftbewehrung von Bügel $\text{Ø}6/20$ (DLT 2, Feld 1) zu Bügeln $\text{Ø}10/20$ (DLT 2, Feld 2) entspricht rechnerisch näherungsweise einer Erhöhung des Bügeltrageanteils aus der Fachwerkwirkung um ca. 275%. Die Systemtragfähigkeit erhöhte sich im Zuge der numerischen Simulationen jedoch nur marginal. Dieses Ergebnis zeigt an, dass eine Umlagerung der inneren Kräfte in ein fachwerkartiges Tragsystem im Rahmen *dieser* Modellierung nicht in diesem Maße erfolgt. Da die Erhöhung der Querkraftbewehrung, anders als im Versuch, im Zuge der Simulation nicht in einem veränderten Versagensmechanismus resultiert, kann die Systemtraglast des numerischen Modells nicht nennenswert gesteigert werden. Die naheliegende Vermutung, dass die Unterschätzung der Systemtraglast auf modellierungsbedingte Vereinfachungen der Querkraftbewehrung (Fachwerkstäbe) und des Verbundes zwischen Betonstahl und Beton (starrer Verbund) zurückzuführen ist, ist hier in Frage zu stellen, da die deutliche Erhöhung der Querkraftbewehrung bei ähnlicher Modellierung im Rahmen der Studie DLT 1-B zu sehr zufriedenstellenden Ergebnissen geführt hat.

Letztlich wird durch die Studie 2-B aufgezeigt, wie empfindlich numerische Simulationsrechnungen auf gering veränderte Randbedingungen reagieren können und unterstreicht so die Wichtigkeit der Plausibilitätskontrolle von Ergebnissen umfangreicher, komplexer numerischer Simulationen.

In Tabelle 5-3 sind die numerisch ermittelten Systemtraglasten (Last je Presse) den experimentell ermittelten gegenübergestellt. Die auf Basis der Simulationen ermittelten Systemtraglasten der nicht querkraftverstärkten Träger liegen im Mittel +1,6% über den Lasten, bei denen im Versuch eine zusätzliche Querkraftbewehrung eingebaut wurde. Es ist jedoch davon auszugehen, dass im Versuch noch geringfügige Laststeigerungen möglich gewesen wären. Daher ist es wahrscheinlich, dass die numerischen Bruchlasten die tatsächlichen geringfügig unterschreiten. Die experimentell bestimmten Bruchlasten der drei genannten Versuchsträger werden im Rahmen der Simulationen im Mittel um -7,3% unterschätzt. Die nichtlinearen numerischen Simulationen können somit insgesamt die tatsächlichen Systemtraglasten gut und auf der sicheren Seite liegend abbilden.

Die Traglasten auf Basis der numerischen Simulationen der Versuche unter Einzellasten sind zusammenfassend in Bild 5-13 dargestellt. Es zeigt sich insgesamt, dass die simulierte Systemtragfähigkeit hier nur in relativ geringem Maße abhängig von dem Querkraftbewehrungsgrad ist. Diese Tendenz ließ sich im Zuge der experimentellen Untersuchungen nicht derartig stark beobachten (Bild 3-25).

In Bild 5-13 ist händisch (unter Nichtberücksichtigung des Simulationsergebnisses der Studie DLT 2-B) eine Regressionsgerade dargestellt. Die Extrapolation dieser Regressionsgeraden bis zur Ordinatenachse lässt vermuten, dass die Spannbetonträger auch ohne Querkraftbewehrung eine signifikante Traglast aufweisen. Dennoch ist zur Sicherstellung eines tendenziell duktilen Bauteilversagens baupraktisch immer eine Mindestquerkraftbewehrung vorzusehen. *Hegger* [58] schätzte auf Basis experimenteller Untersuchungen ab, dass ein duktiler Versagen zu erwarten ist, sofern mindestens 50% der erforderlichen Mindestquerkraftbewehrung vorhanden sind.

Das ausgeprägte horizontale Plateau der Last-Verformungskurve zur Simulation DLT 1-B (Bild 5-10 (b)) zeigt an, dass hier ab einem bezogenen geometrischen Querkraftbewehrungsgrad von ca. $2,3 \cdot \rho_{w,min}$ die Biegebewehrung für das Systemversagen maßgebend wird. Daher wurden in Bild 5-13 die Bereiche „Q“ und „B“ festgelegt. Liegt der bezogene geometrische Querkraftbewehrungsgrad innerhalb des Bereiches Q ist bei den hier simulierten Versuchsträgern die Querkraftbewehrung für das Systemversagen von dominierender Bedeutung. Falls sich der bezogene geometrische Querkraftbewehrungsgrad jedoch innerhalb des Bereiches B befindet, so zeichnet maßgeblich die Biegebewehrung bzw. die Biegetragfähigkeit verantwortlich für das Systemversagen.

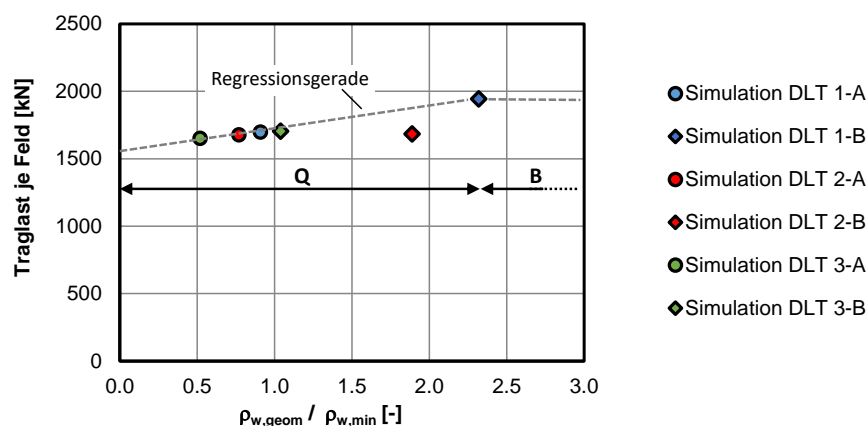


Bild 5-13: Einfluss des Querkraftbewehrungsgrades auf das Systemtragverhalten und die Traglast

Detaillierte Betrachtung des Systemtragverhaltens am Beispiel des Versuchsträgers DLT 1

Zur Beurteilung der Qualität der numerischen Simulationsergebnisse im Hinblick auf ihre Wirklichkeitsnähe ist eine umfangreiche Plausibilitätskontrolle der Ergebnisse erforderlich. Stellvertretend für alle Versuchsträger, welche durch Einzellasten beansprucht wurden, wird im Folgenden eine detaillierte Ergebnisauswertung der Studie DLT 1-A geliefert. Dabei wird das lastabhängige Systemtragverhalten für die in Tabelle 5-4 aufgeführten Einwirkungskombinationen untersucht. In Anhang A2.1 werden zusätzliche, umfangreiche Ergebnisdarstellungen zum Verständnis des Systemtragverhaltens und der Plausibilitätsprüfung dargestellt. Im Fokus der folgenden Untersuchungen stehen die lastabhängigen Druckbogenverläufe und zugehörigen Querkrafttraganteile infolge der Druckbogenwirkung und infolge der Zugkraft des geneigten Spannglieds.

Tabelle 5-4: Untersuchte Laststufen der numerischen Simulation DLT1-A

Studie	Einwirkungen*	Einzellast	Anhang
DLT 1-A	$1,0 \cdot G$	-	A 2.1.1
	$1,0 \cdot G + 1,0 \cdot P$	-	A 2.1.2
	$1,0 \cdot G + 1,0 \cdot P + 0,32 \cdot F_{u,Sim}$	$F = 546 \text{ kN (32\%)}$	A 2.1.3
	$1,0 \cdot G + 1,0 \cdot P + 0,47 \cdot F_{u,Sim}$	$F = 802 \text{ kN (47\%)}$	A 2.1.4
	$1,0 \cdot G + 1,0 \cdot P + 0,59 \cdot F_{u,Sim}$	$F = 1001 \text{ kN (59\%)}$	A 2.1.5
	$1,0 \cdot G + 1,0 \cdot P + 0,71 \cdot F_{u,Sim}$	$F = 1199 \text{ kN (71\%)}$	A 2.1.6
	$1,0 \cdot G + 1,0 \cdot P + 0,83 \cdot F_{u,Sim}$	$F = 1401 \text{ kN (83\%)}$	A 2.1.7
	$1,0 \cdot G + 1,0 \cdot P + 1,00 \cdot F_{u,Sim}$	$F = 1697 \text{ kN (100\%)}$	A 2.1.8
	$1,0 \cdot G + 1,0 \cdot P + 1,00 \cdot F_{u,Sim}$ (Nachbruch)	$F = 1650 \text{ kN (97\%)}$	A 2.1.9

*G = Eigengewicht, P = Vorspannung, F = Einzellast

Bild 5-14 (a) zeigt den Druckbogenverlauf des nicht vorgespannten Versuchsträgers DLT 1 infolge Eigengewicht. Dieser verläuft im Zustand I unter reiner Biegebeanspruchung erwartungsgemäß über große Bereiche ausschließlich horizontal. Ein Querkrafttraganteil V_{cc} als Resultat eines geneigten Druckbogenverlaufes lässt sich hier lediglich in drei kurzen Bereichen ansetzen (Bild 5-14 (b)):

- Im Bereich des Momentennulldurchgangs ändert der Bogen infolge des Umschlagens der Druckzone mit großer Neigung quasi sprunghaft seine Richtung (Anhang Bild A 2-2 (c)). Dadurch resultiert ein Querkrafttraganteil, welcher jedoch aufgrund der in diesem Bereich sehr geringen Druckbogenkraft (horizontale Betondruckkraft, s. Anhang Bild A 2-2 (b)) gering ausfällt.
- Im Bereich der Endauflager wandert der Druckbogen aus der Platte (des Plattenbalkens) herab und stützt sich zu den Auflagern ab. Auch in diesem Bereich fällt der Querkrafttraganteil sehr gering aus, da die Druckbogenkraft infolge des zum Auflager abfallenden Moments gering ist.
- Im Bereich der Innenstütze stützt sich der Dogen mit geringer Neigung zum Auflager ab. Die Druckbogenkraft ist an dieser Stelle maximal, jedoch resultieren auch hier lediglich geringe Querkrafttraganteile aus der Druckbogenwirkung.

Die Querkrafttragfähigkeit des Balkens im Zustand I wird unter der vorliegenden Beanspruchung über die Zugfestigkeit des ungerissenen Betons gewährleistet.

Bild 5-15 (a) zeigt den Druckbogenverlauf des vorgespannten Versuchsträgers. Aus der statisch unbestimmten Wirkung resultiert eine Reduktion der Auflagerkraft an der Innenstütze um ca. 30,5 kN, welche als zusätzliche Auflagerkraft zu gleichen Anteilen die beiden Endauflagerkräfte vergrößert.

Die Schnittgrößen aus dem Konstruktionseigengewicht stellen hier gegenüber den Schnittgrößen infolge Vorspannwirkung eine deutlich untergeordnete Beanspruchung dar. Dies wird dadurch deutlich, dass der Druckbogen stark affin zum Verlauf des geneigten Spanngliedes läuft. Ein derartiger Verlauf des Druckbogens aus der Vorspannwirkung wurde (am Versuchsträger DLT 4) auch auf Basis messtechnisch gewonnener Versuchsergebnisse ermittelt (Anhang Bild A 1-103 (a)). Bei realen Betonbrücken wird sich ein Druckbogenverlauf, wie in Bild 5-15 dargestellt, jedoch nicht einstellen, da das Konstruktionseigengewicht stets die dominierende Beanspruchung darstellt und eine derartig starke Vorspannung nicht aus dem Dekompressionsnachweis resultiert, wenn nicht sogar infolge der hohen Vorspannung risserzeugende Zugspannungen am gegenüberliegenden Querschnittsrand entstehen.

Der Druckbogen in Bild 5-15 bildet die Stützlinie für die Beanspruchungen aus Vorspannwirkung und Eigengewicht. Die Querkraftbeanspruchung infolge Vorspannwirkung wird dabei vorwiegend über den Querkrafttraganteil V_{cc} als Resultat der Druckbogenwirkung ins Gleichgewicht gesetzt (Bild 5-15 (b)).

Bild 5-16 (a) zeigt den Druckbogenverlauf des vorgespannten Balkens, welcher durch zwei Einzellasten von je 546 kN ($\hat{=} 0,32 \cdot F_{u,Sim}$) belastet wird. Eine Rissbildung des Betons ist noch nicht gegeben.

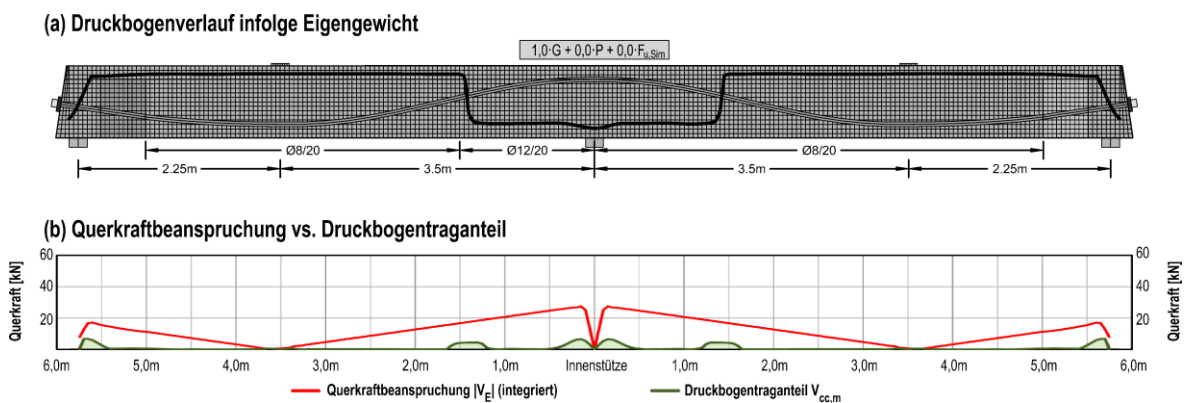


Bild 5-14: Träger DLT 1 – Studie DLT 1-A, Beanspruchung infolge $1,0 \cdot G + 0,0 \cdot P + 0,0 \cdot F_{u,Sim}$

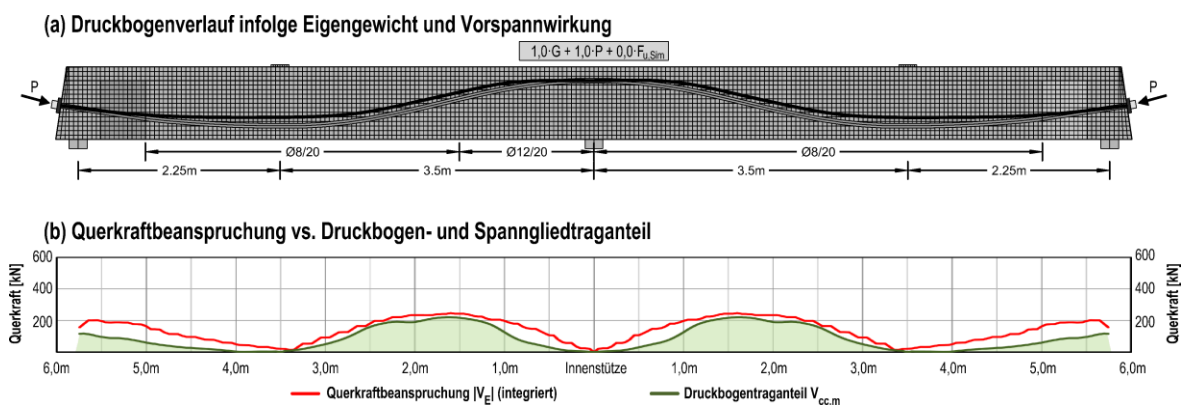


Bild 5-15: Träger DLT 1 – Studie DLT 1-A, Beanspruchung infolge $1,0 \cdot G + 1,0 \cdot P + 0,0 \cdot F_{u,Sim}$

Der Druckbogen stützt sich mit näherungsweise konstanter Steigung von den Einzellasten zu den Auflagern (bzw. Spanngliedankern) hin ab. Die resultierende horizontale Druckkraft (im Folgenden auch Druckbogenkraft genannt) verändert sich längs des Balkens nur geringfügig (Anhang Bild A 2-6 (b)). Im Bereich nahe der Einzellasten und der Innenstütze nimmt die Steigung des Bogens zu (Anhang Bild A 2-6 (c)), wodurch in diesen Bereichen ein Anstieg des Querkrafttraganteils V_{cc} resultiert (Bild 5-16 (b)).

Analog zur Bestimmung eines Querkrafttraganteils V_{cc} infolge Druckbogenwirkung lässt sich ein Querkrafttraganteil V_p ($\hat{=} V_{p,dir}$) aus der Zugkraft der geneigten Spannglieder bestimmen. Dabei ist V_p abhängig von der Größe der Spanngliedzugkraft und der Neigung des Spanngliedes. Der Spanngliedtraganteil V_p ist in Bild 5-16 (b) dargestellt. Zu den Einzellasten und der Innenstütze reduziert sich V_p bis auf den Wert Null, da die Steigung des Spanngliedes dort bis auf den Wert Null abfällt. Im Bereich zwischen den Einzellasten und zu den Endauflagern hingegen ist ein erheblicher Traganteil V_p gegeben (s. auch Anhang Bild A 2-6 (e)). Die Querkrafttraganteile V_{cc} und V_p zusammen können über die komplette Balkenlänge, abgesehen von den lastbedingten Diskontinuitätsbereichen, die einwirkende Querkraftbeanspruchung V_E vollständig ins Gleichgewicht setzen.

Unter der gegebenen Belastung treten am gezogenen Querschnittsrand im Bereich der Innenstütze Zugspannungen von 0,6-0,8 MPa und im Bereich der Lasteinleitungen Zugspannungen von 2,4-2,5 MPa auf (Zugspannungen über die Breite des 3d-Modells gemittelt). Der Zustand der Dekompression der Querschnitte liegt bereichsweise vor. Die qualitative Verteilung der Zugspannung kann Bild 5-17 entnommen werden (Graphik im Rahmen des Postprocessings erstellt). Die gegebene Belastung entspricht näherungsweise dem Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit einer Spannbetonbrücke, bei der die Dekompression über die Begrenzung der Randzugspannungen rechnerisch ausgeschlossen wird. Dies lässt den naheliegenden Schluss zu, dass auch die Querkrafttragfähigkeit von Spannbetonbrücken im GZG weitestgehend über die Summe der Querkrafttraganteile V_{cc} und V_p sichergestellt werden kann.

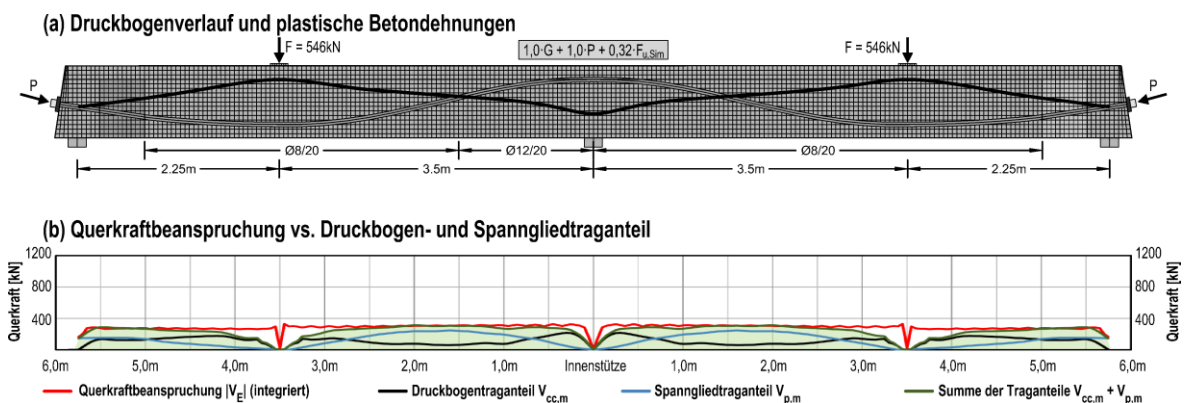


Bild 5-16: Träger DLT 1 – Studie DLT 1-A, Beanspruchung infolge $1,0 \cdot G + 1,0 \cdot P + 0,32 \cdot F_{u,Sim}$

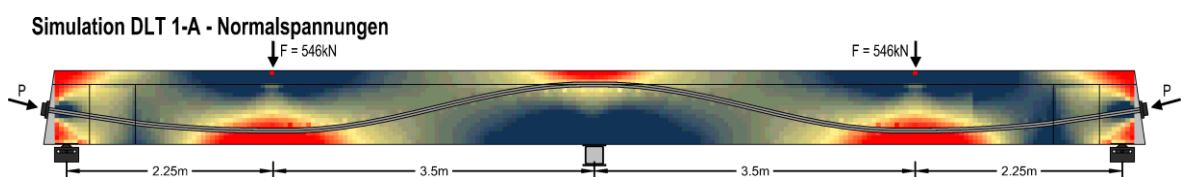


Bild 5-17: Träger DLT 1 – Studie DLT 1-A, Beanspruchung infolge $1,0 \cdot G + 1,0 \cdot P + 0,32 \cdot F_{u,Sim}$
Qualitative Darstellung der Normalspannungen (rot: $\sigma > 0$, gelb: $\sigma \leq 0$, blau: $\sigma \ll 0$)

Der Druckbogenverlauf für die Laststufe 802 kN ist in Bild 5-18 (a) dargestellt. Im Bereich der Einzellasten ist nun eine erste Biegerissbildung festzustellen, wie sie auch im Versuch unter vergleichbarer Belastung beobachtet wurde. Der Druckbogen verläuft nun in den Feldbereichen deutlich gekrümmt. Die Querkrafttragfähigkeit wird in weiten Bereichen noch immer fast ausschließlich über die Querkrafttraganteile V_{cc} und V_p gewährleistet.

In den lastbedingten Diskontinuitätsbereichen wird die Querkrafttragfähigkeit jedoch nur noch teilweise durch die genannten Querkrafttraganteile gewährleistet. Im ungerissenen Bereich der Innenstütze überschreiten die Hauptzugspannungen noch nicht den Wert der Betonzugfestigkeit, sodass hier die Querkrafttragfähigkeit auch über die Zugspannungen im Beton erreicht wird.

In Bild A 2-8 (d) des Anhangs ist deutlich ein Anstieg der Spanngliedkraft im Bereich der Einzellasten zu erkennen. Dieser resultiert jedoch nur in einem marginalen Anstieg des Spanngliedtraganteils V_p , da die Spanngliedneigung im Bereich der Lasteinleitung gering bzw. Null ist.

Im Bereich der Lasteinleitungen hingegen überschreiten die Hauptzugspannungen bereichsweise die Zugfestigkeit des Betons. Hier kann die Querkrafttragfähigkeit neben den Querkrafttraganteilen V_{cc} und V_p auch durch die Aktivierung der Bügelbewehrung sichergestellt werden.

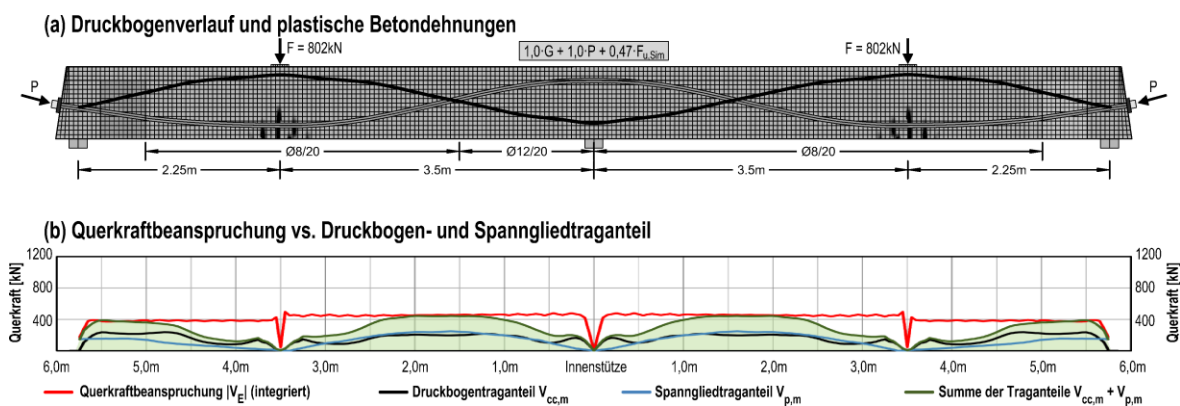


Bild 5-18: Träger DLT 1 – Studie DLT 1-A, Beanspruchung infolge $1,0 \cdot G + 1,0 \cdot P + 0,47 \cdot F_{u,Sim}$

Unter der Laststufe 1001 kN zeigt sich, dass der Druckbogen bereichsweise die Tendenz entwickelt, zunehmend horizontal zu verlaufen (Bild 5-19 (a)). Dieser Effekt tritt z.B. von Lasteinleitung in Richtung Innenstütze oder von Innenstütze in Richtung Lasteinleitung auf. Aus der flacheren Neigung des Druckbogens resultiert dann ein entsprechend geringerer Querkrafttraganteil V_{cc} (Bild 5-19 (b)). Als Folge der bereichsweise flachen Druckbogenneigung muss der Druckbogen im Bereich des Momentennulldurchgangs mit größerer Neigung verlaufen, wodurch in diesem Bereich ein Anstieg des Querkrafttraganteils V_{cc} resultiert (Bild 5-19 (b)). Die im Bereich der Druckbogenumlenkung entstehenden Zugkräfte werden durch den dort ungerissenen Beton aufgenommen. Eine Aktivierung der Querkraftbewehrung infolge Rissbildung erfolgt noch nicht.

Bild 5-20 (a) zeigt den Druckbogenverlauf unter einer Einzelbelastung, welche ca. 71% der Systemtraglast $F_{u,Sim}$ der numerischen Simulation entspricht. Die bereits bei Bild 5-19 (a) zu erkennende Tendenz des Druckbogens, bereichsweise mit geringer Neigung zu verlaufen, wird hier sehr deutlich. Als Konsequenz aus diesem ungleichmäßigen Druckbogenverlauf können rechnerisch nur bereichsweise

(aber dann erhebliche) Querkrafttraganteile infolge der Druckbogenwirkung angesetzt werden. Da jedoch auch unter dieser Laststufe noch große Bereiche ungerissen sind, wird die Querkrafttragfähigkeit bereichsweise neben weiteren Traganteilen noch erheblich durch die Betonzugfestigkeit gewährleistet. Dem Bild A 2-11 (d) des Anhangs ist jedoch zu entnehmen, dass im Bereich der Rissfächer unter den Einzellasten die Bügel nun infolge der Rissbildung aktiviert werden und so einen Anteil der Querkraft abtragen.

Es lässt sich grundsätzlich feststellen, dass unter dieser Laststufe weder eine flächenhaft nennenswerte Aktivierung der Bügel erfolgt (Anhang Bild A 2-11 (d)), noch dass die Längsspannungen des Betonstahls (Anhang Bild A 2-11 (e)) oder die Längsspannungen des Spannstahls (Anhang Bild A 2-12 (d)) die Fließspannung erreichen. Anhand der Beanspruchung der Bewehrungselemente wird die unter der gegebenen Belastung vorhandene Systemtragfähigkeit deutlich.

Unter der Laststufe 1401 kN entspricht der Druckbogenverlauf (Bild 5-21 (a)) in guter Näherung dem Verlauf des Druckbogens unter der Laststufe 1199 kN (Bild 5-20 (a)). Dementsprechend sind die Querkrafttraganteile V_{cc} und V_p qualitativ sehr ähnlich verteilt (Bild 5-21 (b)). Auffällig ist, dass die Biegerissbildung vieler Risse im Randbereich der Rissfächer im Bereich der Lasteinleitungen oder der Innenstütze lediglich bis zum Spannglied vordringt. Im Zuge des Versuches wurde unter vergleichbarer Laststufe hingegen beobachtet, dass die Biegerisse am Spannglied abknicken, jedoch i.d.R. nicht in der Rissfortschreitung verhindert wurden (Anhang Bild A 1-64 (d)).

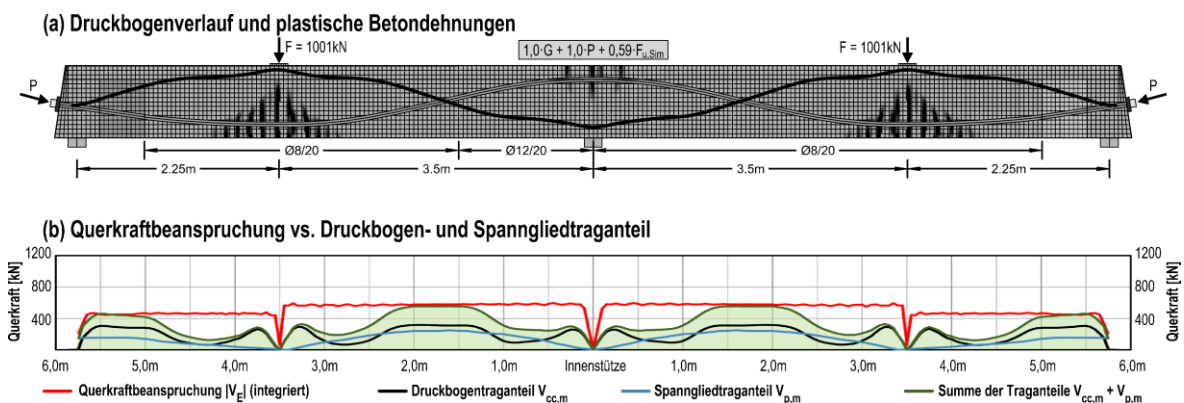


Bild 5-19: Träger DLT 1 – Studie DLT 1-A, Beanspruchung infolge $1,0 \cdot G + 1,0 \cdot P + 0,59 \cdot F_{u,Sim}$

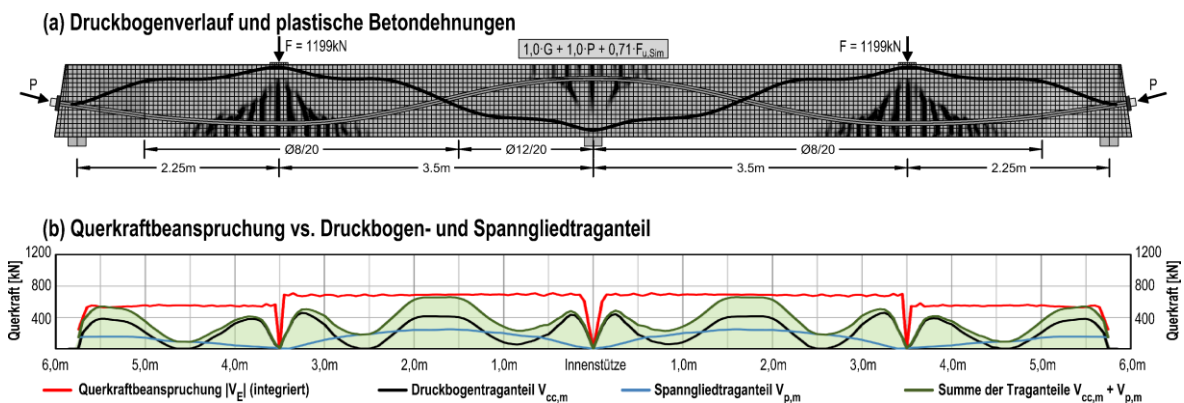


Bild 5-20: Träger DLT 1 – Studie DLT 1-A, Beanspruchung infolge $1,0 \cdot G + 1,0 \cdot P + 0,71 \cdot F_{u,Sim}$

Von besonderem Interesse ist der Verlauf des Druckbogens im Grenzzustand der Tragfähigkeit, da letztlich nur für diesen Grenzfall der Nachweis der Querkrafttragfähigkeit zu erbringen ist. Bild 5-22 (a) zeigt den Verlauf des Druckbogens bei Erreichen der Systemtraglast des numerischen Modells. Der Druckbogen stützt sich im Grenzzustand der Tragfähigkeit unter Einzellasten mit näherungsweise konstanter Neigung zu den Auflagern hin ab. Dieser Verlauf der inneren Kräfte wird auch durch die Darstellung der Hauptdruckspannungstrajektorien im Anhang (Bild A 2-15 (b)) deutlich. Die Unregelmäßigkeiten im Verlauf der Linie für den Querkrafttraganteil V_{cc} (Bild 5-22 (b)) resultieren aus dem Einfluss der Rissbildung im numerischen Modell, woraus lokal geringfügige Druckbogenumlenkungen resultieren. Diese Umlenkungen spiegeln sich entsprechend in dem Querkrafttraganteil V_{cc} wider.

Bild 5-23 (a) zeigt den idealisierten Verlauf eines Druckbogens, der zwischen den Einzellasten und den Auflagern sprengwerkartig verläuft. Bei diesem Verlauf des Druckbogens variiert der Traganteil V_{cc} lediglich in Abhängigkeit von der Größe der resultierenden horizontalen Druckkraft, welche hier der Studie 1-A (Anhang Bild A 2-16 (b)) entnommen wurde. Der Traganteil V_{cc} ist daher im Bereich der größten Biegemomente (Lasteinleitungen, Innenstütze) maximal und fällt dazwischen ab, da das Biegemoment und somit die resultierende horizontale Druckkraft abnehmen. Diese Tendenz ist jedoch auch in Bild 5-22 (b) zu erkennen. Idealisiert kann der Druckbogen für den untersuchten Versuchsträger im GZT also durch ein Sprengwerk mit gerade verlaufenden Druckkräften abgebildet werden.

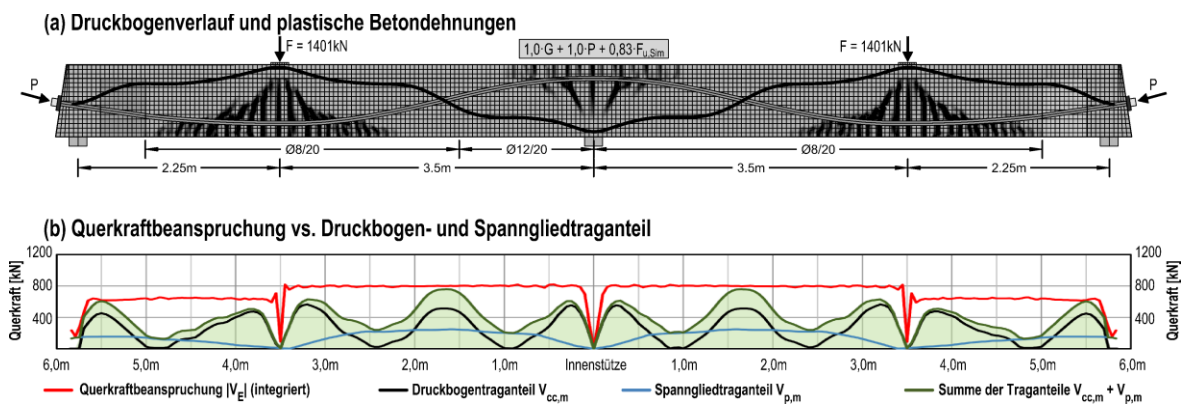


Bild 5-21: Träger DLT 1 – Studie DLT 1-A, Beanspruchung infolge $1,0 \cdot G + 1,0 \cdot P + 0,83 \cdot F_{u,Sim}$

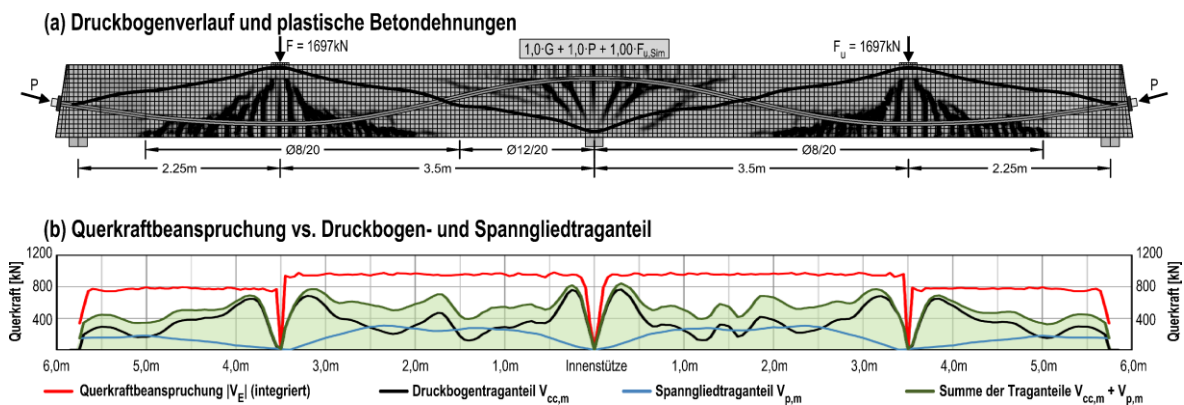


Bild 5-22: Träger DLT 1 – Studie DLT 1-A, Beanspruchung infolge $1,0 \cdot G + 1,0 \cdot P + 1,00 \cdot F_{u,Sim}$

Grundsätzlich lässt sich für den untersuchten Versuchsträger bei Erreichen der numerischen Systemtraglast festhalten: Der Querkrafttraganteil V_{cc} infolge der Druckbogenwirkung im Spannbetonbau stellt einen erheblichen Beitrag zur Gewährleistung des Gleichgewichts dar. V_{cc} deckt dabei als Betontraganteil je nach Position des Nachweisschnittes zwischen ca. 25-75% der Gesamtquerkrafttragfähigkeit ab.

Dem Bild A 2-15 (d) des Anhangs ist qualitativ zu entnehmen, dass die Querkraftbewehrung im GZT bereichsweise erhebliche Spannungen aufweist. Diese überschreiten dabei mitunter die jeweilige Fließspannung im Bewehrungsstahl (Anhang Bild A 3-15 8 (c)). Anhand der Beanspruchung der Querkraftbewehrung lässt sich erkennen, dass unter der vorliegenden Belastung ein nennenswerter Teil der Querkraftbeanspruchung über ein fachwerkartiges Tragsystem abgedeckt wird.

Ursächlich für das Systemversagen der Simulation ist die (Biege-) Schubrissbildung im Balkensteg rechts der Innenstütze (Bild 5-22 (a)). Die Querkraftbewehrung wird in diesem Bereich deutlich über ihre Fließdehnung verformt und kann daher eine fortschreitende Rissbildung nicht wirksam verhindern. Da im Zuge der experimentellen Untersuchungen am Versuchsträger DLT 1 bei vergleichbarer Belastung im Bereich der Innenstütze ein derartiges Tragverhalten beobachtet wurde (Anhang Bild A 1-75 (h)), erfolgte letztlich der Einbau einer externen Querkraftverstärkung (in Feld 1) rechts der Innenstütze.

Bild A 3-15 (e) zeigt die Biegebeanspruchung repräsentativer Betonstäbe an der Ober- und Unterseite des Versuchsträgers. Es wird deutlich, dass die Biegebewehrung im Bereich der Innenstütze sowie unter den Einzellasten bereits ihre jeweilige Streckgrenze erreicht hat. Eine geringe Biegetragfähigkeitsreserve ist jedoch unter dieser Laststufe noch gegeben, da der Spannstahl in den genannten Bereichen noch nicht seine Fließspannung erreicht hat (Anhang Bild A 2-16 (d)). Im Zuge der experimentellen Untersuchungen versagte der Träger schließlich links der Einzellast in Feld 1 (Bild 3-19 (a)). Das Biegeschubversagen in diesem Bereich ist darauf zurückzuführen, dass Längs- und Querkraftbewehrung gemeinsam die Rissöffnung des kritischen Risses nicht wirksam verhindern konnten (Bild 3-20). Dieses Versagen, welches bei der Laststufe 1890 kN einsetzte, deutet sich bereits auch in der Simulation an: Die Stahlspannung der durchlaufenden unteren Längsbewehrung erreicht ihren Maximalwert ca. 2,0 m rechts bzw. links der Innenstütze (Anhang Bild A 3-15 (e)). Dies resultiert daraus, dass dort die Biegezuglage der Felder endet (Bild 3-7 (a)) und die durchlaufende Biegebewehrung folglich eine erhebliche Zusatzbeanspruchung erfährt. Der Ursprung des kritischen Biegeschubrisses liegt an dieser Stelle.

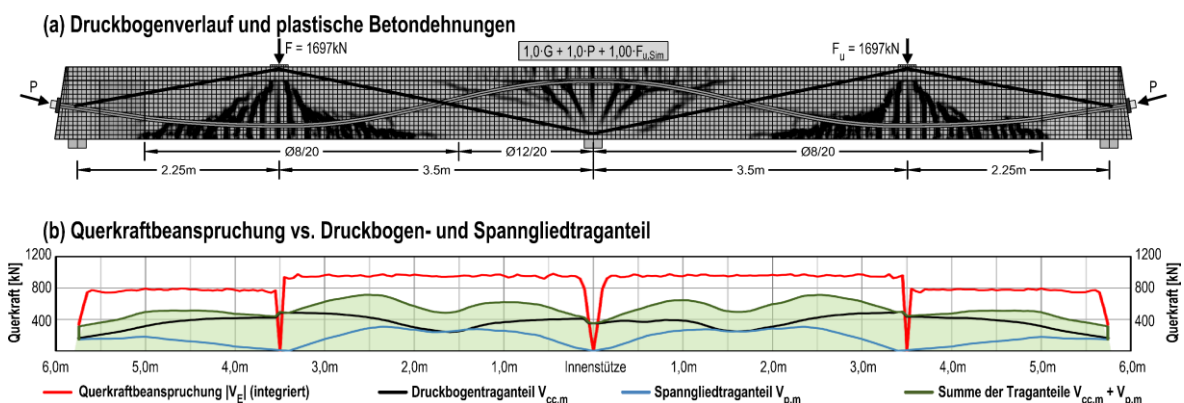


Bild 5-23: Träger DLT 1 – Studie DLT 1-A, Beanspruchung infolge $1,0 \cdot G + 1,0 \cdot P + 1,00 \cdot F_{u,Sim}$, Ansatz eines idealen Sprengwerks für den Druckbogenverlauf zwischen den Einzellasten

Im Rahmen der numerischen Untersuchungen wurden alle Versuchsträger unter Einzellasten weggesteuert belastet. Dies bedeutet den großen Vorteil, dass das Systemversagen anhand der Last-Verformungsbeziehungen unmittelbar zu erkennen ist. Bild 5-24 (a) zeigt den Druckbogenverlauf nach Erreichen der Systemtraglast unter einer Laststufe von 1650 kN. Der kritische (Biege-) Schubriss rechts der Innenstütze ist nun deutlich zu erkennen. Es wird auch deutlich, dass der Druckbogen in der Achse der Innenstütze nun im Vergleich zu vorherigen Laststufen weiter oben im Querschnitt liegt. Dies zeigt an, dass zur Gewährleistung des Gleichgewichts des hoch beanspruchten Stützquerschnitts eine größere Druckzonenhöhe erforderlich ist. Von besonderem Interesse ist hier jedoch die Erkenntnis, dass anhand des Druckbogenverlaufes und der zugehörigen Querkrafttraganteile (Bild 5-24 (b)) das Systemversagen der numerischen Simulation angezeigt wird: Infolge des kritischen Risses wird der Druckbogen rechts der Innenstütze deutlich umgelenkt. Der aus diesem Druckbogenverlauf resultierende Querkrafttraganteil V_{cc} übersteigt nun den Wert der einwirkenden Querkraftbeanspruchung und es liegt kein Gleichgewichtszustand mehr vor.

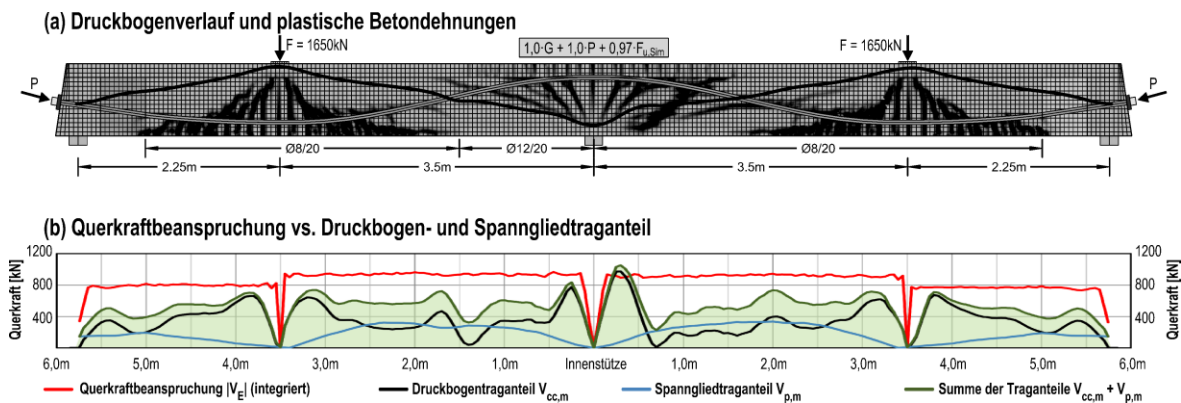


Bild 5-24: Träger DLT 1 – Studie DLT 1-A, Beanspruchung infolge $1,0\cdot G + 1,0\cdot P + 0,97\cdot F_{u,Sim}$ nach Erreichen der Systemtraglast (Nachbruch)

Bild 5-25 zeigt zusammenfassend die lastabhängige Evolution des Druckbogenverlaufes. Die Betrachtung des Systemtragverhaltens am Beispiel des Versuchsträgers DLT 1 lässt zusammenfassend folgende Aussagen zu:

- Der Querkrafttraganteil V_p steigt bis zum Erreichen der Systemtraglast nur moderat (ca. 25%) und in kurzen Bereichen an. Zwar resultiert ein Spannkraftanstieg aus den ansteigenden Einwirkungen, dieser tritt hier jedoch überwiegend in Balkenbereichen mit geringer oder ohne Spanngliedneigung auf und bewirkt so lediglich einen geringen Anstieg von V_p .
- Der Querkrafttraganteil V_{cc} resultiert aus der Druckbogenwirkung und ist stark beanspruchungsabhängig. Im Grenzzustand der Tragfähigkeit deckt V_{cc} je nach Position des Nachweisschnittes bis zu 75% der Querkraftbeanspruchung ab.
- Der Druckbogenverlauf ist stark lastabhängig und lässt sich anhand der numerischen Simulationsergebnisse des vorgespannten Versuchsträgers DLT 1 in drei wesentliche Phasen einteilen:
 - (1) Dekompression bzw. Biegerissbildung: $F < \text{ca. } 0,5\cdot F_{u,Sim}$
 - sprengwerkartiger bis bogenförmiger Druckbogenverlauf (Bild 5-25, Einzellasten 546 kN – 802 kN)

- Querkrafttraganteile V_p und V_{cc} decken die einwirkende Querkraft über große Bereiche vollumfänglich ab
- (2) Ausgeprägte Biege(schub)rissbildung: $0,5 \cdot F_{u,Sim} < F < 0,95 \cdot F_{u,Sim}$
 - Druckbogenverlauf mit mehrfachen Umlenkungen
(Bild 5-25, Einzellasten 1001 kN – 1061 kN)
 - Querkrafttraganteile V_p und V_{cc} decken die einwirkende Querkraft über kurze Bereiche vollumfänglich ab, bereichsweise ist zusätzlich ein Fachwerktraganteil V_{RS} wirksam
- (3) Grenzzustand der Tragfähigkeit: $0,95 \cdot F_{u,Sim} < F < 1,00 \cdot F_{u,Sim}$
 - sprengwerkartiger Druckbogenverlauf (Bild 5-25, Einzellast 1697 kN)
 - Querkraftbeanspruchung wird zu großem Anteil über Traganteile V_p und V_{cc} abgedeckt, zusätzlich ist ein Fachwerktraganteil V_{RS} wirksam

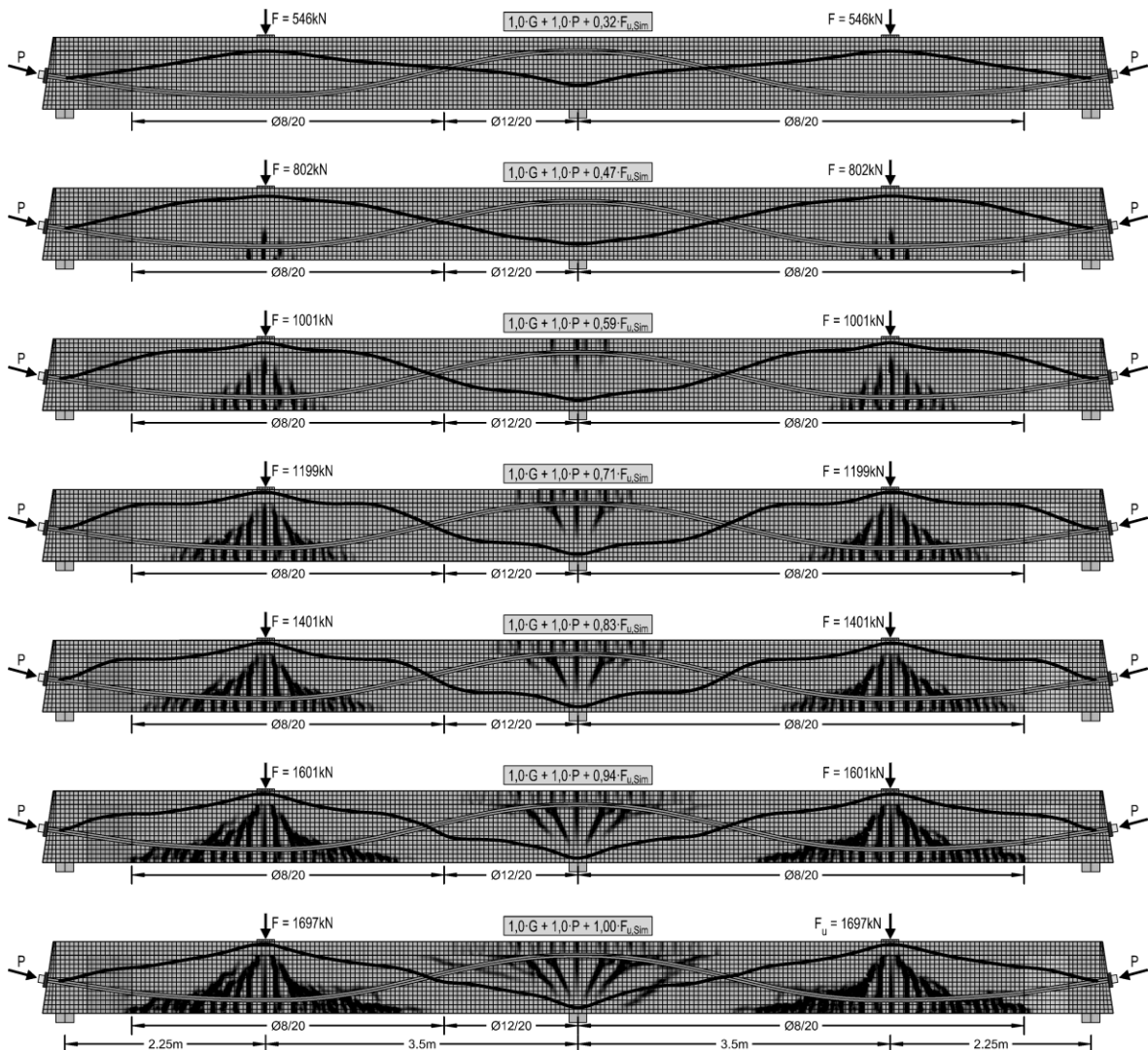


Bild 5-25: Evolution des Druckbogenverlaufs unter ansteigenden Einzellasten am Beispiel des Versuchsträgers DLT 1

Gegenüberstellung der Simulationsergebnisse der Träger DLT 1 – DLT 3 im GZT

Bild 5-26 zeigt die Druckbogenverläufe der simulierten Versuchsträger DLT 1 – DLT 3 (Tabelle 5-3) im Bruchzustand. Sämtliche Druckbögen stützen sich im Belastungszustand näherungsweise sprengwerkartig von den Einzellasten zu den Auflagern hin ab. Damit bildet sich im Grenzzustand der Tragfähigkeit bei allen Versuchsträgern unter Einzellasten ein ähnlicher Tragmechanismus mit vergleichbaren Querkrafttraganteilen V_{cc} und V_p aus.

Das anhand der Studie DLT 1-A beschriebene Tragverhalten zeigt sich gleichermaßen bei allen in Tabelle 5-3 aufgeführten Simulationen. Daher werden die lastabhängigen Rissbilder, Trajektorienverläufe, Stahldehnungen und Querkrafttraganteile der Simulationsrechnungen zu Versuchsträger DLT 2 und DLT 3 nicht analog zu Anhang A2.1 zusätzlich dargestellt und beschrieben.

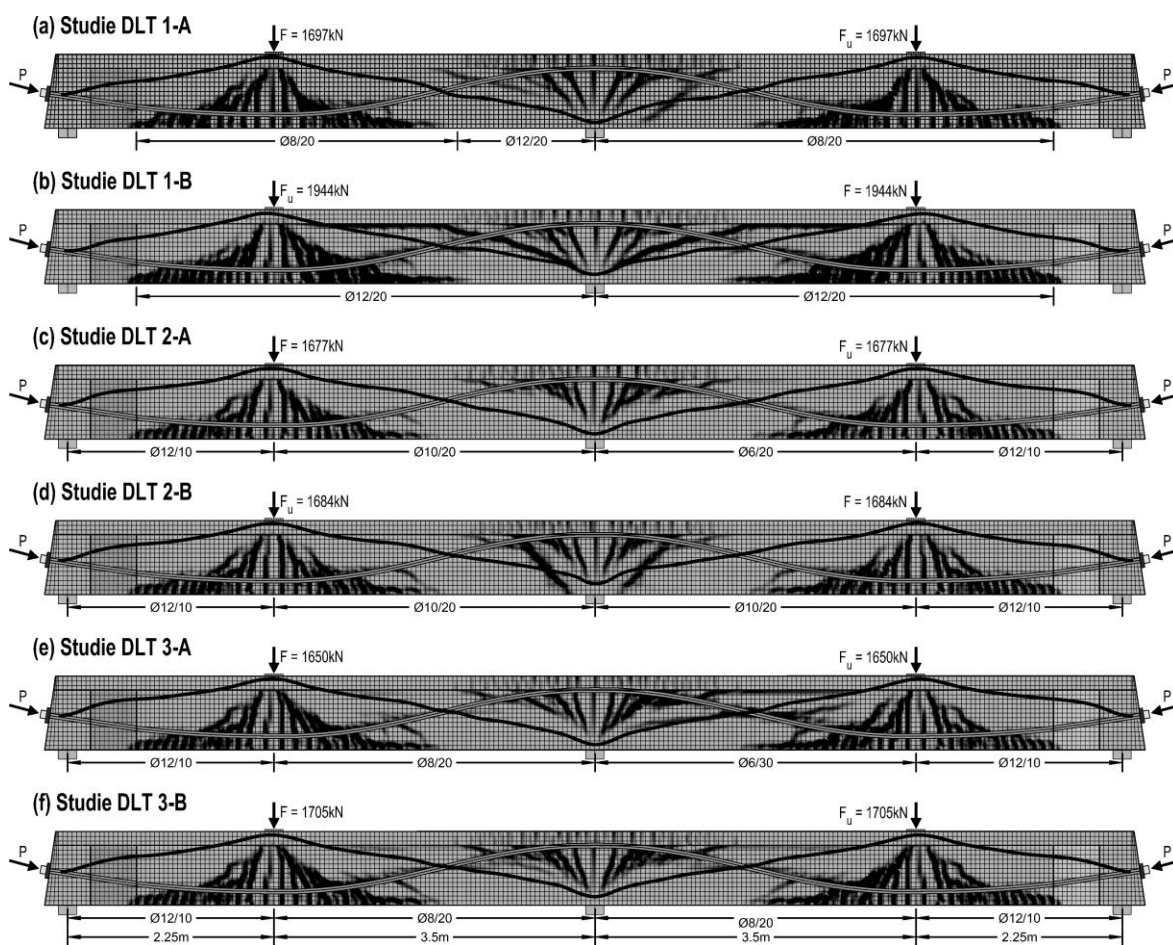


Bild 5-26: Druckbogenverläufe der simulierten Versuchsträger DLT 1 – DLT 3 im Bruchzustand unter Einzellasten

5.4.4 Versuchsträger unter Streckenlast (DLT 4)

Nachfolgend werden die numerischen Simulationsergebnisse des Versuchsträgers DLT 4 unter Streckenlasten (11 Einzellasten je Feld) vorgestellt. Eine Übersicht des numerischen Gesamtmodells zeigt Bild 5-27. Die grünen Elemente kennzeichnen auch hier Balkenbereiche mit linear elastischem Materialgesetz (vgl. Abschnitt 5.2.5). Die Belastung wird auf diskrete Lasteinleitungsplatten kraftgesteuert aufgebracht. Auch dieser Versuchsträger wird im Zuge der Untersuchungen zunächst ohne Berücksichtigung einer Querkraftverstärkung zur Ermittlung der Traglast des schwächer bewehrten Systems simuliert. Im Rahmen einer weiteren Untersuchung wird anschließend die externe Querkraftverstärkung im schwächer bewehrten Feld durch eine passende Variation der Querkraftbewehrung abgebildet, um das stärker bewehrte Feld zu simulieren (vgl. Abschnitt 5.4.3). Tabelle 5-5 zeigt die wesentlichen Merkmale der numerischen Simulationsrechnungen.

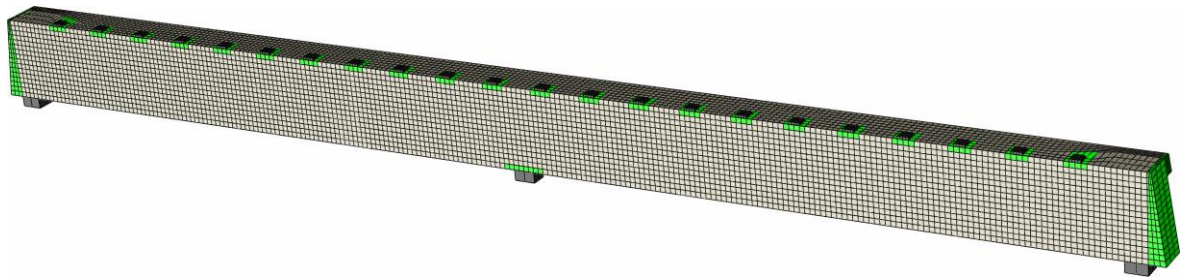


Bild 5-27: Numerisches Gesamtmodell des Versuchsträgers DLT 4 und Bereiche mit linear elastischem Materialverhalten (grün)

Tabelle 5-5: Numerische Simulation des Tragverhaltens des Versuchsträgers DLT 4

Studie	Kurzbeschreibung	QK-Bewehrung im Regelbereich	Belastung je Feld	Abweichung Sim. zu Exp. ($F_{u,Sim}/F_{u,Exp}$)
DLT 4-A	DLT 4 nicht querkraftverstärkt	Feld 1: Ø6/20 Feld 2: Ø8/20	Streckenlast (11 Einzellasten)	-27 % (300kN/m / 413kN/m)
DLT 4-B	DLT 4 querkraftverstärkt	Feld 1: Ø8/20 Feld 2: Ø8/20	Streckenlast (11 Einzellasten)	-37 % (310kN/m / 496kN/m)

In Bild 5-28 ist die experimentell mittels Versuch ermittelte Last-Verformungskurve des Trägers DLT 4 den jeweils auf Basis der Mittelwerte der Materialfestigkeiten simulierten Last-Verformungskurven gegenübergestellt. Es sind dabei die Last-Verformungskurven der Simulationen in Feld 1 dargestellt, da in diesem Feld im Rahmen der Simulationen das Versagen eintrat. Teilbild (a) zeigt das Verformungsverhalten der unverstärkten Träger, Teilbild (b) zeigt das Verformungsverhalten des querkraftverstärkten Trägers. Die gezeigten Last-Verformungskurven stellen die maximale Balkenverformung im Feld der zugehörigen Streckenlast gegenüber. Die Simulation des Trägers DLT 4 liefert ab Laststufen oberhalb von ca. 70% der Last bei Montage der externen Querkraftverstärkung im Versuch keine zufriedenstellenden Ergebnisse mehr. Infolge eines steilen Biegeschubrisses ($\beta_R \approx 50^\circ$) im schwächer bewehrten Feld 1 an der Innenstütze zeigt sich in der Simulation ein Versagen, welches im Versuch erst bei deutlich höheren Lasten beobachtet wurde (Bild 3-19 (d)). Gegenüber weggesteuerten Belastungen ist bei kraftgesteuerten Belastungen das Versagen eines Bauteils nicht ohne Weiteres an objektiven Kriterien, wie z.B. am Verlauf der Last-Verformungskurve, zu erkennen. Anhand Bild 5-28 wird jedoch deutlich, dass das simulierte Verformungsverhalten ab einer Laststufe von ca.

300 kN/m deutlich von dem im Versuch beobachteten Verformungsverhalten abweicht. Ab dieser Laststufe ist von einem numerisch bedingten Versagen des nicht-linearen FE-Modells auszugehen. Damit liegt die Systemtraglast auf Basis der numerischen Simulation ca. 27% unterhalb der Traglast bei Einbau einer externen Querkraftverstärkung im Versuch. Ursächlich für dieses Tragverhalten des numerischen Modelles ist vermutlich der Ansatz eines isotropen Entfestigungsgesetztes im Materialmodell CDP des Programmsystems ABAQUS. Zudem ist davon auszugehen, dass allein die stark bewehrte Druckzone an der Innenstütze eine erhebliche Querkrafttragfähigkeit aufgrund der Dübelwirkung der vielen Längsbewehrungsstäbe und der zusätzlichen Verbügelung aufweist. Im Rahmen der Simulationen kann jedoch zumindest die Dübelwirkung der Längsbewehrung mit den verwendeten Elementen für die Bewehrung (Truss-Elemente) nicht abgebildet werden.

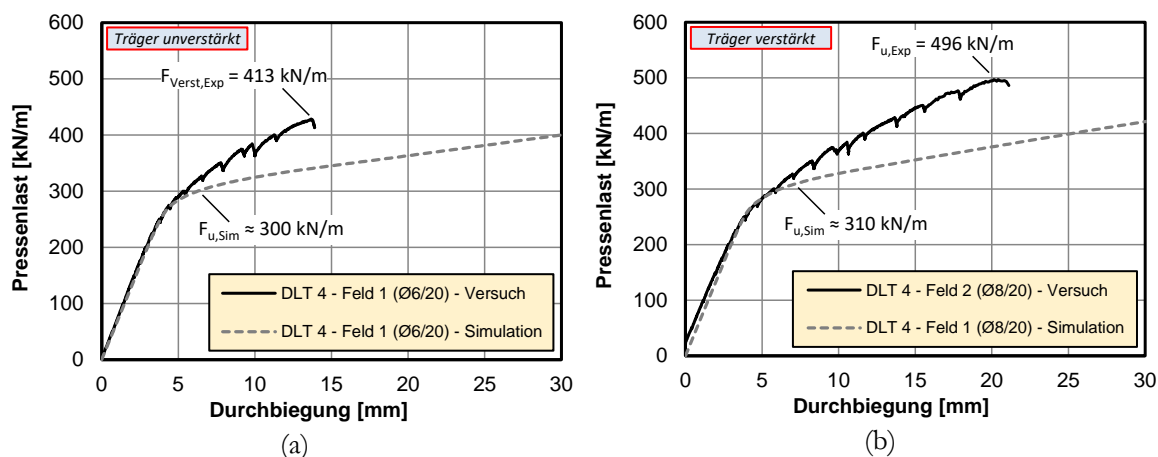


Bild 5-28: Last-Verformungskurve des Versuchsträgers DLT 4 und Gegenüberstellung mit den Ergebnissen numerischer Simulationen: (a) Studie DLT 4-A und (b) DLT 4-B

Zwar liefern die numerischen Simulationen im Hinblick auf die Bruchlast des DLT 4 keine zufriedenstellenden Ergebnisse, dennoch kann das simulierte Tragverhalten bis zum Versagen des numerischen Modells qualitativ ausgewertet werden. Im Folgenden wird daher eine detaillierte Ergebnisauswertung der Studie DLT 4-A geliefert. Dabei wird das lastabhängige Systemtragverhalten für die in Tabelle 5-6 aufgeführten Einwirkungskombinationen untersucht. In Anhang A 2.2 werden analog zu Anhang A 2.1 zusätzliche, umfangreiche Ergebnisdarstellungen zum Verständnis des Systemtragverhaltens und der Plausibilitätsprüfung geliefert. Im Fokus der folgenden Untersuchungen stehen die lastabhängigen Druckbogenverläufe und zugehörigen Querkrafttraganteile infolge der Druckbogenwirkung und infolge der Zugkraft des geneigten Spannglieds.

Tabelle 5-6: Untersuchte Laststufen der numerischen Simulation DLT4-A

Studie	Einwirkungen*	Streckenlast	Anhang
DLT 4-A	G + P + f	f = 80 kN/m (27%)	A 2.2.1
	G + P + f	f = 160 kN/m (53%)	A 2.2.2
	G + P + f	f = 205 kN/m (68%)	A 2.2.3
	G + P + f	f = 250 kN/m (83%)	A 2.2.4
	G + P + f	f = 299 kN/m (100%)	A 2.2.5
	G + P + f	f = 325 kN/m (108%)	A 2.2.6

*G = Eigengewicht, P = Vorspannung, f = Streckenlast

Bild 5-29 (a) zeigt den Druckbogenverlauf des Versuchsträgers DLT 4 für die Laststufe 80 kN/m, welche ca. 27% der numerisch bestimmten Systemtraglast von $f_{u,Sim} = 300$ kN/m entspricht. Das aus dem Eigengewicht und der geringen äußeren Belastung resultierende Biegemoment entspricht unter dieser Laststufe näherungsweise dem statisch bestimmten Moment (betragsmäßig) infolge Vorspannwirkung. Der Träger ist daher über große Bereiche vollständig überdrückt. Der Druckbogen verläuft folglich bereichsweise annähernd horizontal. Die Querkrafttragfähigkeit des ungerissenen Balkens wird unter der vorliegenden Beanspruchung annähernd komplett über die Betontraganteile V_{cc} und V_p gewährleistet.

Es ist davon auszugehen, dass sich die beiden auflagnahen Einzellasten links und rechts der Innenstütze unmittelbar ins Auflager abstützen (Bild 3-26). Daher sollte bei der Bewertung der Querkraftdeckung berücksichtigt werden, dass die abzudeckende Querkraft im Bereich der Innenstütze der Querkraft im Abstand von ca. 1,0m vor der Innenstütze beträgt.

Unter der Laststufe 160 kN/m bildet sich der Druckbogen im Feldbereich zunehmend gekrümmt als Stützlinie zu den äußeren Lasten aus (Bild 5-30 (a)). Lediglich in einem kurzen Bereich nahe der Innenstütze wird ein geringer Teil der Querkraftbeanspruchung nicht durch die Querkrafttraganteile V_{cc} und V_p ins Gleichgewicht gesetzt (Bild 5-30 (b)). Wie auch zuvor am Beispiel der Simulation DLT 1-A erläutert ist hier davon auszugehen, dass im vorliegenden ungerissenen Zustand der verbleibende Restquerkrafttraganteil über die Zugtragfähigkeit des Betons abgedeckt wird.

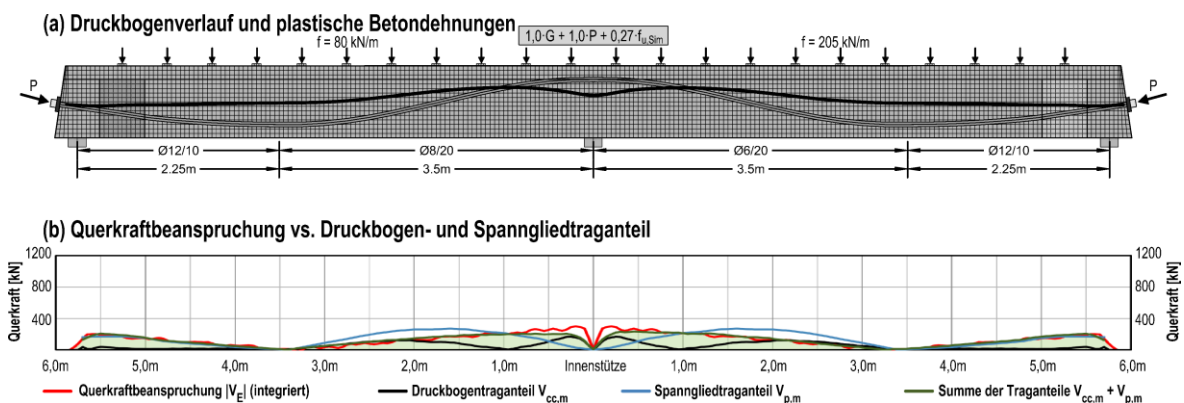


Bild 5-29: Träger DLT 4 – Studie DLT 4-A, Beanspruchung infolge $1,0 \cdot G + 1,0 \cdot P + 0,27 \cdot f_{u,Sim}$

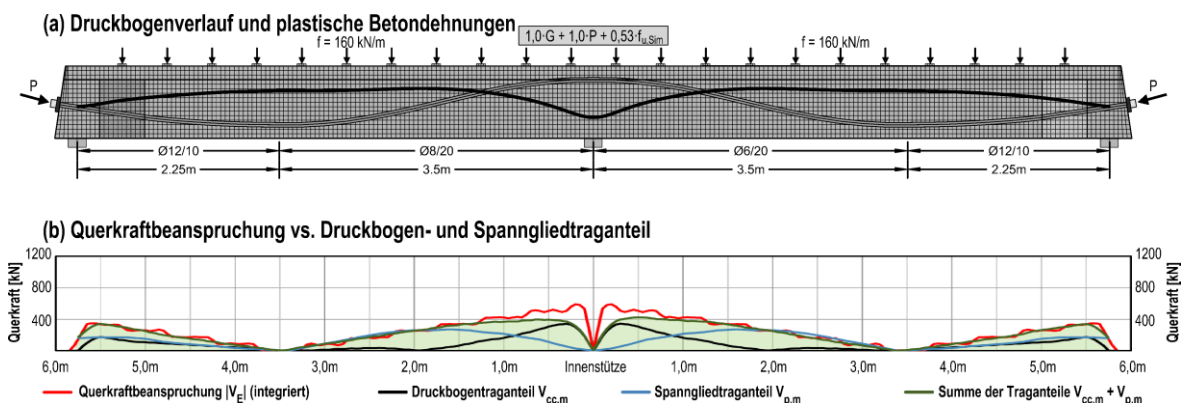


Bild 5-30: Träger DLT 4 – Studie DLT 4-A, Beanspruchung infolge $1,0 \cdot G + 1,0 \cdot P + 0,53 \cdot f_{u,Sim}$

In den Feldbereichen ist die Dekompression der Querschnitte unter der Belastung von 160 kN/m noch nicht gegeben; die Spannungen des unteren Querschnittsrandes betragen maximal ca. -1,1MPa. An der Innenstütze hingegen treten Randzugspannungen in der Größenordnung um ca. +1,9MPa auf. Die Beanspruchung des Trägers entspricht näherungsweise der Beanspruchung eines Brückenlängssystems, welches über den Dekompressionsnachweis für den GZG bemessen wurde.

Bild 5-31 (a) zeigt den Druckbogenverlauf für die Laststufe 205 kN/m. Unter dieser Last wurden im Rahmen des Versuches erste Biegerisse an der Innenstütze beobachtet (Anhang Bild A 1-70 (a)). Diese Biegerissbildung ist ebenso in der Simulation zu beobachten. Unter der gegebenen Belastung ist nun auch die Dekompression einiger Feldbereiche gegeben; die Randzugspannungen betragen dort maximal ca. +0,5MPa. Die Querkraftdeckung wird weitestgehend durch die Traganteile V_{cc} und V_p erreicht.

Geht man davon aus, dass die Balkenbeanspruchungen unter der Laststufe 160 kN/m in etwa denen im GZG entsprechen, so entspricht die zugehörige Laststufe im GZT in etwa der 1,5-fachen Gebrauchslaststufe. Die Laststufe 250 kN/m stellt daher näherungsweise die zur Gebrauchslaststufe (ca. 160 kN/m) zugehörige Laststufe im GZT dar. Der Druckbogen ist bereichsweise deutlich gekrümmt (Bild 5-32 (a)) und stützt sich zu den Spannliedankern und der Innenstütze ab. Der aus dem Verlauf des Druckbogens resultierende Querkrafttraganteil V_{cc} ist hier hinsichtlich der Querkrafttragfähigkeit von wesentlicher Bedeutung. Bereichsweise werden ca. 60%-70% der Querkraftbeanspruchung ausschließlich über die Druckbogenwirkung abgetragen (Bild 5-32 (b)).

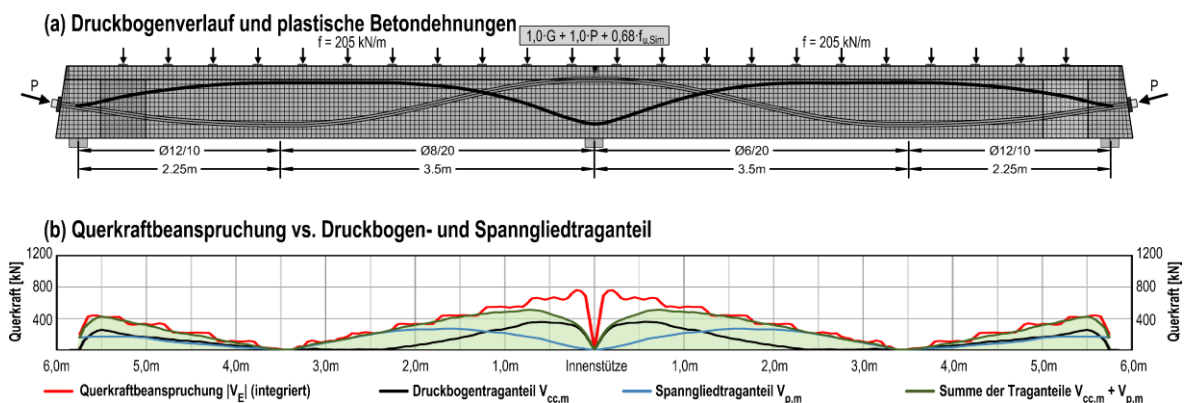


Bild 5-31: Träger DLT 4 – Studie DLT 4-A, Beanspruchung infolge $1,0 \cdot G + 1,0 \cdot P + 0,68 \cdot f_{u,Sim}$

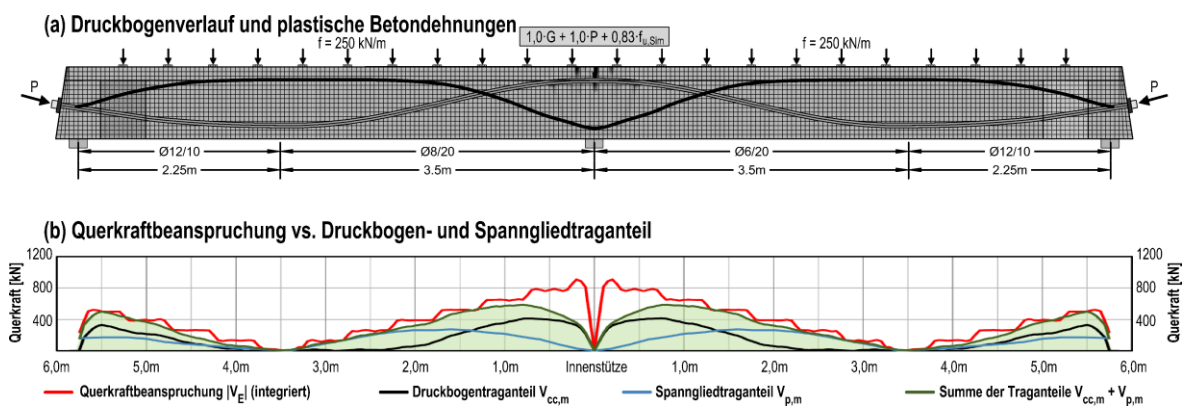


Bild 5-32: Träger DLT 4 – Studie DLT 4-A, Beanspruchung infolge $1,0 \cdot G + 1,0 \cdot P + 0,83 \cdot f_{u,Sim}$

Bild 5-33 (a) zeigt den Verlauf des Druckbogens unter der Laststufe 299 kN/m. Diese Laststufe entspricht der Bruchlaststufe des numerischen Modells. Wie bereits erläutert tritt das Versagen hier aufgrund der steilen Schubrisse unmittelbar an der Innenstütze auf. Im Zuge des Versuches wurde erst bei Erreichen der Laststufe 413 kN/m eine externe Querkraftverstärkung rechts der Innenstütze zur Verhinderung eines derartigen Versagens montiert. Die Beanspruchungen der Bügel im Bereich der Rissbildung links und rechts der Innenstütze sind betragsmäßig sehr ähnlich (Anhang Bild A 2-27 (d)). Da die steilen Risse lediglich jeweils zwei Bügel kreuzen, ist die Querkraftbewehrung hier, unabhängig von den vorhandenen Querschnittsflächen, nicht imstande die Rissfortschreitung wirksam zu begrenzen. Als Folge der Rissbildung wird der Druckbogen im Bereich der Innenstütze in seinem Verlauf gestört. Über kurze Bereiche verläuft dieser nun näherungsweise horizontal, um anschließend umso steiler zur Innstütze abzufallen (Bild 5-33 (a)). Daraus resultiert ein numerisch bedingt stark schwankender Querkrafttraganteil V_{cc} (Bild 5-33 (b)), welcher wie auch schon bei der Auswertung der Studie DLT 1-A gezeigt, das Versagen des Balkens dadurch anzeigt. Auffällig ist, dass die Querkrafttraganteile V_{cc} und V_p in den Feldbereichen die Querkraftbeanspruchung nicht mehr vollständig abdecken können.

Es wurde im Rahmen umfangreicher Untersuchungen versucht, die Ursache für das vorzeitige Versagen im nicht-linearen FE-Modell für die numerischen Simulation zu eruieren, um eine geeignete Modellierung zur besseren Abbildung der tatsächlichen Systemtraglast zu erreichen. Dazu wurden sehr umfangreiche Parameterstudien unter Ansatz stark variierender Querkraft- und Längsbewehrungsgrade, Betonfestigkeiten, Vorspanngrade, Lagerungs- und Lasteinleitungsbedingungen, Viskositätsparameter, und Materialmodellierungen (größere Bereiche linear bzw. nichtlinear) durchgeführt. Letztlich ließ sich jedoch der beschriebene Versagensmechanismus durch keine gewählte Modellierung nennenswert beeinflussen. Das Versagen trat stets als Folge steiler Schubrisse an der Innenstütze bei vergleichbaren Lastniveaus auf und ist auf die isotrope Entfestigung des Materialmodells zurückzuführen.

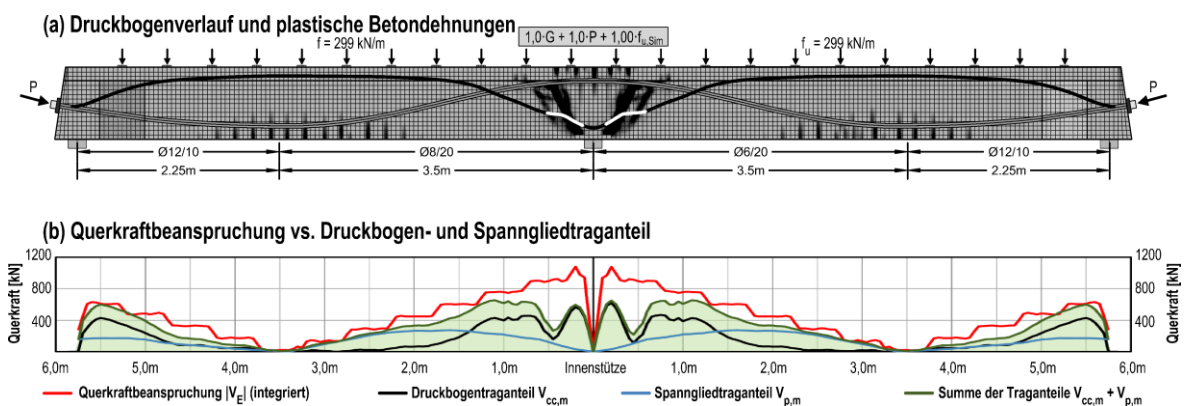


Bild 5-33: Träger DLT 4 – Studie DLT 4-A, Beanspruchung infolge $1,0 \cdot G + 1,0 \cdot P + 1,00 \cdot f_{u,Sim}$

Die Systemtraglast der numerischen Simulation ist bei einer Streckenlast von ca. 300 kN/m erreicht. Höhere Laststufen sind im Rahmen der kraftgesteuerten Belastung jedoch dadurch möglich, dass durch die Wahl des Viskositätsparameters die Konvergenz bei der Findung des Gleichgewichtes günstig beeinflusst wird. Die Abschätzung der Bruchlaststufe kann daher nicht ausschließlich auf Basis der LVK erfolgen, sondern sie erfordert Untersuchungen der inneren Kräfte und lokalen sowie globalen Bauteilverformungen. Die Laststufe 325 kN/m stellt daher eine Laststufe im Nachbruchbereich dar. Der

Druckbogenverlauf unter dieser Laststufe ist in Bild 5-34 (a) dargestellt. Es zeigt sich dort im Bereich der Innenstütze ein stark unregelmäßiger Verlauf mit entsprechend bereichsweise extremen Werten für den Querkrafttraganteil V_{cc} (Bild 5-34 (b)).

Sowohl die Bügel links als auch rechts der Innenstütze sind als Folge der extremen Rissbildung stark beansprucht (Anhang Bild A 2-29 (d)). Ein Fließen der Bügel tritt jedoch unter dieser Laststufe lediglich an zwei Bügeln rechts der Innenstütze ein (Anhang Bild A 2-29 (c)). Das Bauteilversagen lokalisiert sich in diesem Bereich. Auffällig ist, dass weder die Längsbewehrung noch das Spannglied Spannungen im Bereich der Fließgrenze aufweist (Anhang Bild A 2-29 (e) bzw. Anhang Bild A 2-30 (d)). Infolge der frühen Schubrissbildung im Rahmen der numerischen Simulation wird die Biegetragfähigkeit des Querschnitts an der Innenstütze, anders als im Versuch beobachtet (Anhang Bild A 1-98 (j)), nicht ausgenutzt.

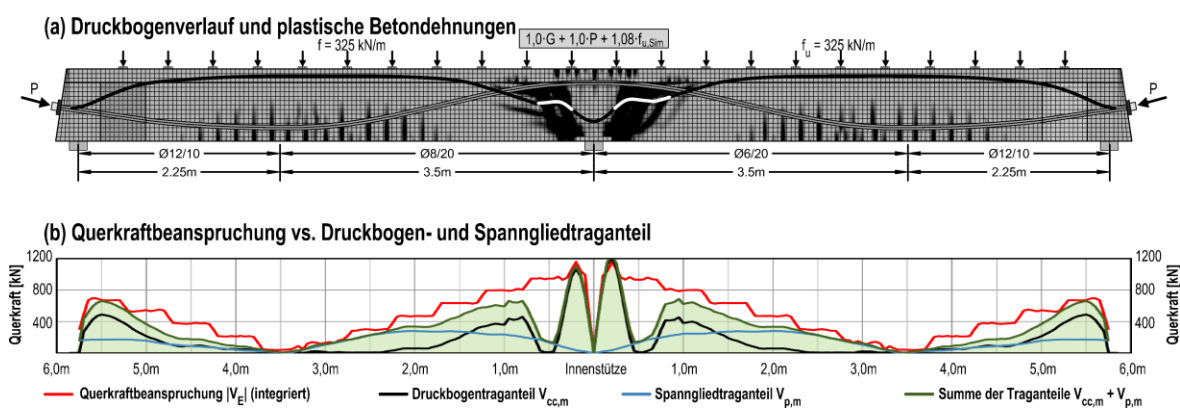


Bild 5-34: Träger DLT 4 – Studie DLT 4-A, Beanspruchung infolge $1,0 \cdot G + 1,0 \cdot P + 1,08 \cdot f_{u,Sim}$

Bild 5-35 zeigt zusammenfassend die lastabhängige Evolution des Druckbogenverlaufes. Die Betrachtung des Systemtragverhaltens am Beispiel des Versuchsträgers DLT 4 lässt zusammenfassend folgende Aussagen zu:

- Der Querkrafttraganteil V_p steigt bis zum Erreichen der Systemtraglast nur moderat (ca. 25%) und in kurzen Bereichen an. Zwar resultiert ein Spannkraftanstieg aus den ansteigenden Einwirkungen, dieser tritt hier jedoch überwiegend in Balkenbereichen mit geringer oder ohne Spanngliedneigung auf und bewirkt so lediglich einen geringen Anstieg von V_p .
- Der Querkrafttraganteil V_{cc} ist erwartungsgemäß stark lastabhängig. Im Grenzzustand der Tragfähigkeit deckt V_{cc} je nach Position des Nachweisschnittes bis zu 75% der Querkraftbeanspruchung ab.
- In den Feldbereichen verläuft der Druckbogen bereichsweise annähernd horizontal. Die Querkrafttragfähigkeit wird dort ausschließlich über den Traganteil V_p gewährleistet.
- Unter der Streckenbelastung bildet sich ein deutlich gekrümmter Druckbogen aus.
- Unter Dekompressionslast sowie unter 1,5-facher Dekompressionslast wird die Querkraftdeckung in diesem Modell, mit Ausnahme kurzer Bereiche an der Innenstütze, ausschließlich über die Querkrafttraganteile V_{cc} und V_p gewährleistet.

- Eine Umlagerung innerer Kräfte in ein fachwerkartiges Tragsystem und ein daraus resultierender Querkrafttraganteil $V_{R,s}$ lässt sich bei der hier gegebenen Streckenbelastung aus den Simulationsergebnissen zumindest für die Feldbereiche, wo die Querkräfte relativ klein sind, nicht ableiten.

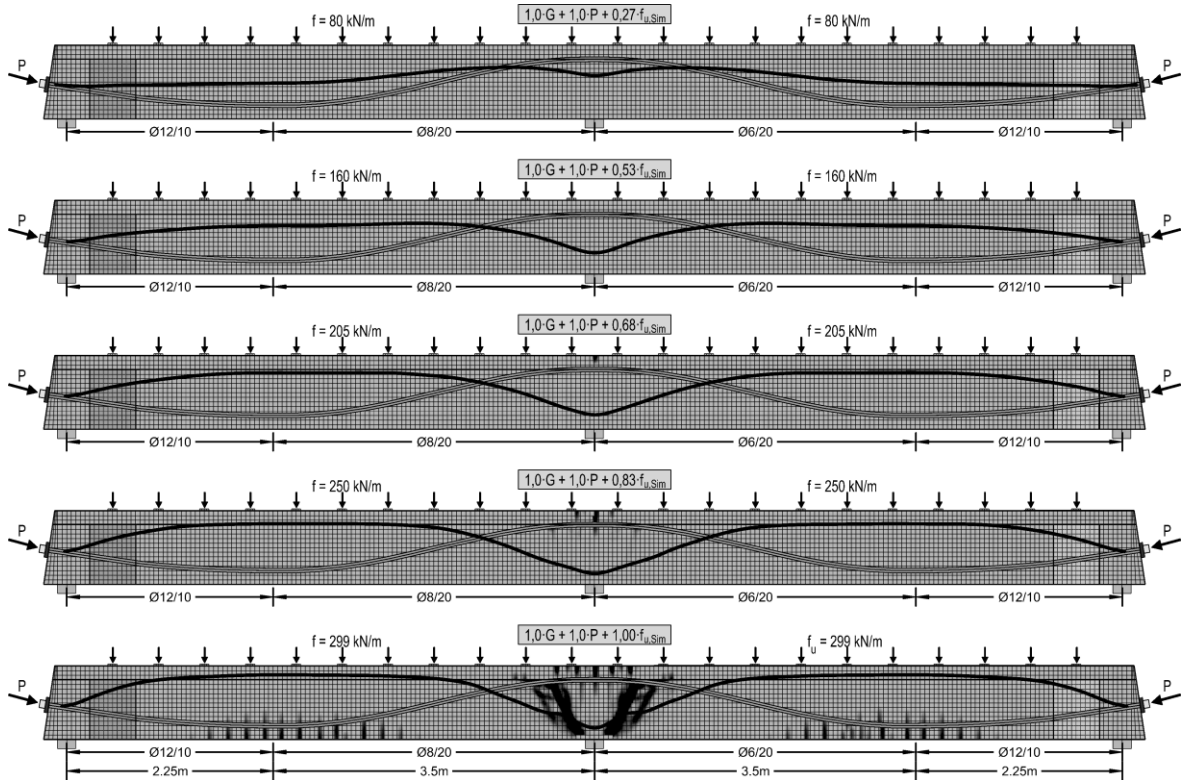


Bild 5-35: Evolution des Druckbogenverlaufs unter ansteigenden Streckenlasten am Beispiel des Versuchsträgers DLT 4

5.5 Numerische Parameterstudien

Im folgenden Abschnitt werden die Ergebnisse numerischer Parameterstudien vorgestellt. Das Ziel dieser Studien ist die Untersuchung des Einflusses von Parametern auf das Bauteiltragverhalten, welche experimentell nicht variiert werden konnten. Im Rahmen dessen werden folgende Parameter variiert:

- Querkraftbewehrungsgrad
- Vorspanngrad
- Laststellung von Einzellasten
- Lastbild (Einzellast vs. Streckenlast)
- Schlankheit bei variierenden Lastbildern

Der Fokus der durchgeführten Simulationen liegt dabei auf der Untersuchung des inneren Kraftflusses im Hinblick auf die Druckbogenwirkung im Bruchzustand. Als Referenzsimulation zu den Parameterstudien dient i.d.R. Studie DLT 1-A (Tabelle 5-3).

5.5.1 Zum Einfluss des Querkraftbewehrungsgrades

Die experimentell getesteten und numerisch simulierten Versuchsträger DLT 1-3 unterschieden sich im Wesentlichen durch die Wahl der Querkraftbewehrung (Tabelle 5-3). Demnach ist es naheliegend, die jeweils unterschiedlichen Traglasten maßgeblich der variierten Querkraftbewehrung zuzuschreiben. Da sich jedoch die Materialparameter für den Beton und Bewehrungsstahl, die Staffelung der Längsbewehrung und die gewählte Bügelbewehrung zwischen Einzellast und Endauflager geringfügig unterschieden, können Systemtraglastveränderungen auch aus Effekten resultieren, welche nicht allein der Variation der Querkraftbewehrung zuzuschreiben sind. Zur Untersuchung ausschließlich des Einflusses des Querkraftbewehrungsgrades auf das numerische Simulationsergebnis wird die folgende Parameterstudie durchgeführt. Diese basiert auf der Modellierung der Studie DLT 1-A. Die Variationen der Simulationen bestehen ausschließlich im Querkraftbewehrungsgrad.

Tabelle 5-7 zeigt die gewählte Querkraftbewehrung der Parameterstudie sowie die Traglast je Feld bei Versagen der numerischen Simulation. Die Position der Querkraftbewehrung geht aus Bild 5-36 hervor. Die Simulationen verdeutlichen eine klare Korrelation zwischen der Systemtraglast und dem Querkraftbewehrungsgrad: Mit ansteigendem Querkraftbewehrungsgrad nimmt die Systemtraglast zu. Jedoch erweist sich die Querkraftbewehrung im Rahmen der Parameterstudie nicht als dominierender Querkrafttraganteil.

Im Hinblick auf den Verlauf der inneren Kräfte im Bruchzustand lässt sich festhalten, dass sich stets ein näherungsweise sprengwerkartiger Verlauf zwischen den Einzellasten und Auflagern ausbildet (Bild 5-36). Dementsprechend ist unabhängig von der vorhandenen Querkraftbewehrung von einem erheblichen Betontraganteil V_{cc} aus der Druckbogenwirkung auszugehen.

Von besonderem Interesse ist jedoch das Ergebnis der Simulation DLT 1-Q1, welche im Bereich zwischen den Einzellasten gänzlich ohne Querkraftbewehrung modelliert wurde: Die Systemtraglast dieser Simulation liegt nur 5% unterhalb der Systemtraglast der Simulation DLT 1-A, welche in etwa die 0,9-fache Mindestquerkraftbewehrung aufwies. Die numerischen Simulationen lassen den Schluss zu, dass die simulierten Spannbetonträger eine erhebliche Querkrafttragfähigkeit aufweisen, welche sich allein aus der Vorspannwirkung und dem Betontraganteil aus der Druckbogenwirkung ableiten lassen. Diese Beobachtung deckt sich mit den Erkenntnissen aus den experimentellen Untersuchungen (s. Abschnitt 3.5).

Tabelle 5-7: Parameterstudie zum Einfluss des Querkraftbewehrungsgrades (Referenzsimulation DLT 1-A)

Studie	Querkraftbewehrung	Traglast je Feld [kN]	Traglast [-]
DLT 1-Q1	ohne	$F_{u,Sim} = 1624$	$\eta = 95 \%$
DLT 1-Q2	$\emptyset 5,6/20$ (2,5 cm ² /m) $\rho_{w,geo}/\rho_{w,min} = 0,46$	$F_{u,Sim} = 1670$	$\eta = 98 \%$
DLT 1-A	$\emptyset 8/20$ (5,0 cm ² /m) $\rho_{w,geo}/\rho_{w,min} = 0,91$	$F_{u,Sim} = 1697$	$\eta = 100 \%$
DLT 1-Q4	$\emptyset 12/20$ (11,3 cm ² /m) $\rho_{w,geo}/\rho_{w,min} = 2,06$	$F_{u,Sim} = 1884$	$\eta = 111 \%$
DLT 1-Q5	$\emptyset 16/20$ (20,1 cm ² /m) $\rho_{w,geo}/\rho_{w,min} = 3,66$	$F_{u,Sim} = 1944$	$\eta = 115 \%$

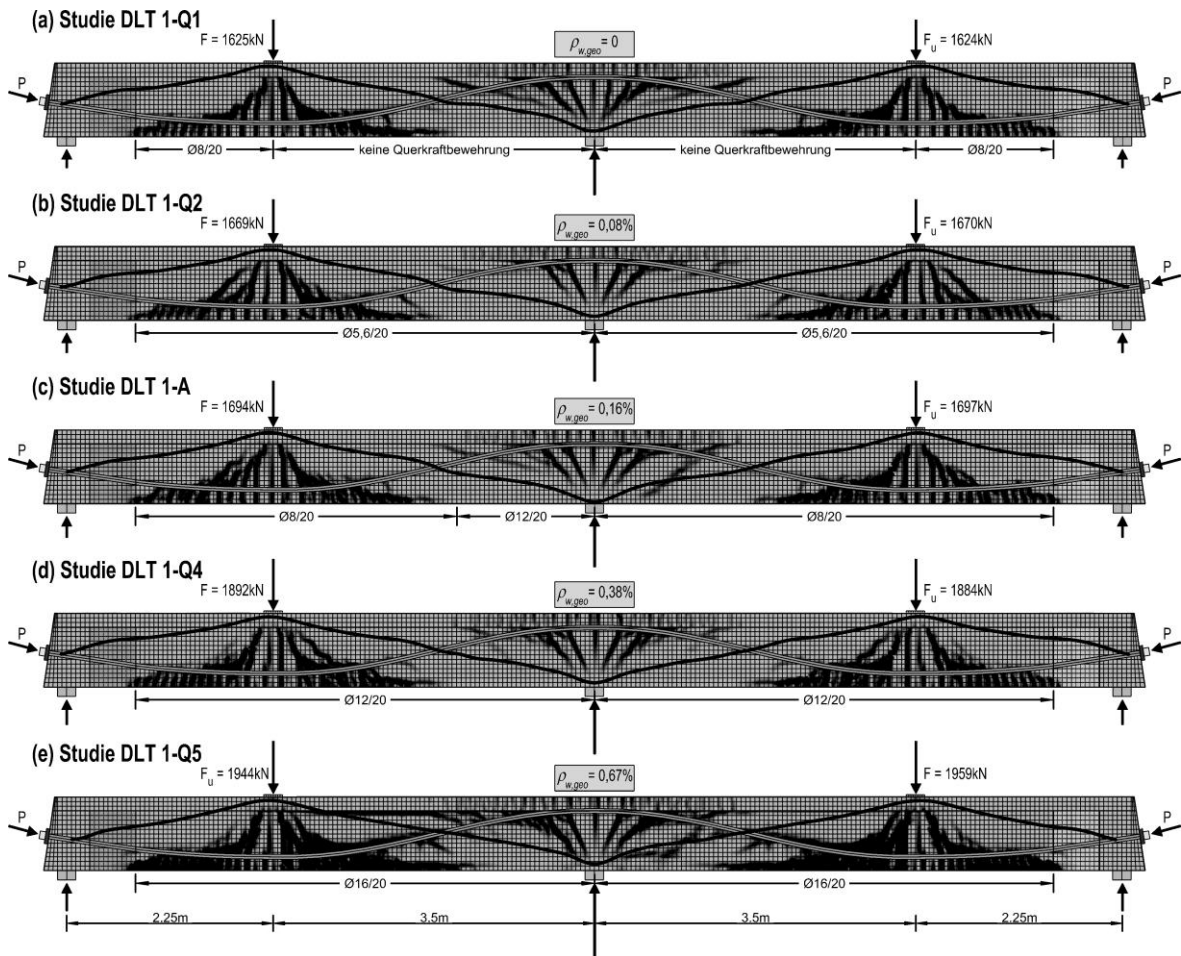


Bild 5-36: Numerische Parameterstudie zum Einfluss des Querkraftbewehrungsgrades

Auffällig ist in diesem Zusammenhang, dass die Schrägrisse der Simulationen in der Tendenz mit ansteigendem Querkraftbewehrungsgrad steiler ausfallen (Bild 5-36). Die Tragfähigkeit der Querkraftbewehrung lässt sich hier dennoch vereinfacht als eine lineare Funktion des Querkraftbewehrungsgrades darstellen, sofern nicht ein Biegeversagen maßgebend wird.

Bild 5-37 zeigt die Last-Verformungskurven der Parameterstudien des (a) linken Feldes 2 und (b) rechten Feldes 1. Es wird deutlich, dass mit ansteigendem Querkraftbewehrungsgrad das Systemversagen als Durchlaufträger erwartungsgemäß zunehmend duktiler wird. Die Ausbildung der horizontalen Fließplateaus der Simulationen DLT 1-Q4 und DLT 1-Q5 zeigt hier ein sehr duktiler Versagen bei höheren Querkraftbewehrungsgraden an. Maßgebend wird dann ein Biegeversagen als Folge eines duktilen Fließgelenkmechanismus.

Dass bei ansteigenden Querkraftbewehrungsgraden die Biegebewehrung als Folge des wechselnden Versagensmechanismus (Querkraftversagen zu Biegeversagen) zunehmend an Bedeutung gewinnt ist bekannt, und wurde zudem bereits in den Abschnitten 2.2.4 und 5.4.3 beschrieben. In Bild 5-38 (a) wird zur Verdeutlichung dieses Zusammenhangs die Traglast der Parameterstudien als Funktion des Bewehrungsgrades dargestellt. Anhand der händisch eingezeichneten Regressionsgerade wird ersichtlich, dass sich die Systemtraglast nicht beliebig durch die Erhöhung der Querkraftbewehrung steigern lässt, da eine Begrenzung durch Biegeversagen erfolgt.

Bild 5-38 (b) stellt ebenfalls die Traglast numerischer Simulationen in Abhängigkeit vom Bewehrungsgrad dar. Die dargestellten Simulationsergebnisse entstammen dabei zum einen der diskutierten Parameterstudie, zum anderen sind die in Bild 5-13 dargestellten Simulationsergebnisse der Studien gemäß Tabelle 5-3 zur Erweiterung der Datensätze aufgenommen worden. Es lassen sich aus Bild 5-38 (b) die folgenden wesentlichen Aussagen ableiten:

- Die Traglasten der verschiedenen numerischen Simulationen lassen sich relativ gut ohne große Abweichung mit einer linearen Regression abbilden. Es ist daher anzunehmen, dass die material- und systembedingten Modellierungsunterschiede hier von untergeordneter Bedeutung für die Systemtraglast sind.
- Auch ohne Querkraftbewehrung im Steg weisen die simulierten Spannbetonträger eine erhebliche Querkrafttragfähigkeit auf.
- Die Querkraftbewehrung bewirkt hier keine starke Steigerung der Querkrafttragfähigkeit, jedoch zeigt sich bei hohen Querkraftbewehrungsgraden ein duktileres Versagen.
- Ab einem Querkraftbewehrungsgrad von ca. $2,25 \cdot \rho_{w,min}$ lässt sich die Systemtraglast durch Erhöhung des Querkraftbewehrungsgrades hier nicht mehr nennenswert steigern, da Biegeversagen maßgebend wird.

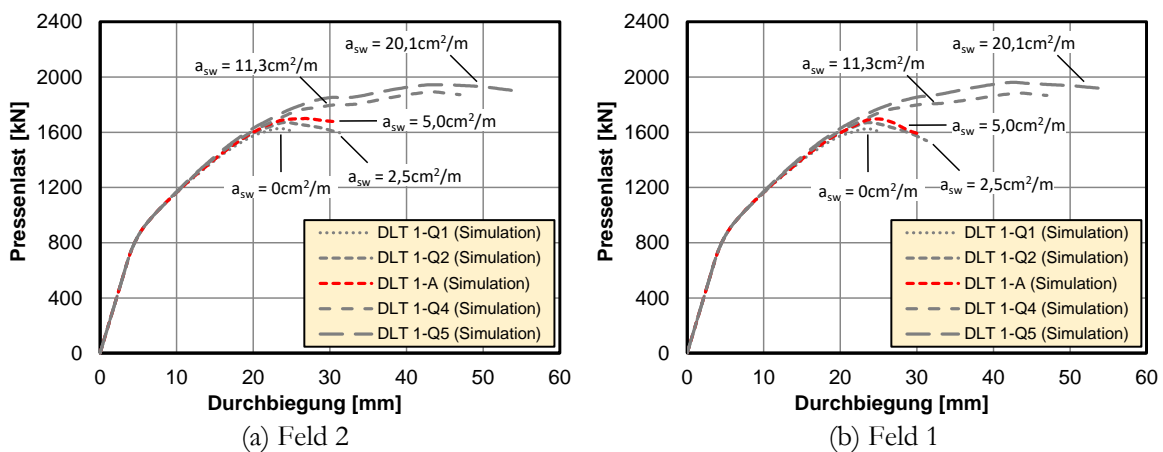


Bild 5-37: Last-Verformungskurven der Parameterstudie zum Einfluss des Querkraftbewehrungsgrades für Feld 2 (a) und Feld 1 (b)

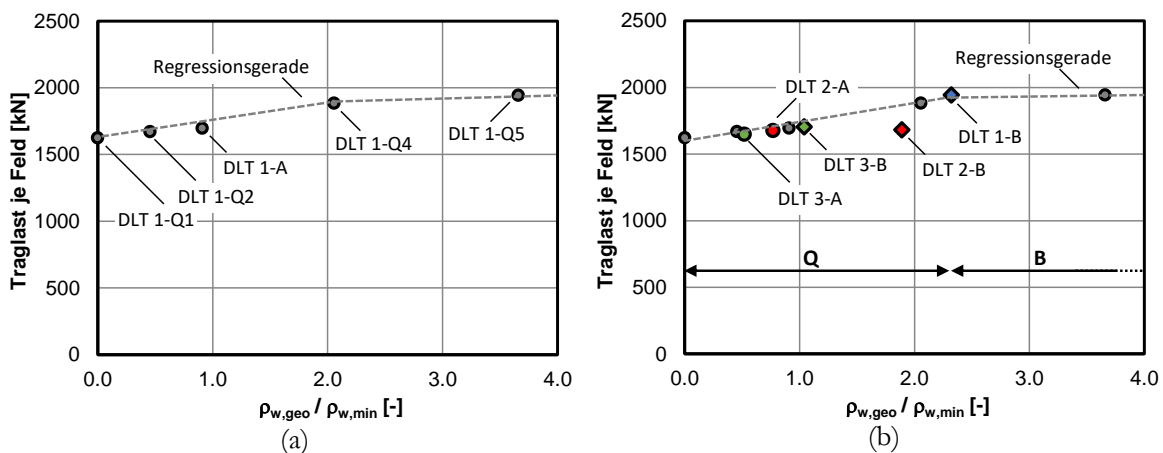


Bild 5-38: Einfluss des Querkraftbewehrungsgrades auf das Systemtragverhalten und die Traglast; (a) Darstellung der Ergebnisse der Parameterstudie und (b) Darstellung der Ergebnisse der Parameterstudie zusammen mit den Ergebnissen der Simulationen der Träger DLT 1-3

5.5.2 Zum Einfluss des Vorspanngrades

Im Rahmen der experimentellen Untersuchungen an Spannbetonbalken mit Vorspannung im nachträglichen Verbund wurde der Vorspanngrad planmäßig nicht variiert (vgl. Abschnitt 3.5.3). Daher wird im Zuge der nachfolgenden Parameterstudie der Einfluss der Höhe der Vorspannung auf die Systemtraglast und das Systemtragverhalten untersucht. Diese Studie basiert auf der Modellierung der Studie DLT 1-A. Die Variationen der FE-Modelle untereinander bestehen ausschließlich im Grad der Vorspannung, welche im Rahmen der Simulationen über eine konstante Temperaturlast auf das Spannglied modelliert wird (Abschnitt 5.2.3). Eine Variation der Spannstahlquerschnittsfläche wurde nicht durchgeführt, da dadurch die Biegetragfähigkeit des gerissenen Querschnitts erheblich reduziert wird. Eine Vergleichbarkeit mit der Studie DLT 1-A wäre dann nicht mehr gegeben.

Tabelle 5-8 zeigt die im Rahmen der Parameterstudie gewählten Vorspanngrade sowie die Traglast je Feld bei Versagen der numerischen Simulation. Es zeigt sich klar, dass bei Vorspannung mit Verbund mit ansteigendem Vorspanngrad ein Anstieg der Systemtraglast einhergeht. Der Anstieg der Traglast resultiert zum einen aus dem Anstieg des Querkrafttraganteils V_p des vorgespannten geneigten Spanngliedes. Zum anderen resultiert aus der Vorspannung eine Erhöhung der Druckkraft im Beton, wodurch sich letztlich auch der Querkrafttraganteil V_{cc} infolge Druckbogenwirkung vergrößert.

Bild 5-39 zeigt die Last-Verformungskurven zu den Parameterstudien (a) in Feld 2 links der Innenstütze und (b) in Feld 1 rechts der Innenstütze. Klar ist, dass die Dekompressionslast bzw. Risslast erwartungsgemäß mit ansteigender Vorspannung ansteigt. Zudem zeigt sich bei hohen Vorspanngraden ein tendenziell spröderes Tragverhalten, da dann ein Versagen der Druckzone maßgebend wird. Bei geringen Vorspanngraden hingegen zeigt sich ein sehr duktileres Tragverhalten, ersichtlich an den horizontalen Plateaus der Last-Verformungskurven infolge des Fließens der Biegebewehrung. Im Bruchzustand kann unabhängig vom Vorspanngrad ein Fließen der schlaffen Biegebewehrung festgestellt werden. In Abhängigkeit vom Vorspanngrad steigt jedoch auch die Ausnutzung des Spannstahlquerschnitts im Bruchzustand an.

Bild 5-40 zeigt die Druckbogenverläufe der Parameterstudien im Bruchzustand. Sämtliche Druckbögen ähneln in ihrer Form näherungsweise der eines idealen Sprengwerks, welches sich zwischen den Einzellasten und den Auflagern ausbildet. Ein nennenswerter Unterschied im Verlauf der Druckbögen zeigt sich in der Simulation DLT 1-P1: Der Druckbogen kann sich hier nicht horizontal auf die Spanngliedverankerung abstützen und stützt sich daher deutlich tiefer als alle anderen Parameterstudien zum Endauflager ab (Bild 5-40 (a)).

Tabelle 5-8: Parameterstudie zum Einfluss des Vorspanngrades (Referenzsimulation DLT 1-A)

Studie	Mittlere Vorspannkraft [kN]	Traglast je Feld [kN]	Traglast [-]
DLT 1-P1	$P_{m0} = 0$ (0%)	$F_{u,Sim} = 1287$ kN	$\eta = 76$ %
DLT 1-P2	$P_{m0} = 350$ (32%)	$F_{u,Sim} = 1361$ kN	$\eta = 80$ %
DLT 1-P3	$P_{m0} = 700$ (63%)	$F_{u,Sim} = 1545$ kN	$\eta = 91$ %
DLT 1-A	$P_{m0} = 1107$ (100 %)	$F_{u,Sim} = 1697$ kN	$\eta = 100$ %
DLT 1-P5	$P_{m0} = 1400$ (126%)	$F_{u,Sim} = 1910$ kN	$\eta = 113$ %

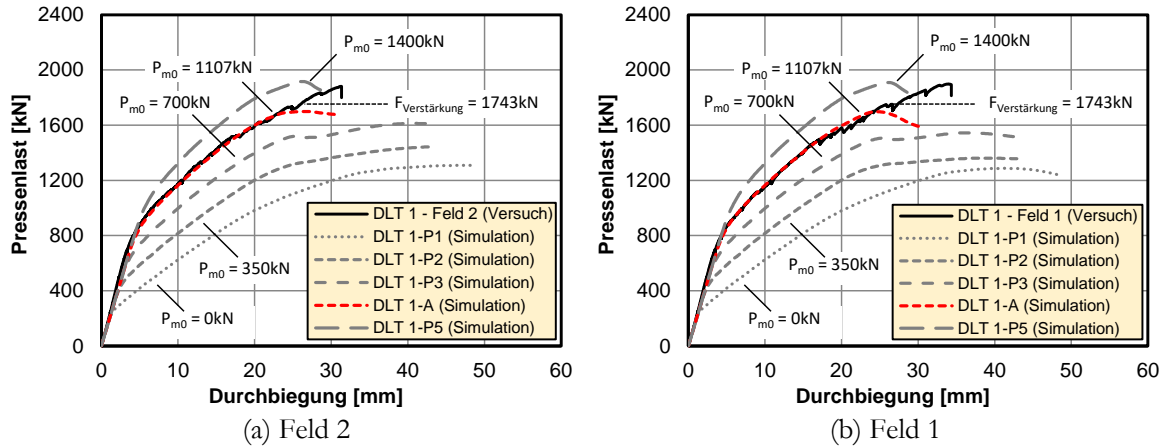


Bild 5-39: Last-Verformungskurven der Parameterstudie zum Einfluss des Vorspanngrades für Feld 2 (a) und Feld 1 (b)

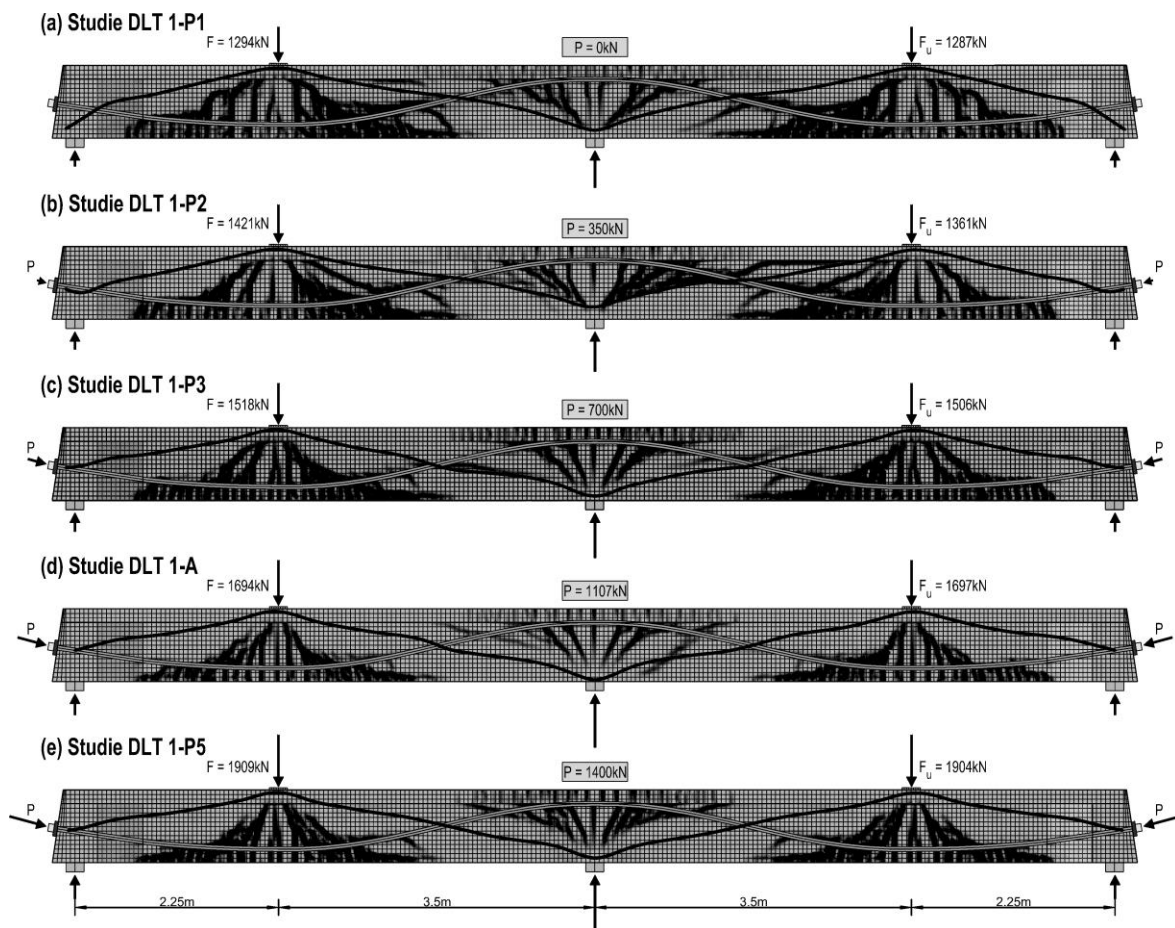


Bild 5-40: Numerische Parameterstudie zum Einfluss der Einzellastposition auf den Druckbogenverlauf

Aus den Verläufen der Druckbogen im Bruchzustand geht daher klar hervor, dass bei allen Parameterstudien ein signifikanter Querkrafttraganteil V_{cc} abzuleiten ist. Da die Spanngliedspannung hier auch bei den nicht oder lediglich gering vorgespannten Balken im Bruchzustand von nicht zu vernachlässigender Größenordnung ist, ergibt sich zudem ein nennenswerter Querkrafttraganteil V_p .

Zur Veranschaulichung der Druckbogenwirkung bei nicht vorgespannten Stahlbetonbalken ist in Bild 5-41 die lastabhängige Entwicklung des Druckbogenverlaufs für die Studie DLT 1-P1 dargestellt. Da sich der Träger unter der Laststufe 175 kN zunächst noch im ungerissenen Zustand I befindet (Bild 3-42), verläuft der Druckbogen unter dieser Laststufe über weite Strecken näherungsweise horizontal (vgl. auch Anhang Bild A 2-31). Im Bereich der Momentennulldurchgänge schlägt der Druckbogen dabei quasi schlagartig von Druckzone zu Druckzone um. Die Querkrafttragfähigkeit wird unter dieser Laststufe ausschließlich über die Zugfestigkeit des ungerissenen Betons gewährleistet.

Unter der Laststufe 431 kN weist der Träger im Bereich der Lasteinleitungen und an der Innenstütze bereits eine erhebliche Biegerissbildung auf. Im Bereich dieser Biegerisse kommt es zur Einschnürung der Biegedruckzone, wodurch der Verlauf des Druckbogens jedoch nur geringfügig beeinflusst wird. Der Druckbogenverlauf stellt sich daher im Vergleich zur Laststufe 175 kN nicht erheblich anders ein. Unter dieser Laststufe, welche ca. 33% der Bruchlast entspricht, weist die Biegezugbewehrung aus Betonstahl Spannungen in der Größenordnung von $0,5 \cdot f_y$ auf (Anhang Bild A 2-33 (e)).

Die Spannungen im Spannstahl sind geringer als die des Betonstahls (Anhang Bild A 2-34 (d)), da das gekrümmte Spannglied i.d.R. einen kleineren Abstand zur neutralen Faser des Dehnungsquerschnittes aufweist. Ein Querkrafttraganteil V_p des geneigten Spanngliedes ist hier nicht wirksam, da das Spannglied in Bereichen mit nennenswerten Zugspannungen lediglich geringe Neigungen zu Längsachse aufweist.

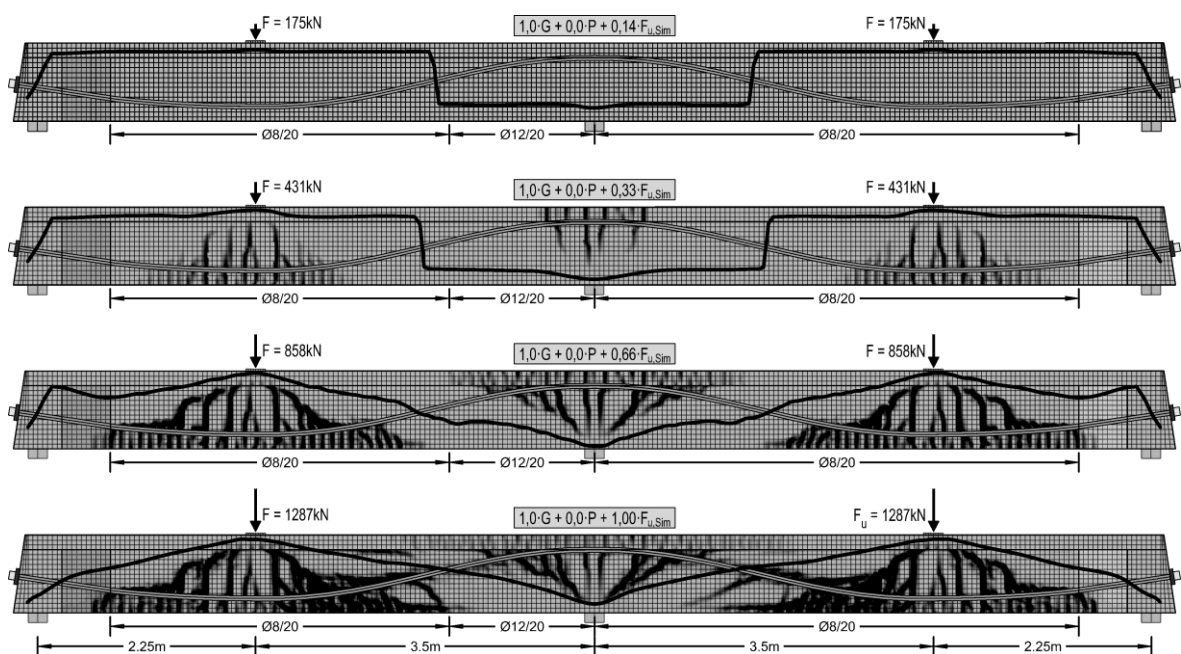


Bild 5-41: Lastabhängige Druckbogenentwicklung bei nicht vorgespannten Trägern (Studie DLT 1-P1)

Bei Erreichen der Laststufe 858 kN fächern sich die Risse unter den Lasteinleitungen und der Innenstütze über deutlich größere Bereiche auf. Eine wesentliche Veränderung zeigt sich dadurch am Verlauf des Druckbogens. Als Folge der Rissbildung, welche an der Balkenober- und Unterseite bis unmittelbar an den Punkt des Momentennulldurchgangs ausgebildet ist, bildet sich der Druckbogen näherungsweise sprengwerkartig, jedoch noch mit geringfügigen lokalen Umlenkungen, zur Innenstütze aus. Aus diesem Verlauf des Druckbogens resultiert nun ein erheblicher Betontraganteil V_{cc} (Anhang

Bild A 2-36 (f)). Aus Bild A 2-35 (e) des Anhangs geht hervor, dass die Biegezugbewehrung aus Betonstahl unter der gegebenen Laststufe, welche ca. 66% der Bruchlast entspricht, bereichsweise Spannungen in der Größenordnung von $0,95 \cdot f_y$ aufweist. Erwartungsgemäß weist der Spannstahl nun über große Bereiche Spannungen untergeordneter Größenordnung auf, woraus sich dennoch ein geringer Spanngliedtraganteil V_p ableiten lässt (Anhang Bild A 2-36 (e)).

Als Folge der Rissbildung lassen sich nun bereits abschnittsweise erhebliche Beanspruchungen an der Bügelbewehrung erkennen (Anhang Bild A 2-35 (d)). Offensichtlich lagern sich nennenswerte Querkrafttraganteile in ein fachwerkartiges Tragsystem um. Es ist davon auszugehen, dass die Überlagerung eines solchen Fachwerktraganteils mit den Querkrafttraganteilen V_{cc} und V_p (vgl. Anhang Bild A 2-36 (f)) über weitere Bereiche zur näherungsweise vollen Querkraftdeckung führt.

Die Bruchlast der numerischen Simulation DLT 1-P1 beträgt 1287 kN. Unter dieser Laststufe bildet sich der Druckbogen bekanntermaßen sprengwerkartig von den Lasteinleitungen zu den Auflagern aus. Aus diesem Verlauf resultiert ein signifikanter Querkrafttraganteil V_{cc} (Anhang Bild A 2-38 (f)).

Unter der gegebenen Belastung zeigt sich über große Bereiche ein Fließen der Biegezugbewehrung aus Betonstahl (Anhang Bild A 2-37 (e)). Ab einer Belastung, welche ca. 70% der Bruchlast entspricht, wird die Biegetragfähigkeit maßgeblich über den Spannstahl gewährleistet, welcher aufgrund seiner großen Streckgrenze erhebliche Spannungsreserven aufweist. Aus der Spanngliedbeanspruchung resultiert nun bereichsweise ein signifikanter Querkrafttraganteil V_p .

Als Folge der ausgeprägten Rissbildung wird die Querkraftbewehrung über große Bereiche erheblich und bis über ihre Fließgrenze hinaus beansprucht (Anhang Bild A 2-37 (c) und (d)). Die Querkrafttragfähigkeit des Trägers wird bis unmittelbar vor dem Versagen durch die Fachwerkwirkung sowie die Querkrafttraganteile V_p und V_{cc} (Anhang Bild A 2-38 (f)) gewährleistet.

Auf Basis der Parameterstudie zum Einfluss des Vorspanngrades auf die Systemtraglast und das Systemtragverhalten können zusammenfassend folgende Aussagen für die simulierten Versuchsträger unter Einzellasten getätigt werden:

- Bei nicht vorgespannten Stahlbetonträgern lässt sich im ungerissenen Zustand I kein Betontraganteil V_{cc} infolge Druckbogenwirkung in Ansatz bringen.
- Bei vorgespannten Stahlbetonträgern lässt sich im ungerissenen Zustand I in Abhängigkeit von der Vordehnung und der Lage des Spanngliedes im Querschnitt ein erheblicher Betontraganteil V_{cc} infolge Druckbogenwirkung in Ansatz bringen.
- Die Ausbildung eines Druckbogens in nicht vorgespannten Stahlbetonbalken ist möglich, erfordert jedoch eine erhebliches Verformungsvermögen bzw. eine erhebliche Rissbildung.
- Je höher der Vorspanngrad ist, desto größer ist die Systemtraglast und desto spröder erfolgt das Versagen.
- Unabhängig vom Vorspanngrad stellt sich hier unter Einzellasten im Bruchzustand immer ein näherungsweise sprengwerkartiger Druckbogenverlauf ein.

5.5.3 Zum Einfluss der Laststellung

In der folgenden Parameterstudie wird der Einfluss der Laststellung auf die Querkrafttragfähigkeit an der Innenstütze und den Druckbogenverlauf untersucht. Diese Studie basiert auf der Modellierung der Studie DLT 1-A. Die Variationen der FE-Modelle im Vergleich der Studien untereinander bestehen ausschließlich in der Variation der Laststellung. Tabelle 5-9 zeigt die im Zuge der Parameterstudie untersuchten Laststellungen sowie die Traglast bzw. Querkraft an der Innenstütze bei Versagen der numerischen Simulation. Zudem werden die Schubslankheiten $\lambda_s = M_{\max}/(V_{\max} \cdot d) = \max\{a_1; a_2\}/d$ gem. Abschnitt 2.2.4, Bild 2-18, angegeben. Dabei ist a_1 der Abstand der Innenstütze zum Momentennulldurchgang, a_2 der Abstand des Momentennulldurchgangs zur Einzellast und d die statische Nutzhöhe, hier vereinfacht pauschal zu $d = 0,65$ m angenommen. In Bild 5-42 ist die Querkraft an der Innenstütze als Funktion der Schubslankheit dargestellt. Die Simulation DLT 1-SL5 wird in Bild 5-42 nicht berücksichtigt, da das Versagen im Rahmen dieser Simulation nicht an der Innenstütze sondern zum Endauflager auftrat. Es zeigt sich hier, wie auch bereits durch Adam et al. beschrieben [3], dass die Querkrafttragfähigkeit ansteigt, je kleiner $\max\{a_1; a_2\}$ bzw. die Schubslankheit λ_s ist.

Tabelle 5-9: Parameterstudie zum Einfluss der Laststellung (Referenzsimulation DLT 1-A)

Studie	Lastabstand zu Innenstütze [m]	a_1 / a_2 [m] / [m]	Schubslankheit λ_s [-]	Traglast je Feld [kN]	Querkraft an Innenstütze [kN]
DLT 1-SL1	$a = 0,5$	0,44 / 0,06	$\max\{a_1, a_2\}/d = 0,68$	$F_{u, \text{Sim}} = 1143$	$V \approx 1115$
DLT 1-SL2	$a = 1,5$	1,06 / 0,44	$\max\{a_1, a_2\}/d = 1,63$	$F_{u, \text{Sim}} = 1025$	$V \approx 960$
DLT 1-SL3	$a = 2,5$	1,46 / 1,04	$\max\{a_1, a_2\}/d = 2,25$	$F_{u, \text{Sim}} = 1256$	$V \approx 951$
DLT 1-A	$a = 3,5$	1,71 / 1,79	$\max\{a_1, a_2\}/d = 2,75$	$F_{u, \text{Sim}} = 1697$	$V \approx 933$
DLT 1-SL5	$a = 4,5$	1,86 / 2,64	$\max\{a_1, a_2\}/d = 4,06$	$F_{u, \text{Sim}} = 1307$	$V \approx 407$

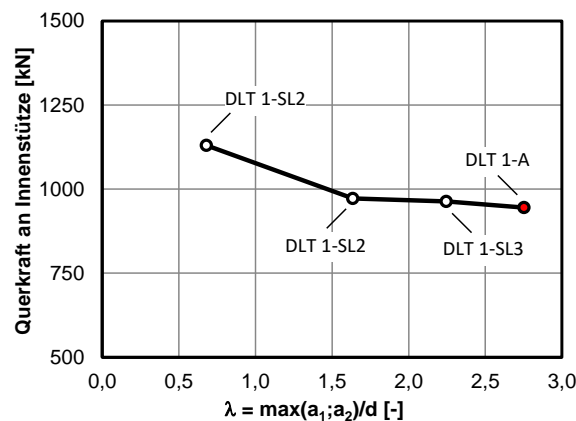


Bild 5-42: Querkraft an Innenstütze in Abhängigkeit von der Schubslankheit

Bild 5-43 zeigt die Druckbogenverläufe und Rissbilder der numerischen Parameterstudien im Bruchzustand. Im Rahmen der Studie DLT 1-SL1 tritt das Versagen als Folge steiler Spaltzugrisse zwischen den Lasten und der Innenstütze auf. Da sich die Einzellasten fast ausschließlich zur Innenstütze abtragen, erfahren die Feldbereiche lediglich geringfügige Beanspruchungen. In diesen Bereichen wird der Träger maßgeblich aus der Vorspannwirkung beansprucht, dementsprechend bildet sich dort der Druckbogen mit Stich nach unten aus. Gleiches zeigt sich auch im Rahmen der Studie DLT 1-SL2. Den Studien SLT 1-SL3 und DLT 1-A ist gemein, dass sich hier die Druckbögen im

Bruchzustand näherungsweise sprengwerkartig zur Innenstütze bzw. den Spannankern abstützen. Daraus resultieren entsprechend große Querkrafttraganteile V_{cc} . Dass die Studie DLT 1-A hier die größte Systemtraglast aufweist ist dadurch zu begründen, dass sich zum einen die Lasten näherungsweise zu gleichen Anteilen zu den Auflagern verteilen, und zum anderen der Spanngliedverlauf genau für diese Lastposition gewählt wurde. Allein im Zuge der Studie DLT 1-SL5 tritt das Versagen aufgrund der großen Nähe der Einzellast zum Endauflager zwischen Einzellast und Trägervoute auf. Da der Balken zwischen Last und Innenstütze weitestgehend ungerissen ist, können die Umlenkkräfte aus dem Verlauf des Druckbogens durch den Beton aufgenommen werden. Ein sehr ähnlicher Verlauf wurde bereits in Bild 5-20 (a) vorgestellt und diskutiert. Auf Basis der Parameterstudie zum Einfluss der Laststellung auf die Systemtraglast bzw. Querkrafttragfähigkeit an der Innenstütze und das Systemtragverhalten können zusammenfassend folgende Aussagen für die simulierten Versuchsträger unter Einzellasten getätigt werden:

- Die Einzellasten stützen sich auch über größere Distanzen direkt zu den Auflagern bzw. Spannankern ab.
- Je kleiner die Schubschlankheit, desto größer ist die Querkrafttragfähigkeit. Dieser Effekt sollte bei der Querkraftbemessung durchlaufender Tragsysteme erfasst werden.

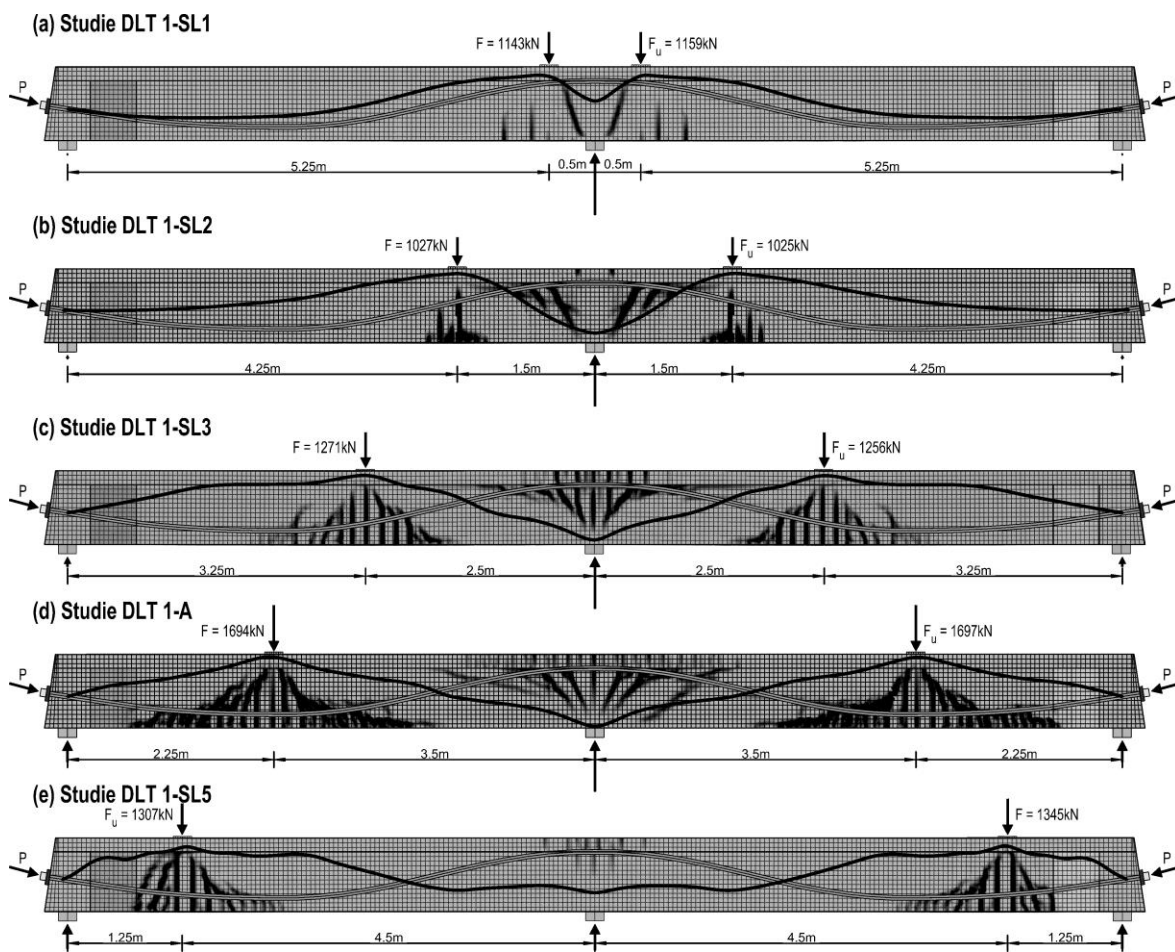


Bild 5-43: Numerische Parameterstudie zum Einfluss der Laststellung auf den Druckbogenverlauf

5.5.4 Zum Einfluss des Lastbildes

Reale (Brücken-)Bauwerke aus Beton werden i.d.R. nicht überwiegend durch Einzellasten beansprucht, welche das Konstruktionseigengewicht – wie in den experimentellen Untersuchungen – um einen Faktor $15 \div 20$ überschreiten. Im Rahmen von Laborversuchen können jedoch i.d.R. keine Strukturen experimentell untersucht werden, welche im Hinblick auf die Geometrie und das Lastbild mit denen üblicher Brückenbauwerke 1:1 vergleichbar sind. Im Zuge der in diesem Abschnitt vorgestellten Parameterstudie wird der Druckbogenverlauf für den Übergang von einer Einzellast zu einer durchgehenden Streckenlasten untersucht. Zudem wird die Adaption des numerischen Modells und so des Druckbogens an veränderten Belastungssituationen betrachtet. Diese Parameterstudie basiert auf der Modellierung der Studie DLT 1-A; die Studien variieren untereinander ausschließlich im Hinblick auf die Belastungssituation. Tabelle 5-10 zeigt die im Rahmen der Parameterstudie gewählten Belastungskonfigurationen sowie die maximale Belastung und daraus resultierende Systemtraglast je Feld bei Versagen des numerischen Modells bei der Simulation unter monoton steigender Belastung.

Tabelle 5-10: Parameterstudie zum Einfluss des Lastbildes (Referenzsimulation DLT 1-A)

Studie	Lastbild	Belastung im Bruchzustand je Feld [kN bzw. kN/m]	Systemtraglast je Feld [kN]
DLT 1-A	Einzellast	$F_{u,Sim} = 1697 \text{ kN}$	$F_{u,Sim} = 1697 \text{ kN}$
DLT 1-UDL2	Streckenlast über 2,0 m	$f_{u,Sim} = 900 \text{ kN/m}$	$F_{u,Sim} = 2 \cdot 900 = 1800 \text{ kN}$
DLT 1-UDL3	Streckenlast über 4,0 m	$f_{u,Sim} = 468 \text{ kN/m}$	$F_{u,Sim} = 4 \cdot 468 = 1872 \text{ kN}$
DLT 1-UDL4	Durchlaufende Streckenlast	$f_{u,Sim} = 386 \text{ kN/m}$	$F_{u,Sim} \approx 6 \cdot 386 = 2316 \text{ kN}$
DLT 1-UDL5	Durchlaufende Streckenlast und Einzellast in Feld 2	$f = 210 \text{ kN/m}$ kombiniert mit $F_{u,Sim} = 450 \text{ kN}$	$F_{u,Sim} \approx 6 \cdot 210 + 450 = 1710 \text{ kN}$

Bild 5-44 (a) zeigt die bekannte Studie des Versuchsbalkens DLT 1-A im Bruchzustand. Die Einzellast dieser Studie wurde im Zuge der Simulationen DLT 1-UDL2 und DLT 1-UDL3 sukzessive durch Streckenlasten substituiert, welche sich über zunehmend größere Balkenbereiche erstrecken. Durch die Auflösung der Einzellast wird das spezifische Tragverhalten unter Streckenlasten sehr deutlich.

Bild 5-44 (b) zeigt den Träger unter einer Streckenlast von 900 kN/m über eine Länge von $2,0 \text{ m}$ je Feld. Die Systemtraglast entspricht unter dieser Laststufe in guter Näherung der Systemtraglast des Balkens unter Einzellasten. Da beide Simulationen an der Innenstütze versagen und dort ein sehr ähnliches Rissbild aufweisen, ist dieses Ergebnis wenig verwunderlich. Sehr deutlich zeigt sich jedoch der Effekt der kurzen Streckenlast auf das Rissbild und den Druckbogenverlauf im Feldbereich: Unterhalb der Streckenlast bilden sich nun überwiegend vertikale Biegerisse aus und der Druckbogen erstreckt sich in diesem Bereich mit einer deutlichen Krümmung.

Im Zuge der Studie DLT 1-UDL3 (Bild 5-44 (c)) wurde im Bruchzustand eine Streckenlast von 468 kN/m je Feld über eine Länge von $4,0 \text{ m}$ aufgebracht. Die Systemtraglast je Feld ist gegenüber den Simulationen DLT 1-A und DLT 1-UDL2 geringfügig erhöht. Dies ist vermutlich darauf zurückzuführen, dass sich Anteile der Streckenlast nun direkt zu den Auflagern abstützen. Im Feldbereich zeigt sich zudem eine überwiegend vertikale Rissbildung infolge des dort linearen Querkraftverlaufes und der daraus resultierenden bereichsweise geringen Querkraftbeanspruchung. Das Versagen tritt im Bereich der Innenstütze in Form eines steil geneigten Risses auf.

Die Studie DLT 1-UDL4 (Bild 5-44 (d)) weist im Bruchzustand die größte Systemtraglast auf, da hier erhebliche Traganteile aufgrund kleinerer Schubschlankheiten unmittelbar ins Auflager abgetragen werden. Wie auch im Versuch beobachtet, so ist die Rissbildung am oberen Rand der Innenstütze hier auf einen kürzeren Bereich begrenzt. Ursächlich dafür ist, dass der Momentennulldurchgang bei der gegebenen Streckenbelastung näher zur Innenstütze wandert (vgl. Bild 3-24) als bei den Versuchen und Simulationen unter Einzellasten. Der absolute Wert der Systemtraglast ist hier jedoch im Hinblick auf die Probleme bei der numerischen Abbildung des Streckenlastversuches DLT 4 hier kritisch zu betrachten. Weitere experimentelle Großversuche unter (variierenden) Streckenbelastungen sind daher weiterhin von großer Bedeutung. Letztlich zeigt sich auch im Rahmen der Studie DLT 1-UDL4 ein Versagen an der Innenstütze als Folge eines sehr steilen Schubrisses. Auffällig ist die überwiegend vertikale Rissbildung bei Versuchsträgern unter Streckenbelastung. Auch diese Beobachtung ist in guter Übereinstimmung mit Versuchsergebnissen (Bild 3-20 (d)). Die Querkrafttragfähigkeit im Rahmen der Simulation wird daher, wie auch am Versuchsträger DLT 4 messtechnisch belegt (Bild 3-31), überwiegend über die Querkrafttraganteile V_{cc} und V_p gewährleistet.

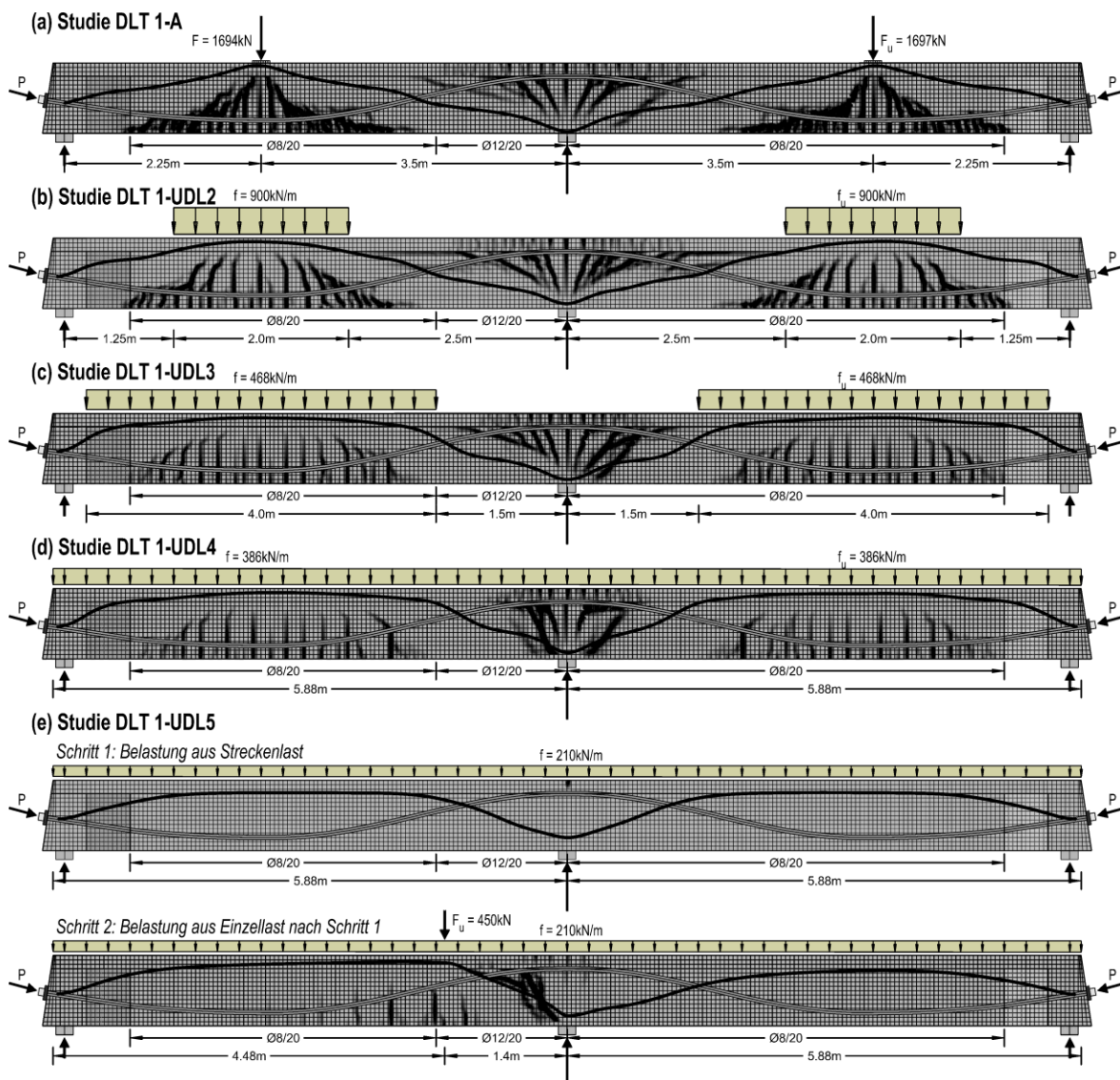


Bild 5-44: Numerische Parameterstudie zum Einfluss des Lastbildes auf den Druckbogenverlauf

Im Zuge der Studie DLT 1-UDL5 (Bild 5-44 (e)) wurde das Tragverhalten eines Spannbetonbalkens unter unsymmetrischer Belastung infolge einer Einzel- und Streckenlastkombination untersucht. Dazu wurde zunächst in einem ersten Schritt eine Streckenlast der Größe 210 kN/m aufgebracht, sodass die Randzugspannungen im Bereich der Innenstütze den Wert der Betonzugfestigkeit überschreiten. Unter der Streckenbelastung ist die Dekompression bereichsweise auch im Feld gegeben. Die Beanspruchung entspricht näherungsweise der des Längssystems einer Spannbetonbrücke im GZG, welche überwiegend durch ihr Konstruktionseigengewicht sowie ggf. weitere Streckenlasten beansprucht wird. In einem zweiten Schritt wurde links der Innenstütze eine Einzellast bis zum Systemversagen gesteigert. Diese Last befand sich 1,4m von der Achse der Innenstütze entfernt. Der unter der reinen Streckenbelastung (Schritt 1) gleichmäßig gekrümmte Bogenverlauf passt sich nun deutlich der neuen Belastungssituation als Folge der auflagenahen Einzellast (Schritt 2) an. Das Versagen der Simulation erfolgt zwischen Einzellast und Innenstütze.

Die Einzellast im Bruchzustand in Höhe von 450 kN entspricht in etwa 25% der Gesamtbelastung im linken Trägerfeld. Das Verhältnis dieser Lasten bildet so in grober Näherung das Verhältnis der veränderlichen Lasten zu den Gesamtlasten bei realen Brückenbauwerken ab. Die grundsätzliche gute Übereinstimmung der Simulations- und Versuchsergebnisse lässt erwarten, dass sich bei realen Brückenbauwerken im GZT ein Rissbild ähnlich zu Bild 5-44 (e) ausbildet, sofern große Einzellasten im Bereich der Innenstütze aufgebracht werden. Eine ausgeprägte Rissbildung, wie in Bild 5-44 (d) zu sehen, stellt sich dann nicht ein. Zu erwähnen ist, dass im Rahmen der Studie DLT 1-UDL5 keine Schädigung auf Seiten der Materialmodellierung CDP berücksichtigt wurde (vgl. Abschnitt 4.3.2). Dieses Vorgehen wird als ausreichend genau angenommen, da sich der Balken im quasi ungerissenen Zustand befindet, bevor aus der auflagenahen Einzellast eine Veränderung der inneren Spannungszustände resultiert.

Auf Basis der Parameterstudie zum Einfluss des Lastbildes auf die Systemtraglast und das Systemtragverhalten können zusammenfassend folgende Aussagen für die simulierten Versuchsträger unter Einzellasten getätigt werden:

- Der Druckbogen ist die Stützlinie für die gegebene Belastung. Die Form der Stützlinie unter Einzelbelastung kann durch ein Sprengwerk idealisiert werden; die unter Streckenbelastung entspricht der eines Bogens.
- Im auflagenahen Bereich werden Anteile der Querkräfte aus Streckenlasten unmittelbar in die Auflager abgeleitet.
- Der Verlauf des Druckbogens ist stark abhängig von der Beanspruchung. Unter Streckenlasten verläuft dieser im Feldbereich deutlich flacher, die Querkraftdeckung wird hier überwiegend durch den Querkrafttraganteil V_p gewährleistet.
- Unter Streckenlasten bilden sich überwiegend vertikale Biegerisse im Feld aus. Eine Umlagerung innerer Kräfte in ein fachwerkartiges Tragsystem ist dann nicht gegeben.

5.5.5 Zum Einfluss der Biegeschlankheit

Die Biegeschlankheit der Träger DLT 1-4 beträgt $\lambda_B = l/h = 5,75/0,8 \approx 7,2$. Es handelt sich bei diesen Versuchsträgern verglichen mit der Biegeschlankheit üblicher durchlaufender Spannbetonbrücken um verhältnismäßig gedrungene Träger. Die Biegeschlankheiten üblicher Spannbetonbrücken liegen in etwa im Bereich von $\lambda_B = 12-20$ oder darüber hinaus. Zudem erstrecken sich die Diskontinuitätsbereiche der Träger DLT 1-3 unter Einzellasten, bezogen auf die Spannweite der Felder, über relativ große Bereiche (Bild 5-45 (a)). Dementsprechend ist bereichsweise von stark nichtlinearen Spannungsverteilungen auszugehen. Im Rahmen der Streckenbelastung des Versuchsträgers DLT 4 entfallen die Diskontinuitätsbereiche im Feld. Dennoch spiegeln die Längen der auflagnahen Diskontinuitätsbereiche auch hier nicht wirklichkeitsnah die Verhältnisse schlanker Spannbetonbalken wider (Bild 5-45 (b)).

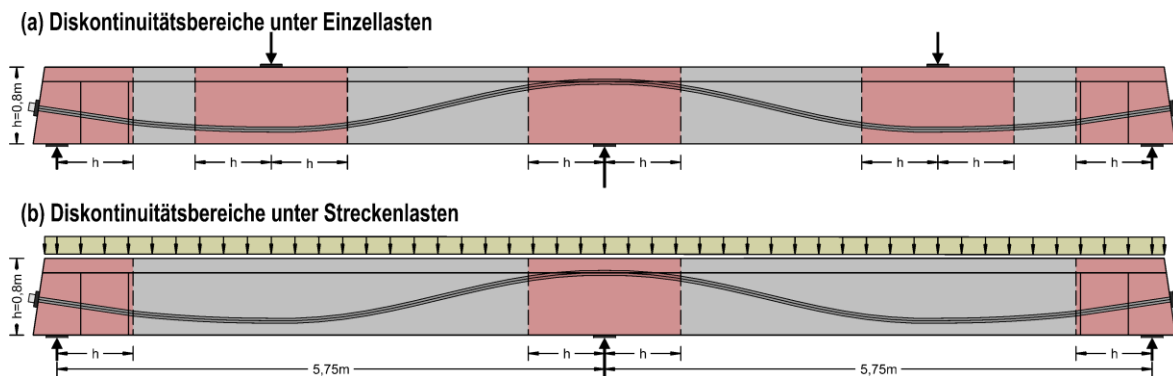


Bild 5-45: Diskontinuitätsbereiche unter (a) Einzellasten (DLT 1-3) und (b) Streckenlasten (DLT 4)

Die vorliegende Parameterstudie dient der Untersuchung der Druckbogenentwicklung in schlanken Spannbetonträgern mit Spannweiten von $11,5\text{m}$ je Feld unter variierenden Lastkonfigurationen. Es wird untersucht, inwiefern sich das an gedrungenen Trägern beobachtete Tragverhalten auch im Rahmen der Studien an schlanken Trägern mit einer Biegeschlankheit von $\lambda_B = l/h = 11,5/0,8 \approx 14$ zeigt.

Als Grundlage der Modellierungen im Rahmen der Parameterstudie dient die Modellierung DLT 1-A, jedoch wird der Balken in Längsrichtung um den Faktor 2 „gestreckt“ (Bild 5-46). Von einer Modellierung geneigter Trägerstirnseiten und Stegvoutungen wird abgesehen, sodass durchgehend eine Diskretisierung des Systems mit Elementen der Kantenlänge 50mm erfolgen kann. Die Materialeigenschaften des Betons, Betonstahls, Spannstahls und Baustahls wurden unverändert übernommen. Auch die Querkraftbewehrung ($\text{Ø}8/20$) und der Querschnitt sind gegenüber der Studie DLT 1-A unverändert. Die Anordnung der schlaffen Längsbewehrung sowie des Spannglieds wurden in Balkenlängsrichtung bei Beibehaltung der Querschnitte und der Vorspannung um den Faktor 2 skaliert. Damit ist die Bewehrungsführung der Parameterstudie qualitativ mit jener der Studie DLT 1-A vergleichbar.

Bild 5-46 zeigt die Modellierung des Betons in den Feldern 1 und 2. Zur Reduktion des erheblichen Berechnungsaufwandes wurde dem Beton in Feld 1 ein überwiegend linear-elastisches Materialgesetz zugewiesen (grüne Bereiche in Bild 5-46). Im Folgenden erfolgen daher ausschließlich Druckbogenauswertungen für das Feld 2 mit elasto-plastischem Materialgesetz.

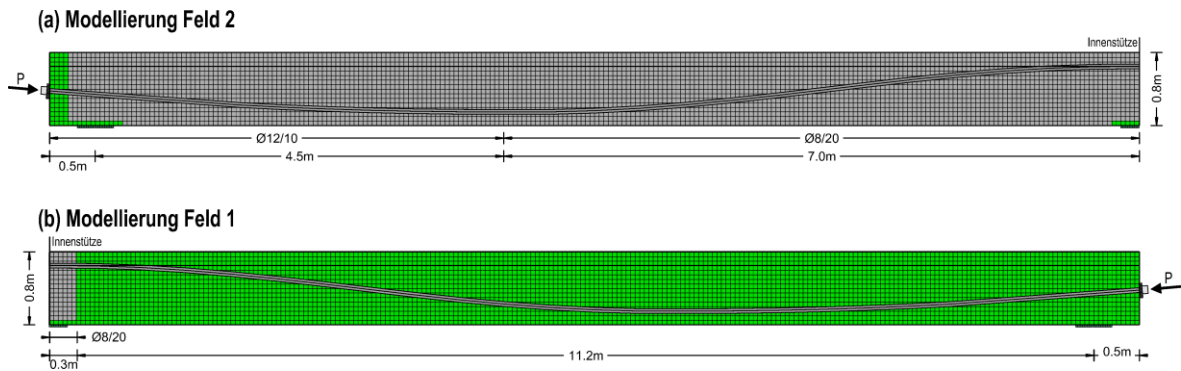


Bild 5-46: Modellierung in den Feldern 1 und 2 im Rahmen der Parameterstudie zum Einfluss der Schlankheit: grau = nichtlineares Materialgesetz, grün = lineares Materialgesetz

Im Rahmen der Parameterstudie werden die Lasten in jedem Feld gleichermaßen und symmetrisch zur Innenstütze appliziert. Bild 5-47 demonstriert die Diskontinuitätsbereiche des linken Feldes für die im Folgenden untersuchten Lastkonfigurationen. Die Längen der Diskontinuitätsbereiche sind im Rahmen der aktuellen Parameterstudie verglichen zu vorherigen Parameterstudien (Bild 5-45) von tendenziell untergeordneter Bedeutung. Dabei ist insbesondere die Studie DLT 24-UDL von großem Interesse, da sie von allen durchgeführten numerischen Simulationen diejenige ist, welche die tatsächlichen Verhältnisse bestehender Betonbrücken am ehesten widerspiegelt.

Tabelle 5-11 sind die im Rahmen der Parameterstudie gewählten Belastungskonfigurationen sowie die Traglast bei Systemversagen der numerischen Simulation in Feld 2 zu entnehmen. Die Simulation DLT 24-SL1 versagt infolge eines Biegeversagens im Feld im Bereich der Einzellast. Ursächlich für das Versagen der Simulationen DLT 24-SL2 und DLT 24-UDL ist ein Biegeschubversagen im Bereich der Innenstütze. Erwartungsgemäß weist die Simulation DLT 24-UDL gegenüber der Simulation DLT 24-SL1 und Simulation DLT 24-SL2 eine deutlich höhere Systemtraglast in Feld 2 auf, da sich Anteile der Streckenlastlast hier – wie analog auch schon bei vorherigen Parameterstudien beobachtet – unmittelbar in die Auflager abtragen.

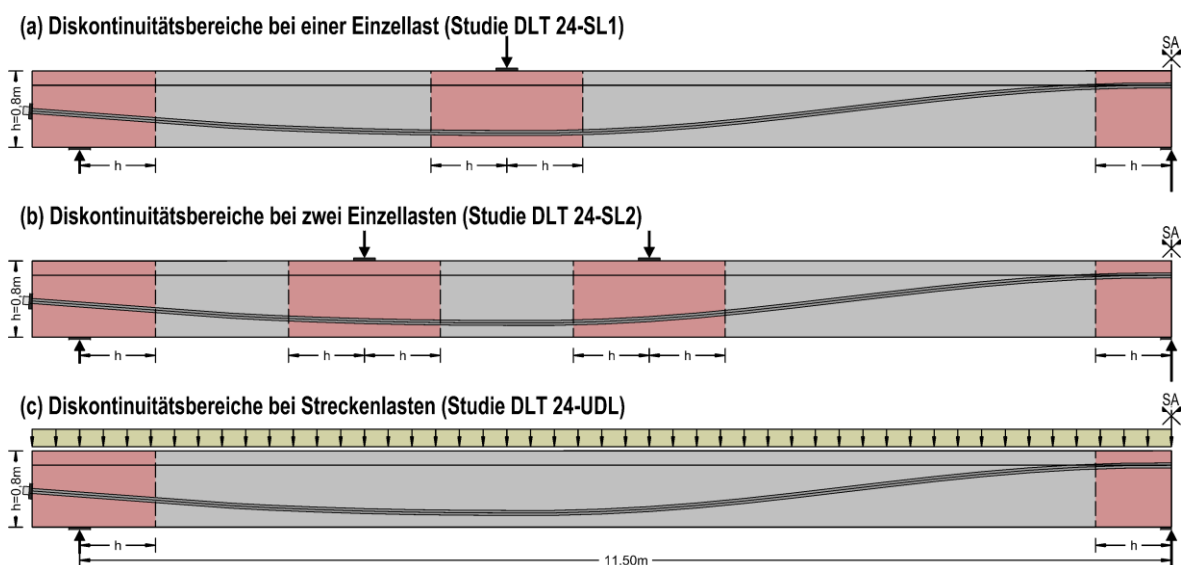


Bild 5-47: Numerische Parameterstudie zum Einfluss der Schlankheit

Tabelle 5-11: Parameterstudie zum Einfluss des Querkraftbewehrungsgrades (Referenzsimulation DLT 1-A)

Studie	Lastbild	Belastung im Bruchzustand in Feld 2 [kN bzw. kN/m]	Systemtraglast in Feld 2 [kN]
DLT 24-SL1	Eine Einzellast	$F_{u,Sim} = 908$	$F_{u,Sim} = 908$
DLT 24-SL2	Zwei Einzellasten	$F_{u,Sim} = 555$	$F_{u,Sim} = 2 \cdot 555 = 1110$
DLT 24-UDL	Streckenlast	$f_{u,Sim} = 150$	$F_{u,Sim} = 12 \cdot 150 = 1800$

Bild 5-48 zeigt die lastabhängige Druckbogenentwicklung im Rahmen der Simulation DLT 24-SL1. Bei ansteigenden Lasten stellt sich eine deutliche Biege- und Biegeschubrissbildung im Feldbereich sowie im Bereich der Innenstütze ein. Der Bereich der Endauflager und des Momentennulldurchganges verbleiben dabei bis zum Bruchzustand im ungerissenen Zustand. Im Rahmen der vorliegenden Simulation zeigt sich ein deutliche Krümmung des Druckbogens, bis ca. 50% der Bruchlast aufgebracht sind. Dieser Druckbogenverlauf ähnelt so dem der Studie DLT 1-A unter vergleichbarer Belastung (Bild 5-25). Unter derartigen Belastungssituationen wird die Querkrafttragfähigkeit maßgeblich durch den Druckbogentraganteil V_{cc} und den Spanngliedtraganteil V_p realisiert. Im Bruchzustand zeigt sich hier jedoch, anders als im Rahmen der Simulation DLT 1-A, kein sprengwerkartiger Verlauf zwischen den Einzellasten und Auflagern. Der Druckbogen erstreckt sich im Feldbereich und im Bereich der Innenstütze deutlich horizontaler, und verläuft im Bereich des Momentennulldurchganges und zum Endauflager mit erheblicher Steigung. Ein derartiger Verlauf des Bogens wurde in Studie DLT 1-A unter Lasten von bis zu ca. 85% der Bruchlast der Simulation beobachtet und kann sich so einstellen, da die Umlenkkräfte im Bereich des Momentennulldurchgangs über die Zugfestigkeit des ungerissenen Betons aufgenommen werden können.

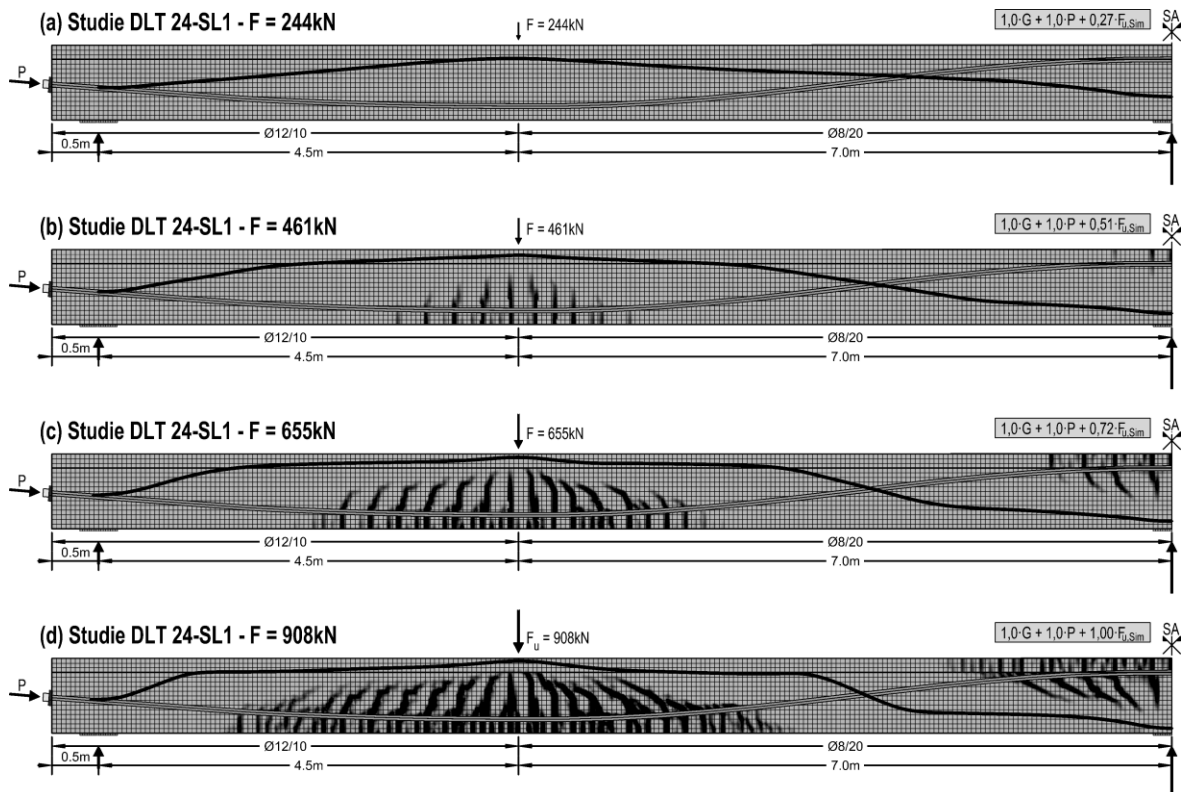


Bild 5-48: Lastabhängige Druckbogenentwicklung der Studie DLT 24-SL1

Ein Rissbild und Druckbogenverlauf ähnlich zu Bild 5-48 (d) wurde bereits im Rahmen der Studie DLT 1-SL5 (Bild 5-43 (e)) vorgefunden. Im Rahmen dieser Simulation trat das Versagen jedoch im Bereich der sehr auflagennahen Einzellast zum Endauflager auf, ein Biegeschubversagen konnte sich aufgrund der verhältnismäßig geringen Beanspruchungen an der Innenstütze nicht ausbilden.

Im Rahmen der Studie DLT 1-A versagt der Versuchsträger als Folge der Biegeschubrissbildung an der Innenstütze. Ursächlich für das Versagen der Studie DLT 24-SL1 ist das Fließen der Biegebewehrung im Bereich der Innenstütze. Es ist naheliegend, dass sich im Rahmen der Simulation DLT 24-SL1 ebenfalls ein sprengwerkartiger Verlauf des Druckbogens im Bruchzustand einstellen würde, sofern sich eine Rissbildung im Bereich des Momentennulldurchgangs entwickeln kann und nicht das Biegeversagen im Feldbereich versagensmaßgebend wird. Hier ist jedoch die Biegetragfähigkeit versagensrelevant. Falls die Modellierung näherungsweise die Verhältnisse üblicher Spannbetonbrücken widerspiegelt, stellt sich die Frage, ob bei ähnlicher Einzelbelastung realer Brückenlängssysteme im Feld ein Querkraftversagen überhaupt maßgebend wird.

Bild 5-49 zeigt die lastabhängige Druckbogenentwicklung im Rahmen der Simulation DLT 24-SL2. An der ausschließlich vertikalen Rissbildung zwischen den Einzellasten lässt sich sehr deutlich der näherungsweise querkraftfreie Bereich erkennen. Der Druckbogen verläuft in diesem Bereich über alle Laststufen hinweg näherungsweise horizontal. Wie auch im Rahmen der Studie DLT 24-SL1 beobachtet, verläuft der Druckbogen bis ca. 50% der Bruchlast zu den Auflagern mit deutlicher Krümmung. Die Querkrafttraganteile V_{cc} und V_p allein decken bis zu dieser Laststufe die Querkraftbeanspruchung quasi vollständig ab. Bei hohen Belastungen (ca. 80% der Bruchlast) zeigt sich ein Druckbogenverlauf, welcher so auch im Rahmen der Simulation DLT 24-SL1 in sehr ähnlicher Form im Bruchzustand gegeben war.

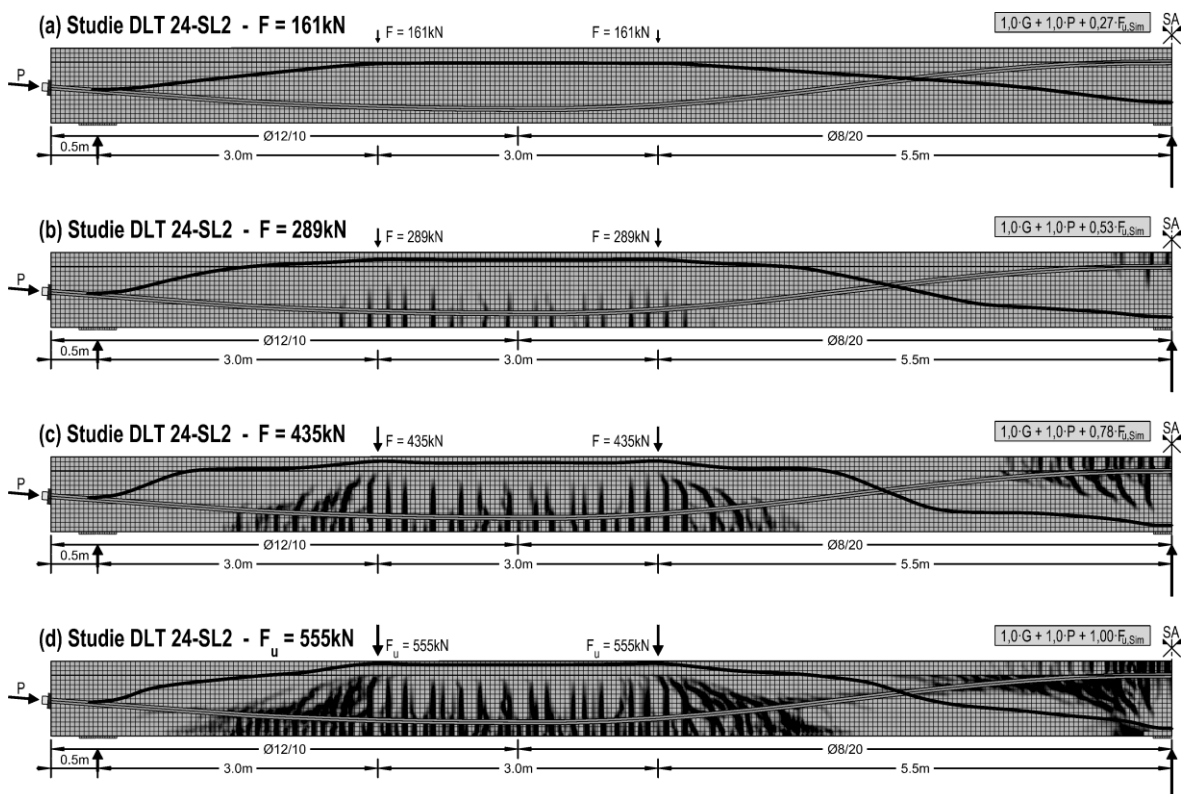


Bild 5-49: Lastabhängige Druckbogenentwicklung der Studie DLT 24-SL2

Wesentlich ist jedoch der Unterschied, dass die Simulation DLT 24-SL1 ein Biegeversagen im Feld zeigt, während das Versagen der Simulation DLT 24-SL2 aus der Biegeschubrissbildung an der Innenstütze resultiert. Da im Rahmen der Simulation DLT 24-SL2 ca. 20% höhere Systemlasten aufgebracht werden, ändert sich der Verlauf der Druckbogen aus der fortschreitenden Rissbildung und es zeigt sich im Bruchzustand näherungsweise eine direkte Abstützung der Lasten zur Innenstütze bzw. dem Spannanker. Aus dem Verlauf des Druckbogens resultieren dann in diesen Bereichen erhebliche Querkrafttraganteile V_{cc} .

Bild 5-50 zeigt die lastabhängige Druckbogenentwicklung der Simulation DLT 24-UDL unter Streckenlasten. Das Rissbild spiegelt hier sehr deutlich die Balkenbeanspruchung wider: Im Bereich des Querkraftnulldurchgangs im Feld ergeben sich ausschließlich vertikale Biegerisse. Zu den Auflagern neigen sich die Risse infolge der ansteigenden Querkraftbeanspruchung zunehmend. Der Bereich des Momentennulldurchganges sowie der nähere Endauflagerbereich zeigen keine nennenswerte Rissbildung. Auch hier zeigt sich eine deutliche Krümmung des Druckbogens bei geringen bis mittleren Beanspruchungen mit entsprechend hohen resultierenden Querkrafttraganteilen V_{cc} .

Interessant ist der Verlauf des Druckbogens im Bereich des Momentennulldurchganges unter der Laststufe 111 kN/m (Bild 5-50 (c)). Offensichtlich stützt sich der Bogen hier ca. im Abstand $a \approx 2 \cdot d$ vor der Innenstütze ab, und wird entsprechend über den dort ungerissenen Beton hochgehängt. Entscheidend ist jedoch, dass diese Hochhängung des Druckbogens im Bruchzustand jedoch nicht mehr gegeben ist. Dann zeigt sich eine näherungsweise direkte Abstützung der Druckkraft von der Biegedruckzone im Feld zur Biegedruckzone an der Innenstütze. Der Querkrafttraganteil V_{cc} ist in diesem Bereich im Bruchzustand von erheblicher Größenordnung.

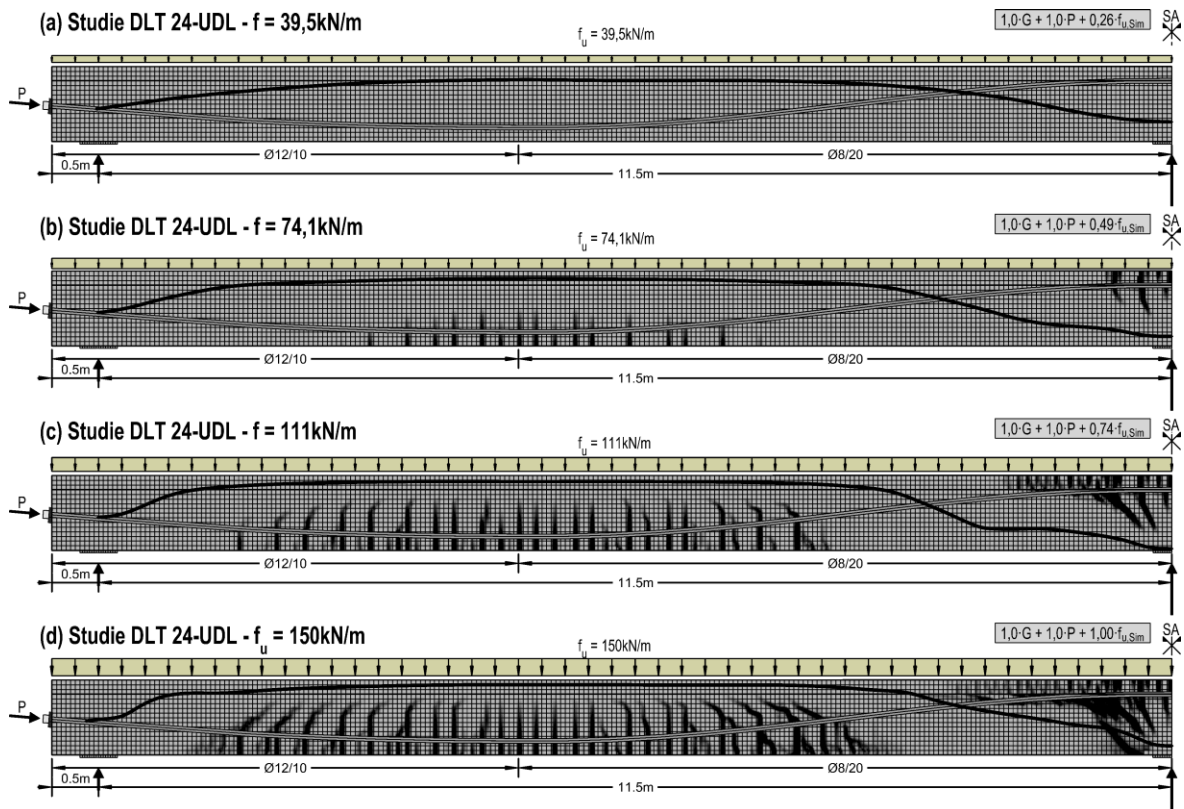


Bild 5-50: Lastabhängige Druckbogenentwicklung der Studie DLT 24-UDL

Das Versagen trat in der Simulation durch Biegeschubbrissbildung an der hoch biege- und querkraftbeanspruchten Innenstütze ein. Aufgrund der steilen Rissneigung ist die vorhandene Querkraftbewehrung zur Begrenzung der Rissöffnung hier jedoch wenig geeignet. Maßgeblich für die Begrenzung der Rissöffnung und somit das Versagen ist hier die Biegebewehrung. Im Rahmen der gewählten Modellierung wurde in der Biegezugzone an der Innenstütze eine erhebliche Menge Betonstahlbewehrung eingelegt, um ein frühes Biegeversagen des Querschnitts auszuschließen. Derartige Längsbewehrungsgrade sind jedoch i.d.R. bei kritischen bestehenden Brückenbauwerken nicht gegeben. Daher liegt die Vermutung nahe, dass sich bei bestehenden Brückenbauwerken unter vergleichbaren Belastungen in aller Regel immer ein Biegeversagen einstellen wird, bevor es zu einem Querkraftversagen kommen kann. Letztlich erscheint ein Querkraftversagen nur in Kombination mit extrem hohen auflagnahen Einzellasten (z.B. einer Tandemlast) überhaupt denkbar.

Auf Basis der Parameterstudie zum Einfluss der Biegeschlankheit auf die Systemtraglast und das Systemtragverhalten können zusammenfassend folgende Aussagen für die hier untersuchten Balken getätigt werden:

- Der Druckbogenverlauf ist stark von der Art, Größe und Anordnung der Belastung abhängig.
- Auch bei schlanken Spannbetonbalken mit Plattenbalkenquerschnitt können sich die zuvor an gedrungenen Spannbetonbalken beobachteten Druckbogenverläufe im Bruchzustand einstellen: Ein Sprengwerk unter Einzelbelastung bzw. ein Bogen bei Streckenbelastung.
- Schlanke Spannbetonbalken unter Streckenlasten können im Bruchzustand einen erheblichen Querkrafttraganteil über die Druckbogenwirkung abtragen.

5.6 Zusammenfassung

Ziel der numerischen Simulationen war es, den Verlauf der inneren Kräfte und so das Bauteiltragverhalten der simulierten Versuchsträger zu analysieren, um das Verständnis über das komplexe Tragverhalten von vorgespannten Betonträgern unter Querkraftbiegung zu verbessern. Im Rahmen dieses Kapitels wurden die in Abschnitt 3 vorgestellten großformatigen Versuchsträger numerisch simuliert, umfassend ausgewertet und mit den Ergebnissen experimenteller Untersuchungen verglichen. Darüber hinaus wurden Parameterstudien durchgeführt, um den Einfluss von Parametern auf das Bauteiltragverhalten zu untersuchen, welche im Rahmen der experimentellen Untersuchungen nicht variiert werden konnten.

Wie in Abschnitt 5.4 beschrieben, bilden die numerischen Modelle das im Versuch beobachtete Tragverhalten grundsätzlich mit guter Übereinstimmung ab. Es ist daher davon auszugehen, dass die auf Basis der numerischen Versuchsnachrechnungen und Parameterstudien gewonnenen Ergebnisse – im Rahmen einer gewissen Unschärfe – auf reale Bauwerke übertragen werden dürfen. Jedoch zeigten sich im Zuge der numerischen Abbildung des Versuchsträgers DLT 4 unter Streckenlast auch signifikante Modellierungsprobleme, welche letztlich die Unverzichtbarkeit experimenteller Untersuchungen als Referenzversuche belegen.

Numerische Simulationen bilden letztlich lediglich das Systemverhalten eines numerischen Modells ab, welches wiederum nur so gut mit der Realität übereinstimmen kann, wie es die Modellierung (physikalische, geometrische und modellbedingte Vereinfachungen) zulässt. Um eine gute Übereinstimmung zwischen dem simulierten und realen Tragverhalten eines Bauwerks zu erreichen besteht daher die Notwendigkeit, dass für die Material- und Strukturmodellierung geeignete Ansätze gewählt werden. Eine Kalibrierung und Validierung der numerischen Rechenmodelle sollte daher immer auf Basis geeigneter Versuche erfolgen.

Die Auswertung der Simulationsergebnisse zeigt deutlich und erwartungsgemäß, dass insbesondere die Betonzugfestigkeit einen erheblichen Einfluss auf das Bauteiltragverhalten hat. Erst im Bruchzustand und bei dann i.d.R. ausgeprägter Rissbildung kann die Betonzugfestigkeit im Hinblick auf den Druckbogenverlauf und damit Querkraftlastabtrag von untergeordneter Bedeutung sein.

Ein physikalisch begründetes, analytisches Modell zur Beschreibung des tatsächlichen Querkrafttragverhaltens lässt sich auch mithilfe der Numerik nur bedingt herleiten, da die numerischen Modelle infolge der programmbedingten Idealisierungen (verschmierte Rissbildung, perfekter Verbund, Modellierung mit Fachwerkstäben, isotropes Materialverhalten von Beton,...) die Realität nicht vollständig widerspiegeln können. Mithilfe der Numerik konnte jedoch das Verständnis für das Tragverhalten durchlaufender Spannbetonbalken, insbesondere aufgrund der diskreten Modellierung der Bewehrungselemente, mit sehr hohem Detaillierungsgrad verbessert und der Verlauf der inneren Kräfte visualisiert werden.

Neben den durchgeführten experimentellen Untersuchungen bilden die numerischen Untersuchungen eine weitere wichtige Säule zur Begründung und Herleitung eines Querkrafttraganteils des Betons infolge einer Druckbogenwirkung bei Spannbetonbalken. Mithilfe der nichtlinearen Simulationsrechnungen konnten die belastungsabhängigen Druckbogenverläufe visualisiert und so an vorgespannten (und nicht vorgespannten) Balken verdeutlicht und überprüft werden. Letztlich zeigen die Auswertungen der numerischen Untersuchungen deutlich, dass die Ableitung eines Betontraganteils V_{cc} auf Basis der Druckbogenwirkung im Beton einen geeigneten Ansatz darstellt, die Querkrafttragfähigkeit vorgespannter Balken wirklichkeitsnäher zu erfassen. Es konnte dabei mithilfe der Numerik sehr deutlich gezeigt werden, dass der Querkrafttraganteil V_{cc} von erheblicher Größenordnung ist und summiert mit dem Spanngliedtraganteil V_p in Abhängigkeit von der äußeren Belastung bis 100% der Querkraftbeanspruchung abdecken kann.

6 Analytisches Ingenieurmodell

6.1 Allgemeines

Im Rahmen der durchgeführten experimentellen Untersuchungen an großformatigen vorgespannten Zweifeldträgern mit Plattenbalkenquerschnitt konnte mithilfe geeigneter Messtechnik der Verlauf der inneren Kräfte vorgespannter Durchlaufträger visualisiert und analysiert werden (Abschnitt 3). Es konnte so gezeigt werden, dass sich bei derartigen Systemen eine Druckbogenwirkung einstellt, welche hinsichtlich der Querkrafttragfähigkeit günstig in Ansatz gebracht werden kann. Durch Nachrechnung der Großversuche mithilfe der Finite-Elemente-Methode unter Berücksichtigung des nichtlinearen Material- und Verformungsverhaltens wurde darüber hinaus die experimentell beobachtete Druckbogenwirkung auf Basis numerischer Simulationsberechnungen detailliert untersucht und nachgewiesen (Abschnitt 5). Im folgenden Kapitel wird ein analytisches Ingenieurmodell vorgestellt, welches auf Basis der experimentell und numerisch erlangten Erkenntnisse sowie des idealisierten Fachwerkmodells in DIN EN 1992-2 [26] hergeleitet und verifiziert wurde. Im Zuge des analytischen Ingenieurmodells, dem „Erweiterten Druckbogenmodell“ (EDBM), wird diesem idealisierten Fachwerkmodell für den Nachweis der Querkrafttragfähigkeit ein zusätzlicher Betontraganteil in Ansatz gebracht, welcher sich aus der Druckbogenwirkung ableiten lässt. Auf Basis des Erweiterten Druckbogenmodells lässt sich die Querkrafttragfähigkeit vorgespannter Balken wirklichkeitsnah bestimmen. Dies ist im Hinblick auf die wirtschaftliche Nachrechnung bestehender Spannbetonbrücken von besonderem Interesse.

6.1.1 Verwandte Modellvorstellungen

Die Vorstellung, dass sich eine Sprengwerk- oder Bogen-Zugband-Wirkung in Balkenstegen von Stahl- bzw. Spannbetonträgern ausbilden kann, besteht seit den Anfängen des Betonbaus. Auch *Leonhardt* [93] beschrieb bereits 1955, dass sich bei vorgespannten Balken ein Druckgewölbe einstellen kann, über welches ein wesentlicher Anteil der einwirkenden Querkraft abgetragen wird (Bild 6-1). Neben dem Betontraganteil aus der Druckbogenwirkung wird nach *Leonhardt* ein weiterer, signifikanter Anteil der Querkraft über geneigt verlaufende Spannglieder abgetragen. Auch *Kani* [75] beschrieb 1969 ein Modell mit übereinanderliegenden, lastabtragenden Druckbögen, bei welchen jedoch eine Querkraftbewehrung zur Hochhängung der Kämpferkräfte der lastabtragenden Bögen aus den Feldbereichen im Bereich der Momentennullpunkte erforderlich ist.

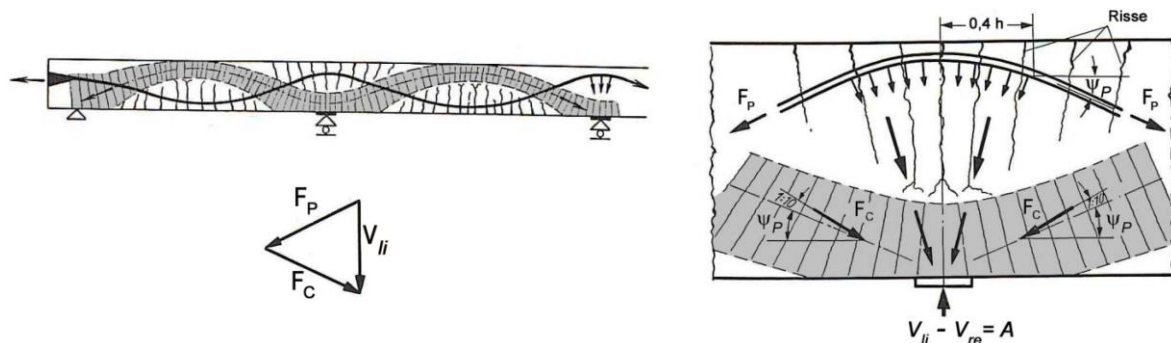


Bild 6-1: Druckgewölbe bei einem Durchlaufträger mit girlandenartigem Spanngliederlauf nach *Leonhardt* [93], entnommen aus [80]

Specht & Scholz [145] stellten 1995 ein Ingenieurmodell unter Zugrundelegung der Bogenwirkung zur Beschreibung des Querkrafttragverhaltens von Stahl- und Spannbetonbalken mit und ohne Querkraftbewehrung vor. Das Modell setzt sich aus drei Traganteilen zusammen, welche je nach Gegebenheit kombiniert werden:

1. Betontraganteil bei lediglich längsbewehrten Stahlbetonbauteilen
2. Fachwerktraganteil bei Vorhandensein einer Schubbewehrung
3. Bogenzugbandmodell bei Vorhandensein einer Längsvorspannung

Specht & Scholz führten auf Basis ihres Modells umfangreiche Versuchsnachrechnungen durch, wobei jedoch im Falle querkräftbewehrter Plattenbalken die tatsächlichen Traglasten teilweise nicht zu erklären waren. In [145] ist dieses Modell zudem noch nicht an durchlaufenden Systemen verifiziert worden.

Maurer & Kızıltan [114] sowie *Kızıltan* [80] konnten die von *Leonhardt* beschriebene Druckbogenwirkung an vorgespannten Einfeldträgern numerisch nachweisen und entwickelten auf Basis ihrer Erkenntnisse das Druckbogenmodell (DBM) zur analytischen Bestimmung der Druckbogenwirkung. Dieses basiert auf der grundlegenden Vorstellung, dass aus der Druckbogenwirkung in vorgespannten Balken ein zusätzlicher Querkrafttraganteil V_{cc} resultiert. Es handelt sich dabei um ein anschauliches Modell zur näherungsweise Bestimmung des zusätzlichen Querkrafttraganteils infolge Bogenwirkung bei Spannbetonbalken im Zustand I und bei reiner Biegegrissbildung. Das Modell wird in Abschnitt 6.2 hinreichend beschrieben.

Grundsätzlich besteht Einigkeit, dass sich bei Belastung eines Stahlbetonbalkens durch Einzellasten eine Sprengwerk- bzw. Druckbogenwirkung einstellen und bei Belastung durch Streckenlasten ein Druckbogen ausbilden [164] kann. Sprengwerk und Bogen bilden dann die Stützlinie für die gegebene Belastung, wobei die Lasten überwiegend über Druckkräfte zu den Auflagern transportiert werden (Bild 6-2). Ein wesentlicher Anteil der Querkraft wird dann direkt zu den Auflagern transportiert. Dieses Tragverhalten wurde in Abschnitt 5 mithilfe numerischer Simulationsberechnungen an den hier getesteten Versuchsträgern eingehend untersucht.

Im Rahmen der numerischen Untersuchungen wurde deutlich, dass sich bei Stahlbetonbauteilen erst erhebliche Verformungen einstellen müssen, bis sich eine Sprengwerk- bzw. Druckbogenwirkung einstellen kann. Auch *Muttoni* stellte dies fest und wies darauf hin, dass sich nicht in jedem Fall pauschal eine Sprengwerk- oder Druckbogenwirkung einstellen kann, da die plastische Verformbarkeit von Stahlbetonbauteilen begrenzt ist [119]. Dennoch konnte *Görtz* [45] die Sprengwerk- bzw. Druckbogenwirkung in Stahlbetonbalken mithilfe von Dehnungsmessungen in repräsentativen vertikalen Schnitten (an relativ gedrunghenen Versuchsträgern) messtechnisch erfassen.

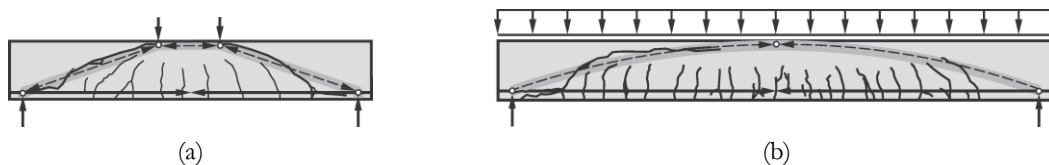


Bild 6-2: Sprengwerk- vs. Druckbogenwirkung: (a) Sprengwerk unter Einzellasten, (b) Druckbogenwirkung unter Streckenlasten, entnommen aus [164]

6.2 Das Druckbogenmodell (DBM)

6.2.1 Allgemeines

Maurer und *Kiziltan* nahmen die von Leonhardt zuvor beschriebenen Überlegungen zur Ausbildung eines Druckgewölbes bei Spannbetonbalken erneut auf und entwickelten ein anschauliches Modell, das Druckbogenmodell (DBM), zur Bestimmung eines zusätzlichen Betontrageanteils bei der Querkrafttragfähigkeit von Spannbetonbalken. Bei diesem Modell wird dem Fachwerkmodell mit Rissreibung die Tragwirkung eines vereinfacht bestimmten Betondruckbogens überlagert. Das Druckbogenmodell nach *Maurer & Kiziltan* [80; 106; 114] kann jedoch – wie im folgenden Kapitel noch gezeigt wird – mit ausreichender Genauigkeit lediglich zur Ermittlung der Querkrafttragfähigkeit vorgespannter Balken im ungerissenen Zustand I oder bei ausschließlicher Biegerissbildung herangezogen werden. Damit ist es für die Bestimmung der Querkrafttragfähigkeit im Grenzzustand der Tragfähigkeit nicht in jedem Fall geeignet.

Zur Ermittlung des Druckbogenverlaufs längs eines Balkens werden bei dem DBM die Dehnungsebenen aus den zugehörigen Biegemomenten und der Vorspannwirkung in diskreten vertikalen Schnitten längs eines Bauteils bestimmt (Bild 6-3). Auf Basis dieser Dehnungsebenen werden die Druckzonenhöhe x und der Abstand der horizontalen Biegedruckkraft F_c zum Querschnittsrand bestimmt [40]. Infolge der entlang eines Trägers veränderlichen Spanngliedhöhenlage und des veränderlichen Biegemomentes variiert die Lage dieser horizontalen Biegedruckkraft. Aus der Verbindungslinie der Druckzonenhöhen ergibt sich der überdrückte Bereich; aus der Verbindungslinie der horizontalen Biegedruckkräfte ergibt sich der Druckbogenverlauf.

Letztlich ergibt sich aus der vertikalen Komponente der geneigten Biegedruckkraft F_c des Druckbogens ein zusätzlicher Querkrafttraganteil V_{cc} des Betons. Ein derartiger Betontrageanteil wird bei der Nachrechnung von parallelgurtigen Spannbetonbalken gem. NRR [11; 12] auf Basis des Eurocode 2 für Betonbrücken [25; 26] nicht in Ansatz gebracht. Die genannten Normen berücksichtigen lediglich einen Betontrageanteil, der auf die zwischen den Rissfemern wirkende Rissreibung zurückzuführen ist [130].

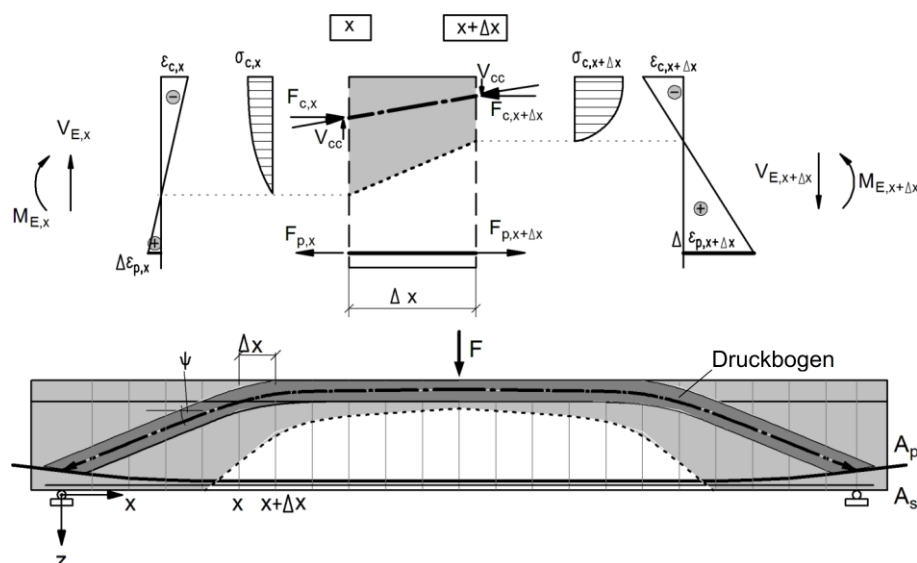


Bild 6-3: Bestimmung des Verlaufs der geneigten Biegedruckkraft nach *Kiziltan*, entnommen und modifiziert aus [80]

Analog zum Vorgehen bei der Ermittlung der Vertikalkomponente V_p einer geneigten Spanngliedkraft ermittelt sich der Druckbogenantraganteil V_{cc} aus dem Verlauf der resultierenden geneigten Biegedruckkraft (Bild 6-3). Methodisch wird so in den aktuell gültigen Normen bekanntlich nur bei Balken mit geometrisch geneigtem Druckgurt verfahren. Bei vorgespannten Balken konstanter Höhe verläuft der Druckgurt im Inneren des Bauteils jedoch ebenfalls geneigt, weshalb die Vertikalkomponente dieser geneigten Druckkraft hier als zusätzlicher Querkrafttraganteil V_{cc} angesetzt werden darf (Bild 6-4).

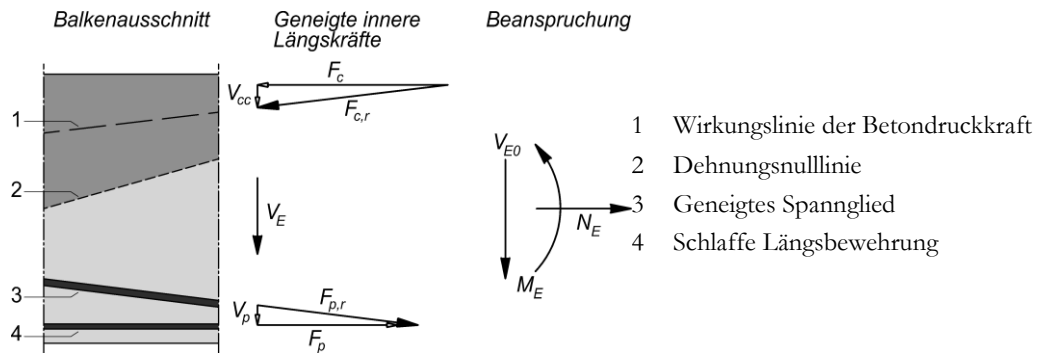


Bild 6-4: Ansatz der Bestimmung des Verlaufs der geneigten Biegedruckkraft F_c , in Anlehnung an [80]

Im Zuge der vorliegenden Arbeit werden die Querkrafttraganteile infolge Fachwerkwirkung $V_{R,s}$, geneigter Spanngliedzugkraft V_p und Druckbogenwirkung V_{cc} additiv gemäß Gl. (6.1) auf der Widerstandseite berücksichtigt. Dieses Vorgehen empfiehlt sich zur differenzierten Darstellung einzelner Traganteile. Alternativ kann die günstige Druckbogenwirkung zusammen mit einer günstig wirkenden Spanngliedzugkraft auch auf der Beanspruchungsseite gemäß Gl. (6.2) berücksichtigt werden. In diesem Fall muss die verbleibende Querkraftbeanspruchung alleinig durch die Fachwerkwirkung abgedeckt werden.

$$V_{E0} = V_{R,s} + V_p + V_{cc} \quad (6.1)$$

$$V_E = V_{E0} - V_p - V_{cc} = V_{R,s} \quad (6.2)$$

6.2.2 Methodik bei der Anwendung

Als Vorgehensweise zur Bestimmung des Querkrafttraganteils infolge Druckbogenwirkung nach dem DBM werden zusammenfassend die folgenden Rechenschritte definiert:

- (1) Diskretisierung des Systems durch vertikale Schnitte
Eine (äquidistante) Diskretisierung mindestens in den Zehntelpunkten eines Feldes wird empfohlen. Zudem sollten die Rechenschritte (2)-(4) an allen last- und geometriebedingten Diskontinuitätsstellen erfolgen.
- (2) Bestimmung der Biegedruckkraft F_c und ihrer Lage im vertikalen Schnitt
Aus der Dehnungsebene für das einwirkende Biegemoment und die Vorspannwirkung sind die Biegedruckkraft F_c und ihre Lage im vertikalen Schnitt bekannt. Es sind die zulässigen Dehnungen gem. DIN EN 1992-2/NA zugrunde zu legen.

(3) Bestimmung des Druckbogenverlaufs

Die Verbindungslinie der für die diskreten vertikalen Schnitte bestimmten Lagen der Druckkräfte F_c liefert den Druckbogenverlauf. Die Neigung des Druckbogenverlaufes sollte bei ausreichend feiner Diskretisierung (s. Rechenschritt (1)) an der Stelle x nach Gl. (6.3) in Zusammenhang mit Bild 6-5 bestimmt werden.

$$\psi_{pg} = \frac{|\psi_p| + |\psi_g|}{2} \quad (6.3)$$

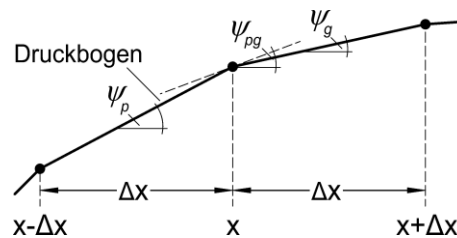


Bild 6-5: Bestimmung der Druckbogenneigung ψ_{pg} an der Stelle x des polygonalen Druckbogenverlaufs

(4) Bestimmung der Vertikalkomponente V_{cc}

Die Vertikalkomponente V_{cc} des geneigten Druckbogens berechnet sich aus der resultierenden horizontalen Druckkraft F_c in den vertikalen Schnitten über Gl. (6.16).

$$V_{cc} = F_c \cdot \tan \psi_{pg} \quad (6.4)$$

Falls die Winkel ψ_p und ψ_g in Gl. (6.3) nicht mit ihrem Betrag berücksichtigt werden, dann liefert die Berechnung des Winkels ψ_{pg} z.B. im Bereich der Auflagerachse von Durchlaufträgern oder in der Achse von Einzellasten i.d.R. weniger plausible Ergebnisse mit sehr kleinen Werten für ψ_{pg} . Dies trifft insbesondere bei symmetrisch belasteten Systemen zu. Ein Querkrafttraganteil V_{cc} infolge der Druckbogenwirkung ist dann rechnerisch nicht gegeben. Es hat sich herausgestellt, dass ein derartiger Ansatz lokal zu weniger plausiblen Ergebnissen führt und sollte daher vermieden werden. Im Rahmen der Versuchsnachrechnungen wurden die Winkel ψ_p und ψ_g in Gl. (6.3) deshalb immer betragsmäßig berücksichtigt.

6.2.3 Annahmen und Vereinfachungen

Die Bestimmung des Druckbogenverlaufs auf der Grundlage der Dehnungsebenen beruht auf folgenden Annahmen und Vereinfachungen [80]:

- Es herrscht starrer Verbund zwischen Bewehrung und Beton.
- Die Zugfestigkeit des Betons wird zur iterativen Berechnung des Kräftegleichgewichts bei der Bestimmung der Dehnungsebenen vernachlässigt.
- Die vorhandene Querkraftbewehrung hat keinen Einfluss auf den Verlauf des Druckbogens.
- Entsprechend der Dehnungsverteilung können die Spannungen im Beton vereinfacht über das Parabel-Rechteck-Diagramm und die Spannungen in der Bewehrung vereinfacht über ein bilineares Spannungs-Dehnungs-Diagramm bestimmt werden.

- Die Dehnung einer Faser ist proportional zum Abstand der Dehnungsnulllinie. Es gilt das Ebenbleiben der Querschnitte gemäß der Hypothese von *Bernoulli*.
- Die Biegetragfähigkeit eines Querschnittes ist erreicht, sofern die Bruchdehnungen der Materialien auf Querschnittsebene erreicht werden.
- Die Bemessungswerte der Tragwiderstände werden nach dem Konzept der Teilsicherheitsbeiwerte bestimmt.

6.3 Das Erweiterte Druckbogenmodell (EDBM)

6.3.1 Allgemeines

Das Erweiterte Druckbogenmodell (EDBM) dient der Ermittlung der Querkrafttragfähigkeit vorgespannter Balken bei Schrägrissbildung im Grenzzustand der Tragfähigkeit. Es beruht methodisch teilweise auf dem Vorgehen bei Anwendung des Druckbogenmodells (DBM).

Bei Schrägrissbildung (Schub- und Biegeschubrisse) gilt das Ebenbleiben der Querschnitte nicht mehr. In Folge der schrägen Risse lagern sich die inneren Kräfte bei querkraftbewehrten Balken teilweise in ein fachwerkartiges Tragsystem um. Diese Tragwirkung spiegelt sich in einem Anstieg der Bügelbeanspruchung wider. Zusätzlich zur horizontalen Biegedruckkraft wird daher auch die horizontale Komponente der geneigten Druckstrebenkräfte aus der Fachwerkwirkung im Steg infolge Querkraft bei der Bestimmung des Druckbogenverlaufes nach dem EDBM in Ansatz gebracht. Der daraus resultierende Druckbogenverlauf weicht daher in Abhängigkeit von der Größe der einwirkenden Querkraft vom Verlauf des Druckbogens ab, welcher vereinfacht nach dem DBM ermittelt wurde. Letztlich wird bei Anwendung des EDBM die Biege-Querkraft-Interaktion, wie sie als *Versatzmaßregel* bekannt ist, konsequent angewendet. Die Abstützung der schrägen Druckstreben auf die Zugbänder (Betonstahl und Spannstahl) und der daraus resultierende Anstieg der Zugbandkräfte sind entsprechend zu berücksichtigen.

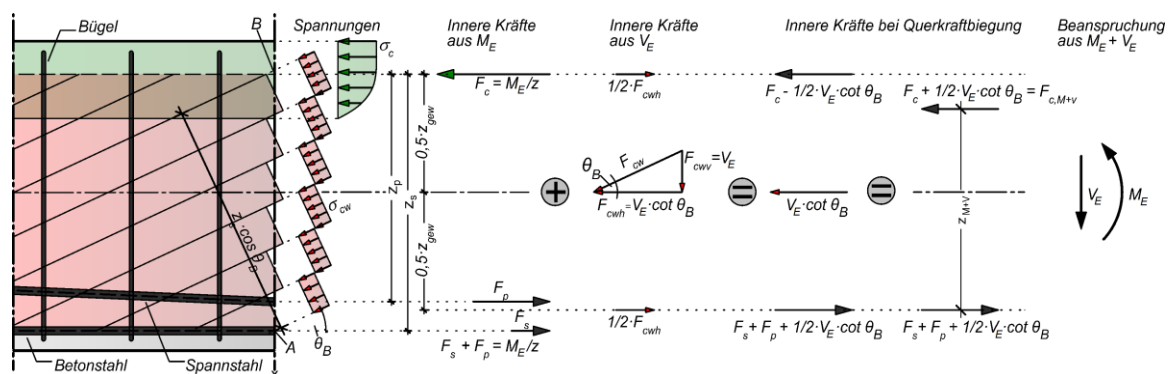


Bild 6-6: Idealisiertes Fachwerkmodell eines Spannbetonbalkens bei Querkraftbiegung im B-Bereich mit positivem einwirkenden Biegemoment

Bild 6-6 stellt das idealisierte Fachwerkmodell eines Spannbetonbalkens infolge Querkraftbiegung im B-Bereich mit positivem einwirkenden Biegemoment dar. Aus der Fachwerkwirkung resultiert im Steg eine um den Winkel θ_B (Index B für B-Bereich) geneigtes Netzfachwerk, dessen resultierende Druckstrebenkraft F_{cw} mit ihrer horizontalen Komponente F_{cwh} bei der Bestimmung des Druckbogenverlaufes bei dem EDBM zusätzlich berücksichtigt wird. Dabei wird der Angriffspunkt der Biegedruckkraft F_c zunächst über die Dehnungsebene infolge Biegung und Vorspannkraft, wie auch

beim DBM, bestimmt. Die Kraft F_{cwh} greift dann im Abstand $z_{gew}/2$ von F_c an. Durch ein derartiges Vorgehen werden die um den Winkel θ_B im B-Bereich geneigten Druckstreben im Steg aus der Querkraftbeanspruchung bei der Druckbogenermittlung mit berücksichtigt. Über den Angriffspunkt der aus der horizontalen Biegedruckkraft F_c und der horizontalen Druckstrebenkraft F_{cwh} resultierenden Horizontalkraft $F_c + 1/2 \cdot V_E \cdot \cot \theta$ mit dem resultierenden Hebelarm z_{M+V} wird – bei dem erweiterten Modell – der Druckbogenverlauf und der daraus abzuleitende Betontraganteil V_{cc} bestimmt. Zur Bestimmung des Druckbogenverlaufs nach dem EDBM wird die einwirkende Querkraft V_{E0} um den Traganteil des geneigten Spanngliedes V_p , analog zu Gl. (6.2), reduziert.

Die inneren Druck- und Zugkräfte bei Querkraftbiegung und der Hebelarm z_{M+V} der so berechneten resultierenden inneren Druckkraft $F_{c,M+V}$ berechnet sich über das Gleichgewicht der Kräfte am vertikalen Schnitt wie im Folgenden dargestellt. Dabei ist z der innere Hebelarm aus der Dehnungsebene infolge Biegung und Vorspannwirkung und z_{gew} der gewichtete innere Hebelarm gem. Gl. (2.47).

Druckkraft F_c

$$M_E = F_c \cdot z + 0,5 \cdot F_{cwh} \cdot z_{gew} \quad (6.5)$$

$$F_c = \frac{M_E}{z} - \frac{0,5 \cdot F_{cwh} \cdot z_{gew}}{z} = \frac{M_E}{z} - \frac{0,5 \cdot V_E \cdot \cot \theta \cdot z_{gew}}{z} \quad (6.6)$$

Zugkraft F_{s+p}

$$M_E = F_{s+p} \cdot z - 0,5 \cdot F_{cwh} \cdot z_{gew} \quad (6.7)$$

$$F_{s+p} = \frac{M_E}{z} + \frac{0,5 \cdot F_{cwh} \cdot z_{gew}}{z} = \frac{M_E}{z} + \frac{0,5 \cdot V_E \cdot \cot \theta \cdot z_{gew}}{z} \quad (6.8)$$

Druckbogenkraft $F_{c,M+V}$ infolge M+V

$$\begin{aligned} F_{c,M+V} &= F_c + F_{cwh} \quad (6.9) \\ &= \left[\frac{M_E}{z} - \frac{0,5 \cdot F_{cwh} \cdot z_{gew}}{z} \right] + F_{cwh} \\ &= \frac{M_E}{z} + 0,5 \cdot F_{cwh} \left(-\frac{z_{gew}}{z} + 2 \right) = \frac{M_E}{z} + 0,5 \cdot V_E \cdot \cot \theta \left(-\frac{z_{gew}}{z} + 2 \right) \end{aligned}$$

Unter der Annahme $z \approx z_{gew}$ lässt sich vereinfacht schreiben:

Druckkraft F_c

$$F_c = \frac{M_E}{z} - 0,5 \cdot V_E \cdot \cot \theta \quad (6.10)$$

Zugkraft F_{s+p}

$$F_{s+p} = \frac{M_E}{z} + 0,5 \cdot V_E \cdot \cot \theta \quad (6.11)$$

Druckbogenkraft $F_{c,M+V}$ infolge M+V

$$F_{c,M+V} = \frac{M_E}{z} + 0,5 \cdot F_{cwh} = F_{s+p} \quad (6.12)$$

Der innere Hebelarm z_{M+V} infolge Querkraftbiegung berechnet sich wie folgt:

Hebelarm z_{M+V} infolge M+V

$$\begin{aligned} M_E &= V_E \cdot \cot \theta \cdot 0,5 \cdot z_{gew} + (F_c \cdot z - 0,5 \cdot V_E \cdot \cot \theta \cdot z_{gew}) \\ &= F_c \cdot z + 0,5 \cdot V_E \cdot \cot \theta \cdot z_{gew} \quad (6.13) \\ &= (F_c + 0,5 \cdot V_E \cdot \cot \theta) \cdot z_{M+V} \end{aligned}$$

$$z_{M+V} = \frac{M_E}{F_c + 0,5 \cdot V_E \cdot \cot \theta} \quad (6.14)$$

Bild 6-7 zeigt das idealisierte Fachwerkmodell eines Spannbetonbalkens infolge Querkraftbiegung im B-Bereich mit negativem einwirkendem Biegemoment. Der Druckbogenverlauf bestimmt sich hier analog zu der zuvor beschriebenen Vorgehensweise.

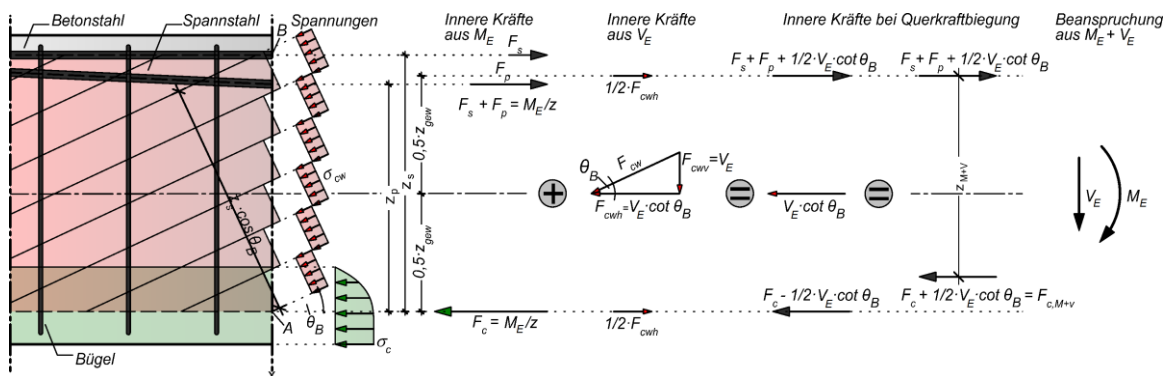


Bild 6-7: Idealisiertes Fachwerkmodell eines Spannbetonbalkens bei Querkraftbiegung im B-Bereich mit negativem einwirkendem Biegemoment

Bild 6-8 (a) und (b) zeigen das idealisierte Fachwerkmodell eines Spannbetonbalkens infolge Querkraftbiegung im D-Bereich mit positivem und negativem einwirkendem Biegemoment. Der Druckbogenverlauf bestimmt sich auch hier grundsätzlich analog zu der beschriebenen Methodik im B-Bereich gem. Bild 6-8 (a) und (b). Jedoch resultiert in einem Fächerbereich der Druckstreben als D-Bereich eine zur Diskontinuitätsstelle zunehmend anwachsende Druckstrebenneigung, welche im Rahmen der Ermittlung des Druckbogenverlaufs nach dem EDBM Berücksichtigung findet.

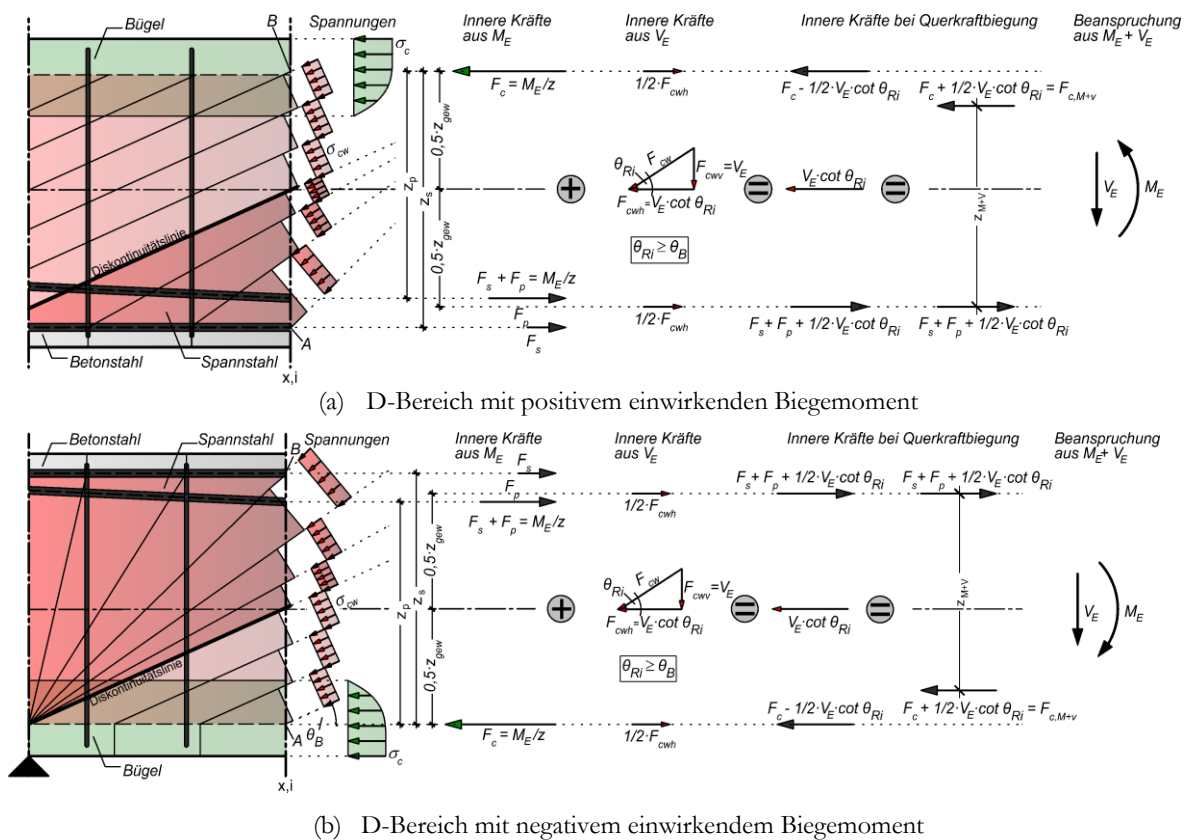


Bild 6-8: Idealisiertes Fachwerkmodell eines Spannbetonbalkens bei Querkraftbiegung im D-Bereiche mit (a) positivem und (b) negativem einwirkendem Biegemoment

In den D-Bereichen liegen über die Höhe eines vertikalen Schnittes unterschiedliche Druckstrebenneigungen vor. Zur Bestimmung der resultierenden Druckstrebenneigung θ_{Ri} innerhalb des D-Bereiches kann Bild 6-9 (d) herangezogen werden. Die in einem vertikalen Schnitt resultierende Druckstrebenneigung θ_{Ri} kann dann nach Gl. (6.18) und Bild 6-9 bestimmt werden, welche sich aus der Druckstrebenneigung des B-Bereiches θ_B und der über die Höhe z gewichteten Druckstrebenneigungen einzelner Betonzähne im D-Bereich θ_D ergibt (Bild 6-9 (c)).

Zur vereinfachten Bestimmung der Neigung der resultierenden Druckstrebenneigung θ_{Ri} an der Stelle i innerhalb des Diskontinuitätsbereiches wurde die in Bild 6-9 (d) graphisch dargestellte polygonzugartige Näherung in Abhängigkeit von der Druckstrebenneigung θ_B im B-Bereich und der Balkenhöhe h angegeben. Diese Näherung beruht auf dem Ansatz eines konstanten Hebelarms der Größe $z = 0,8 \cdot h$ innerhalb des D-Bereiches.

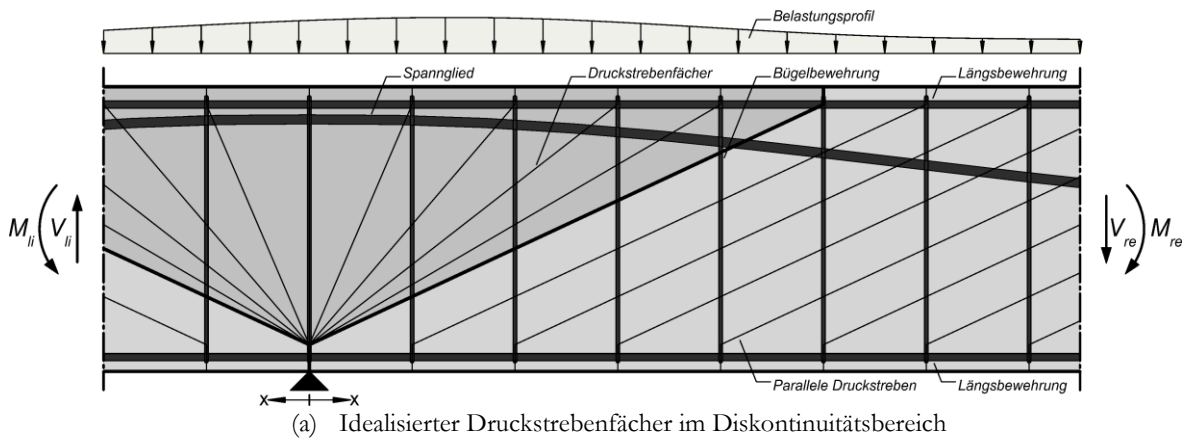
Die resultierende Druckstrebenneigung $\cot \theta_{Ri}$ im betrachteten Schnitt i innerhalb eines D-Bereiches kann auch über die Regression der polygonzugartigen Näherung gem. Bild 6-9 (d) nach Gl. (6.15) bestimmt werden. Außerhalb eines Diskontinuitätsbereiches entspricht $\theta_{Ri} = \theta_B$.

$$\cot \theta_{Ri}(x) = (0,76x^3 - 2,41x^2 + 2,65x) \cdot \cot \theta_B \quad \text{für } x/(z \cdot \cot \theta) \leq 1,0 \quad (6.15)$$

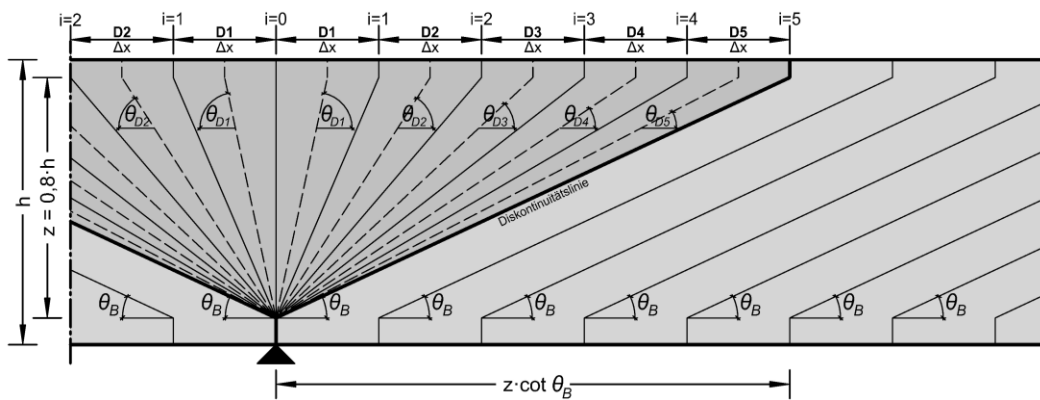
Als Bemessungshilfe sind die resultierenden Druckstrebenneigungen für nachrechnungsrelevante Brückenrandbedingungen (Balkenhöhen $h = 1,0 \div 4,0$ m, $\cot \theta_B = 1,75 \div 2,50$) ausgewertet worden und in Bild 6-10 graphisch dargestellt. Zwischenwerte dürfen linear interpoliert werden.

Durch die Berücksichtigung der einwirkenden Querkraft bei der Bestimmung des Druckbogenverlaufs nach dem EDBM verschiebt sich der Angriffspunkt der resultierenden horizontalen Druckkraft $F_{c,M+V}$ gegenüber dem Angriffspunkt der horizontalen Druckkraft $F_c = M/z$:

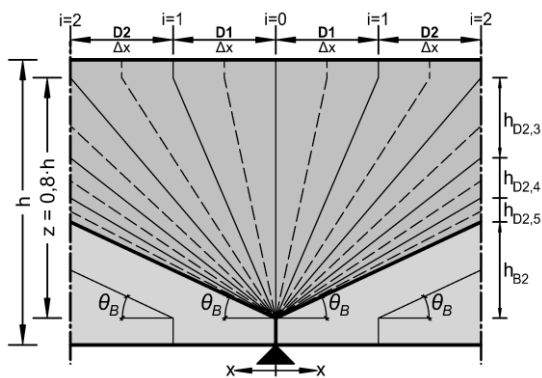
- Positives einwirkendes Biegemoment
 $F_{c,M+V}$ verschiebt sich bezogen auf F_c nach unten (Bild 6-6 und Bild 6-8 (a))
- Negatives einwirkendes Biegemoment
 $F_{c,M+V}$ verschiebt sich bezogen auf F_c nach oben (Bild 6-7 und Bild 6-8 (b))



(a) Idealisierter Druckstrebenfächer im Diskontinuitätsbereich



(b) Idealisierte Modellvorstellung bei Ansatz eines konstanten Hebelarms \$z\$



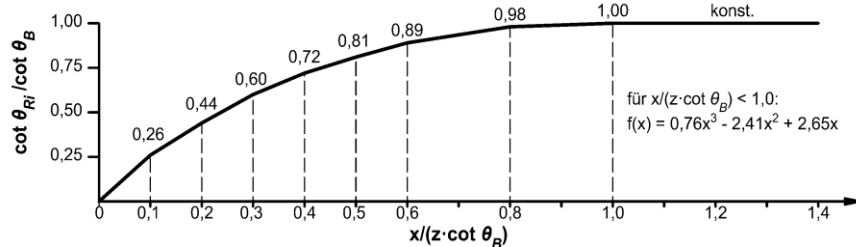
(c) Ermittlung der resultierenden Druckstrebenneigung \$\theta_{Ri}\$ in vertikalen Schnitten \$i\$

$$h_{Bi} = \frac{i \cdot \Delta x \cdot z}{z \cdot \cot \theta} = \frac{i \cdot \Delta x}{\cot \theta} \quad (6.16)$$

\$h_{Di,j}\$ je Schnitt \$i\$ analog zu \$h_{Bi}\$ bestimmen

$$\theta_{Dj} = \tan \left(\frac{z}{\Delta x \cdot (0,5 + (j-1))} \right) \quad (6.17)$$

$$\theta_{Ri} = \frac{\theta_B \cdot h_{Bi} + \sum_{j=1}^{\max i} [\theta_{Dj} \cdot h_{Di,j}]}{z} \quad (6.18)$$



(d) Resultierende bezogene Druckstrebenneigung \$\cot \theta_{Ri}\$

Bild 6-9: Resultierende Druckstrebenneigung \$\cot \theta_{Ri}\$ in vertikalen Schnitten \$i\$ im idealisierten Druckstrebenfächer (D-Bereich)

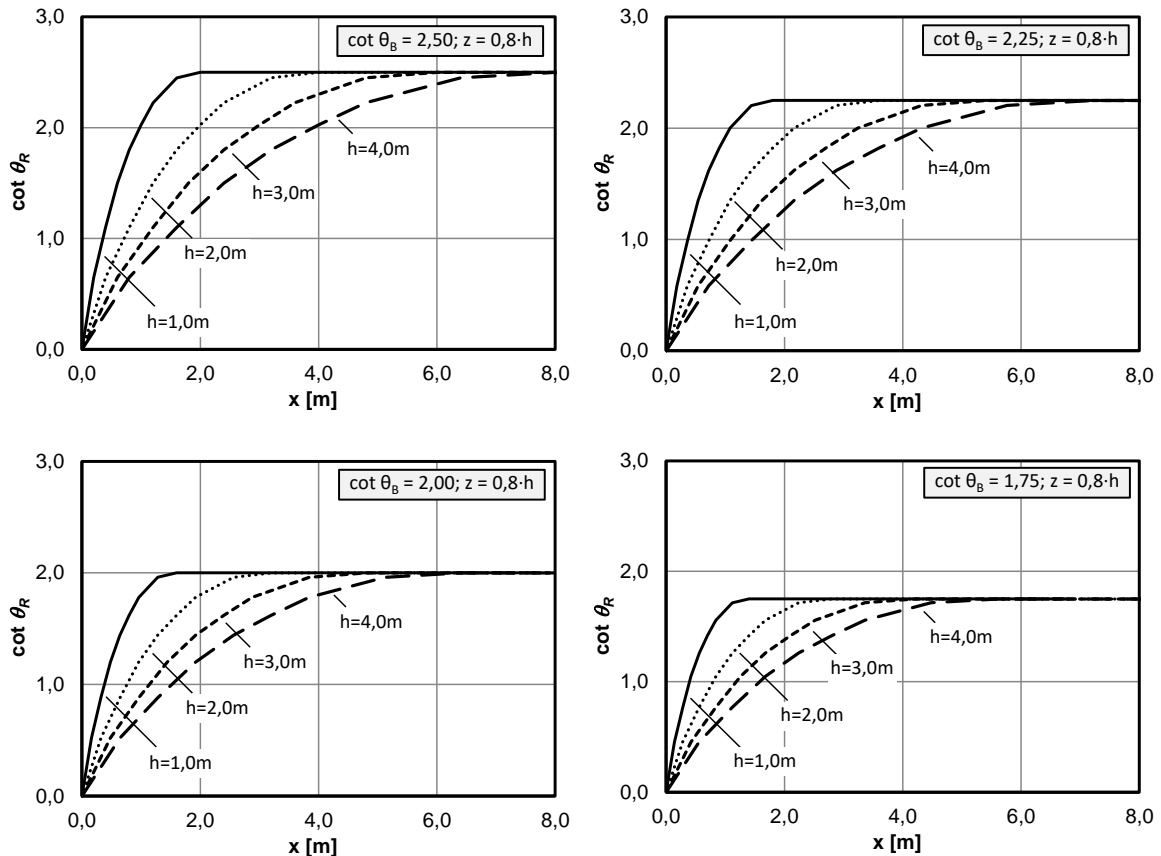


Bild 6-10: Bemessungshilfe zur Bestimmung der resultierenden Druckstrebenneigung θ_R innerhalb des idealisierten Druckstrebenfächers eines D-Bereiches im Steg

Die Wahl der Druckstrebenneigung ist von wesentlicher Bedeutung bei der Anwendung des EDBM. Dadurch wird nicht nur der Querkrafttraganteil der Querkraftbewehrung, sondern ebenso die Größe der horizontalen Kraftkomponente der schrägen Druckstreben festgelegt.

Durch die Berücksichtigung der Druckbogenwirkung wird der Traganteil der Betondruckzone V_{cc} in Ansatz gebracht. Weitere Betontraganteile, welche auf die Tragfähigkeit der Betondruckzone zurückzuführen sind, sollten daher nicht zusätzlich zum Betontraganteil V_{cc} infolge der Druckbogenwirkung angesetzt werden.

Für den Nachweis der Querkraft darf auf der sicheren Seite liegend und vereinfacht der Risswinkel dem Druckstrebenwinkel gleichgesetzt werden, sodass $\cot \beta_R = \cot \theta$ gilt.

6.3.2 Methodik bei der Anwendung

Als Vorgehensweise zur Bestimmung des Querkrafttraganteils infolge Druckbogenwirkung nach dem EDBM werden zusammenfassend die folgenden Rechenschritte definiert:

(1) Diskretisierung des Systems durch vertikale Schnitte

Eine (äquidistante) Diskretisierung mindestens in den Zehntelpunkten eines Feldes wird empfohlen. Zudem sollten die Rechenschritte (2)-(9) an allen last- und geometriebedingten Diskontinuitätsstellen erfolgen.

- (2) Bestimmung der Biegedruckkraft F_c und ihrer Lage im vertikalen Schnitt
 Aus der Dehnungsebene für das einwirkende Biegemoment und die Vorspannwirkung sind die Biegedruckkraft F_c und ihre Lage im vertikalen Schnitt bekannt. Es sind die zulässigen Dehnungen gem. DIN EN 1992-2/NA zugrunde zu legen.
- (3) Bestimmung der Zugkräfte der Längsbewehrung
 Die Zugkräfte des Spannstahls F_p und der schlaffen Biegebewehrung F_s sind zu ermitteln. Der Spannkraftanstieg ΔF_p aus den äußeren Lasten ist zu bestimmen und zu berücksichtigen.
- (4) Bestimmung des inneren Hebelarms z in überdrückten Bereichen
 Befindet sich das Spannglied im gedrückten Bereich der Dehnungsebene darf der innere Hebelarm vereinfacht über $z = 0,9 \cdot d_s$ bestimmt werden [105; 107].
- (5) Festlegung der rechnerischen Druckstrebenneigung
 Modellbedingt wird zwischen der Druckstrebenneigung θ_B in den B-Bereichen und der resultierenden Druckstrebenneigung θ_R im Bereich des idealisierten Druckstrebenfächers des D-Bereiches unterschieden (Bild 6-9). Auf der sicheren Seite liegend und vereinfacht darf der Druckstrebenwinkel dem Risswinkel gleichgesetzt werden, sodass $\cot \theta = \cot \beta_R$ gilt. Der Risswinkel darf nach Gl. (2.46) berechnet werden. Bei dem Ansatz der Druckstrebenneigung ist zu beachten, dass in der Druckstrebenneigung nicht implizit weitere Betontraganteile berücksichtigt werden dürfen, welche bereits durch den Betontraganteil V_{cc} abgedeckt werden.
- (6) Ermittlung der einwirkenden Querkraft
 Zur Bestimmung des Druckbogenverlaufs nach dem EDBM wird die einwirkende Querkraft V_{E0} um den Traganteil des geneigten Spanngliedes V_p , analog zu Gl. (6.2), reduziert.
- (7) Bestimmung der horizontalen Druckstrebenkomponente F_{cwh} und ihrer Lage
 Die horizontale Komponente F_{cwh} der geneigten Druckstrebenkraft F_{cw} (Bild 6-8) wirkt im Abstand $a + z_{gew}/2$ vom gedrückten Querschnittsrand, wobei a den Abstand vom gedrückten Querschnittsrand zur Lage der Biegedruckkraft F_c (gemäß (2)) beschreibt. Befindet sich das Spannglied im gedrückten Bereich der Dehnungsebene, darf der Angriffspunkt vereinfacht bei $h/2$ (h = Querschnittshöhe) angesetzt werden.
- (8) Bestimmung des inneren Hebelarms z_{M+V} infolge Querkraftbiegung
 Der innere Hebelarm z_{M+V} infolge Querkraftbiegung berechnet sich gem. Gl. (6.14) wie folgt:

$$z_{M+V} = \frac{M_E}{F_c + 0,5 \cdot V_E \cdot \cot \theta}$$

- (9) Bestimmung des Druckbogenverlaufs
 Die Verbindungslinie der für die diskreten vertikalen Schnitte bestimmten Lagen der Druckkräfte $F_{c,M+V}$ liefert den Druckbogenverlauf infolge Querkraftbiegung. Die Neigung des Druckbogenverlaufes darf bei ausreichend feiner Diskretisierung (s. Rechenschritt (1)) an der Stelle x nach Gl. (6.3) und Bild 6-5 bestimmt werden.
- (10) Bestimmung der Vertikalkomponente V_{cc} des geneigten Druckbogens in vertikalen Schnitten
 Die Vertikalkomponente V_{cc} des geneigten Druckbogens berechnet sich aus der resultierenden horizontalen Druckkraft $F_{c,M+V}$ in den vertikalen Schnitten über Gl. (6.16).

$$V_{cc} = F_{c,M+V} \cdot \tan \psi_{pg} \tag{6.19}$$

6.3.3 Annahmen und Vereinfachungen

Es gelten die in Abschnitt 6.2.3 genannten Annahmen und Vereinfachungen.

6.4 Nachrechnung der Dortmunder Großversuche

6.4.1 Querkrafttragfähigkeit gem. DIN EN 1992-2/NA

In Bild 6-11 ist die rechnerische Querkrafttragfähigkeit gem. DIN EN 1992-2/NA [25; 26] auf Basis des Fachwerkmodells mit Rissreibung der experimentell ermittelten Querkrafttragfähigkeit des Versuchsträgers DLT 1 (in Feld 1) für die Laststufe 1743 kN gegenübergestellt. Die Querkrafttragfähigkeit wurde dabei unter Ansatz der Mittelwerte der am Versuchsträger bestimmten Materialeigenschaften berechnet. Es zeigt sich deutlich, dass auf Basis des Nationalen Anhangs DIN EN 1992-2/NA für Betonbrücken die Querkrafttragfähigkeit des vorgespannten Zweifeldträgers im untersuchten Bereich deutlich um (mindestens) den Faktor zwei unterschätzt wird. Vergleichbare Ergebnisse sind auch für die Versuchsträger DLT 2-4 zu erwarten, da das Fachwerkmodell mit Rissreibung den wesentlichen Querkrafttraganteil der ungerissenen Betondruckzone normativ nicht in Ansatz bringt. Tragfähigkeitsberechnungen gem. DIN EN 1992-2/NA führen im Hinblick auf die Konstruktion neuer Bauwerke zu einer robusten Ausführung, jedoch lassen sich auf dieser Grundlage im Zuge von Nachrechnungen die tatsächlichen Tragfähigkeiten nicht wirklichkeitsnah bestimmen, was zu sehr unwirtschaftlichen Verstärkungsmaßnahmen führen kann.

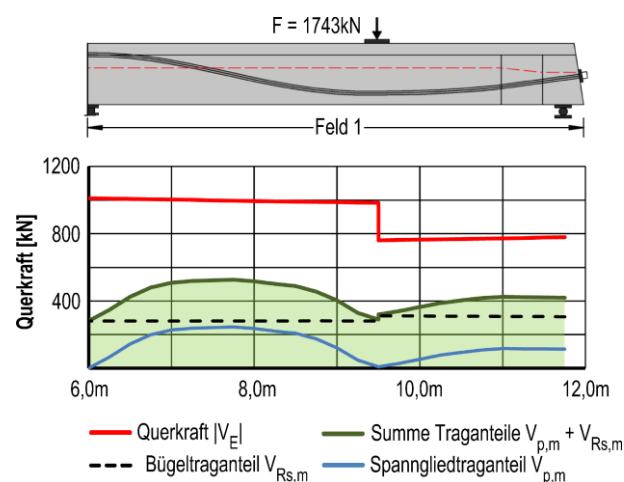


Bild 6-11: Einwirkende betragsmäßige Querkraft $|V_E|$ vs. Querkrafttraganteile am Beispiel des Trägers DLT 1, gegenübergestellt für Laststufe 1743 kN, entnommen und modifiziert aus [41]

6.4.2 Zum Ansatz der Druckstrebenneigung bei Versuchsnachrechnungen

Die Wahl der Druckstrebenneigung ist von wesentlicher Bedeutung bei der Anwendung des EDBM. Dadurch wird nicht nur der Querkrafttraganteil der Querkraftbewehrung, sondern ebenso die Größe der horizontalen Kraftkomponente der schrägen Druckstreben festgelegt.

Durch die Berücksichtigung der Druckbogenwirkung wird der Traganteil V_{cc} in Ansatz gebracht, welcher der Betondruckzone zuzuweisen ist. Weitere Betontraganteile, welche auf die Tragfähigkeit der Betondruckzone zurückzuführen sind, sollten daher nicht zusätzlich zum Betontraganteil V_{cc} angesetzt werden. Dies ist bei der Ermittlung der Druckstrebenneigung zu berücksichtigen. Für den Nachweis der

Querkraft darf auf der sicheren Seite liegend und vereinfacht der Druckstrebenwinkel dem Risswinkel gleichgesetzt werden, sodass $\cot \theta = \cot \beta_R$ gilt.

Für die Nachrechnungen der durchgeführten vier Großversuche wurde der Druckstrebenwinkel der Neigung des jeweils kritischen schrägen Versagensriss im Versuch gleichgesetzt. Unter Berücksichtigung der fächerartigen Druckstrebenverteilung in den D-Bereichen ergeben sich dann längs der Versuchsträger veränderliche Risswinkel. Die rechnerisch angesetzten, veränderlichen Risswinkel sind in Bild 6-12 für die Versuchsträger DLT 1-4 dargestellt. Diese Werte der Rissneigungen wurde im Zuge der Versuchsnachrechnungen auch für die Berechnung des Querkrafttraganteils $V_{R, sy}$ der Bügelbewehrung nach Gl. (2.40) anstelle der Druckstrebenneigung angesetzt. Es wird empfohlen, für die Ermittlung des Druckbogenverlaufes nach dem EDBM die Druckstrebenneigung der Rissneigung gleichzusetzen.

Die erste Ergänzung zur NRR [12] liefert nach Gl. (2.46) einen Ansatz zur Berechnung der Risswinkel vorgespannter Balken im GZT. Die Anwendung dieses auf *Hegger & Görtz* [54; 58] zurückgehenden Ansatzes zeigt eine grundsätzlich gute Übereinstimmung der beobachteten kritischen und rechnerisch ermittelten Rissneigungen. Tendenziell liefert diese Art der Berechnung des Risswinkles größere (steilere) Risswinkel, als sie in Versuchen beobachtet wurden (Bild 6-12). Die Rissneigung kann offensichtlich in guter Näherung nach Gl. (2.46) abgeschätzt werden.

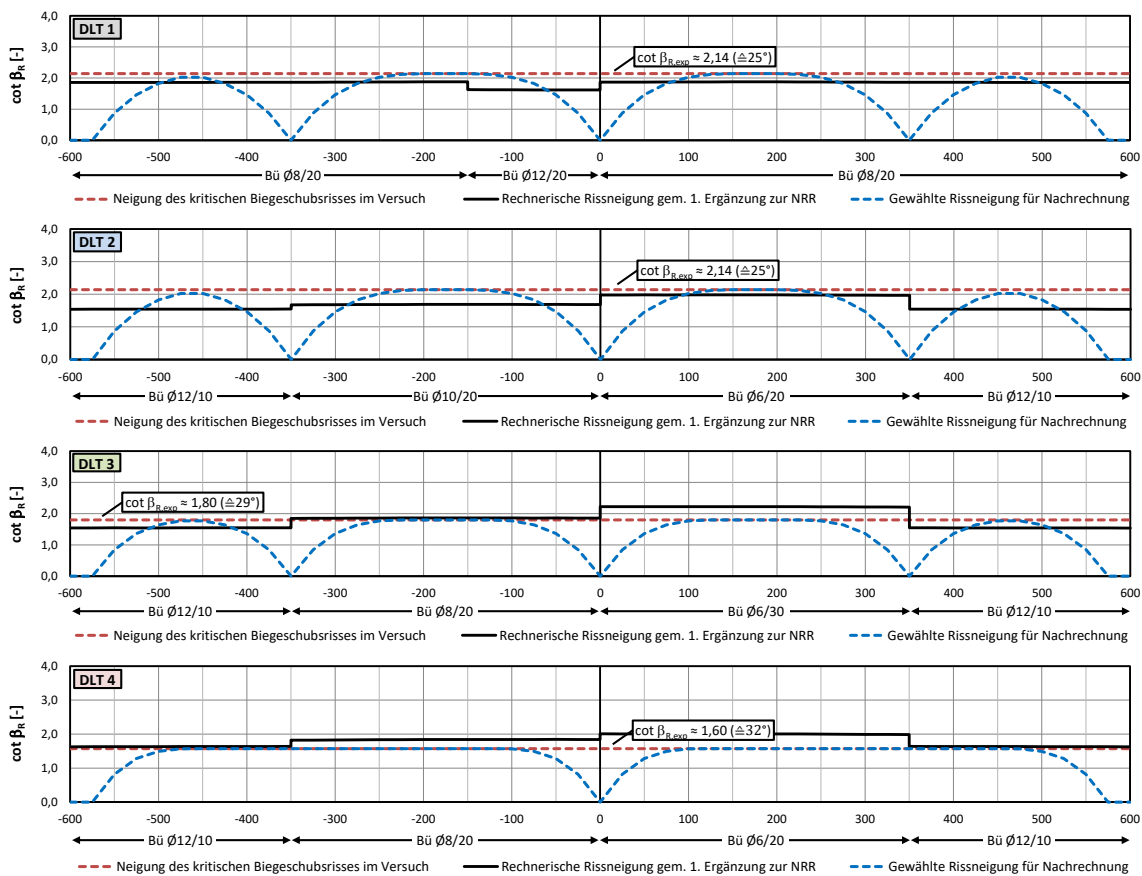


Bild 6-12: Experimentell festgestellte Rissneigungen für Versuchsnachrechnungen (unter Berücksichtigung der Druckstrebenfächer in D-Bereichen) und Gegenüberstellung mit rechnerischen Rissneigungen gem. 1. Ergänzung zur NRR [12]

6.4.3 Querkrafttragfähigkeit im GZT

Im folgenden Abschnitt werden die Ergebnisse systematischer Versuchsnachrechnungen auf Basis des Druckbogenmodells (DBM) und des Erweiterten Druckbogenmodells (EDBM) vergleichend vorgestellt. Es werden dabei die Versuchsträger DLT 1-4 jeweils für die Laststufe bei Montage der externen Querkraftverstärkung sowie für die Bruchlaststufe nachgerechnet. Die Nachrechnungen erfolgen auf Basis der in Abschnitt 3.4 dokumentierten Mittelwerte der Materialfestigkeiten. Die Schnittgrößen werden aus den messtechnisch erfassten Auflager- und Pressenkräften errechnet. Für die Nachrechnung der Versuche wurde der Druckstrebenwinkel $\cot \theta$ dem Winkel des kritischen schrägen Versagensrisses $\cot \beta_R$ gleichgesetzt. Die folgenden Ergebnisdarstellungen (Bild 6-13 - Bild 6-20) zeigen in den Teilbildern (a) – (g) im Wesentlichen folgende Informationen:

Teilbild (a) – Rissbild

Experimentell beobachtetes Rissbild; vorhandene Querkraftbewehrung; Position der externen Querkraftverstärkung; qualitativer Spanngliedverlauf

Teilbild (b) - Druckbogenverlauf

Druckbogenverlauf nach dem DBM und EDBM; Angriffspunkt der horizontalen Komponente F_{cwh} der geneigten Druckstrebenkraft; qualitativer Spanngliedverlauf

Teilbild (c) - Querkrafttraganteil aus Druckbogenwirkung

Betrag der einwirkenden Querkraft; Querkrafttraganteil des Druckbogens nach DBM und EDBM

Teilbild (d) – Querkrafttraganteil des geneigten Spannglieds

Betrag der einwirkenden Querkraft; Querkrafttraganteil des Spanngliedes nach DBM und EDBM

Teilbild (e) - Maximaler Querkrafttraganteil der Querkraftbewehrung

Betrag der einwirkenden Querkraft; näherungsweise Berechnung der Tragfähigkeit der Querkraftbewehrung am schrägen Schnitt unter Ansatz der Mittelwerte der Materialfestigkeiten und unter Ansatz schnittweise identischer Bügelbewehrung

Teilbild (f) - Einwirkung vs. Widerstand

Betrag der einwirkenden Querkraft; Summe der Querkrafttraganteile infolge Druckbogenwirkung (nach DBM) und infolge gezogenem geneigten Spannglied (nach DBM); Summe der Querkrafttraganteile infolge Druckbogenwirkung (nach EDBM) und infolge gezogenem geneigten Spannglied (nach EDBM)

Teilbild (g) - Querkraftdeckung

Betrag der einwirkenden Querkraft; resultierende Querkrafttragfähigkeit ($V_R = V_{cc} + V_p + V_{R_{s,y}}$) nach DBM und EDBM (in der Größe begrenzt durch die Linie der betragsmäßig einwirkenden Querkraft); erwartete Versagensstelle des nicht querkraftverstärkten Trägers; Versagensursache und -position des verstärkten Trägers

Die Nachrechnungen der Versuchsträger auf Basis des EDBM zeigen sehr deutlich, dass mithilfe dieses Modells das experimentell beobachtete Tragverhalten analytisch sehr gut abgebildet werden kann. Die Versuchsträger DLT 1-3 unter Einzellasten (Bild 6-13 - Bild 6-18) zeigen dabei erwartungsgemäß aufgrund sehr ähnlicher Randbedingungen qualitativ sehr ähnliche Ergebnisse. Aus den

Nachrechnungen geht zudem hervor, dass das DBM ungeeignet ist, um das Querkrafttragverhalten eines Balkens nach erfolgter Schrägrissbildung wirklichkeitsnah abzubilden. Durch die systematischen Druckbogenauswertungen gemäß der vorgestellten analytischen Bogenmodelle (DBM und EDBM) können letztlich die modellspezifischen Unterschiede klar herausgestellt werden. Während die Druckbögen nach dem DBM im Feld- und Stützbereich unter hohen Laststufen bereichsweise quasi horizontal verlaufen, so zeigt sich der Effekt der Berücksichtigung der einwirkenden Querkraft bei der Bestimmung des Druckbogenverlaufs sehr deutlich anhand der Druckbogenverläufe nach dem EDBM: Im Bereich der Innenstütze stützt sich der Druckbogen deutlich steiler zum Auflager hin ab, zudem verläuft der Druckbogen im Feldbereich mit deutlich größerer Steigung. Im Gegenzug ist die Neigung des Druckbogens nach dem EDBM im Punkt des Momentennulldurchgangs deutlich kleiner als die Neigung des Bogens nach dem DBM. Da die Druckbögen nach dem DBM über große Bereiche unter hohen Lasten quasi horizontal verlaufen, errechnet sich in diesen Bereichen kein nennenswerter Querkrafttraganteil V_{cc} . Die Bestimmung des Querkrafttraganteils V_{cc} auf Basis des EDBM resultiert hingegen bereichsweise, aufgrund der gegenüber dem DBM stark abweichenden Druckbogenverläufe, in signifikant höheren Werten für V_{cc} . Die Summe der Querkrafttraganteile V_{cc} (EDBM) und V_p (EDBM) deckt so an jeder Stelle des Balkens mindestens ca. 50% der einwirkenden Querkraft, bereichsweise sogar bis zu 100% der einwirkenden Querkraft ab. Dabei ist V_{cc} gegenüber V_p i.d.R. der dominierende Traganteil. Wird zu V_{cc} (EDBM) und V_p (EDBM) der Querkrafttraganteil $V_{R_{s,y}}$ addiert, so lässt sich die Querkraftdeckung über große Balkenbereiche nachweisen. Die Tauglichkeit des EDBM zur Beschreibung der Systemtragfähigkeit im Bruchzustand wird so sehr deutlich. Die Versuchstraglasten lassen sich letztlich anhand der rechnerischen Querkraftdeckung sehr gut erklären:

Versuchsträger DLT 1

Unter der Laststufe 1743 kN zeigt sich eine weitestgehend vollständige Querkraftdeckung (Bild 6-13 (g)). Lediglich im Bereich der Lastausbreitungsfächer unter den Einzellasten und in den Momentennullpunkten ist die Querkraftdeckung nicht vollständig gegeben. Aufgrund der gemessenen Bügelspannungen und beobachteten Rissbilder wurde im Zuge des Versuches entschieden, den Balkenbereich rechts der Innenstütze unter der Laststufe 1743 kN extern für Querkraft zu verstärken. Das Versagen des so verstärkten Systems trat dann unter der Laststufe 1890 kN links der Lasteinleitung im rechten Feld (Feld 1) ein. Hier zeigt sich auch rechnerisch eine unzureichende Querkraftdeckung (Bild 6-14 (g)). Der Bereich fehlender Querkraftdeckung ist somit deckungsgleich mit dem Bereich des Systemversagens. Im Rahmen der Versuchsplanungen wurde ein Querkraftversagen des querkraftverstärkten Trägers links der Innenstütze im stärker bewehrten Feld antizipiert. Die Querkraftdeckung ist in diesem Bereich jedoch vollständig gegeben, passend dazu trat das Versagen dort nicht ein. Es zeigt sich auch, dass die Querkraftdeckung zwischen den Einzellasten und Endauflagern nicht mehr voll gegeben ist. Im Rahmen der Versuche zeigten sich in diesen Bereichen passend zu der rechnerisch fehlenden Querkraftdeckung erhebliche Rissbreiten. Zudem zeigt sich rechts der Einzellast in Feld 2 ein deutliches Einschneiden der Querkraftdeckungslinie. Ein Systemversagen wäre auch in diesen Bereichen möglich gewesen.

Versuchsträger DLT 2

Im Rahmen der Versuchsauswertungen im Anschluss an den ersten Balkenversuch wurde festgestellt, dass die Querkraftbewehrung in den Balkenbereichen zwischen den Einzellasten und Endauflagern sehr

hoch beansprucht wurde. Zur Vermeidung eines ungewollten Versagens wurde daher in diesen Trägerendbereichen eine deutlich erhöhte Querkraftbewehrung vorgesehen. Ein Einschneiden der Querkraftdeckungslinie zeigt sich dementsprechend dort nicht mehr; entsprechend dazu trat das Versagen in diesen Bereichen nicht ein. Unter der Laststufe 1607 kN zeigt sich im rechten Feld (Feld 1) zwischen Innenstütze und Einzellast ein Einschneiden der Querkraftdeckungslinie (Bild 6-15 (g)). Passend dazu wurden im Rahmen des Versuches in diesen Bereichen die maximalen Bügelspannungen gemessen (Bild 3-29). Mit hoher Wahrscheinlichkeit hätte sich das Versagen im unverstärkten System bei geringer Laststeigerung in Feld 1 zwischen Einzellast und Innenstütze eingestellt. Nach Verstärkung des Balkens in diesem Bereich in Feld 1 zeigte sich ein sehr duktiler Tragverhalten des relativ stark querkraftbewehrten bzw. des extern querkraftverstärkten Systems. Anhand der LVK lässt sich das Fließen der Biegebewehrung sehr deutlich erkennen (Bild 3-16). Die externe Querkraftverstärkung erwies sich jedoch im Rahmen des Versuches als nicht ausreichend wirksam, um das Versagen in Feld 1 links der Lasteinleitung zu verhindern. Ursächlich für das Versagen waren zum einen das Fließen der Biegebewehrung und zum anderen das Biegedrillknicken eines Stahlträgers der Schubspangen. Die Biegetragfähigkeit des Trägers DLT 2 ist im Bereich der Einzellasten rechnerisch unter der Laststufe 2000 kN erreicht. Daher erfolgt die Nachrechnung im Bruchzustand für diese Laststufe (Bild 6-16).

Versuchsträger DLT 3

Das Systemtragverhalten des Versuchsträgers DLT 3 ist aufgrund der sehr ähnlichen Randbedingungen vergleichbar zu dem des Versuchsträgers DLT 2. Auch hier zeigt sich unter der Laststufe bei Montage der externen Querkraftbewehrung (1600 kN) ein deutliches Einschneiden der Querkraftdeckungslinie in Feld 1 zwischen Einzellast und Innenstütze (Bild 6-17 (g)) sowie in Feld 2 im Bereich der Einzellast. Aufgrund des gegenüber DLT 2 deutlich reduzierten Querkraftbewehrungsgrades in Feld 2 links der Innenstütze konnte die Pressenlast jedoch im Rahmen dieses Versuches nicht bis zum Erreichen des Fließens der Längsbewehrung gesteigert werden. Das Systemversagen des querkraftverstärkten Balkens lokalisierte sich unter der Laststufe 1798 kN links der Innenstütze. In diesem Bereich zeigt sich passend dazu ein Einschneiden der Querkraftdeckungslinie (Bild 6-18 (g)).

Versuchsträger DLT 4

Auflagnernahe Einzellasten können sich direkt zu den Auflagern abstützen. Aus diesen Einzellasten entstehen somit keine Beanspruchungen im Balken, welche in Anlehnung an das Fachwerkmodell mit Querkraftbewehrung abgedeckt werden müssen. Dies wurde bei der Darstellung der Verläufe der einwirkenden Querkraft im Bereich der Innenstütze und der Endauflager berücksichtigt. Unter der Pressenlast 413 kN/m wurde rechts der Innenstütze aufgrund der dort hohen Bügelbeanspruchungen und entsprechend ausgeprägten Rissbildung ein Biegeschubversagen antizipiert. Ein Einschneiden der Querkraftdeckungslinie zeigt sich unter dieser Laststufe passend dazu insbesondere rechts der Innenstütze (Bild 6-19 (g)). Ursächlich für das Balkenversagen war das Versagen der eingeschnürten und daher stark ausgenutzten Druckzone mit unerwartet und unplanmäßig niedriger Betonfestigkeit infolge des Fließens der Bewehrung im schrägen kritischen Riss. Im Bruchzustand unter der Pressenlast von 496 kN/m liegt passend dazu ein Einschneiden der Querkraftdeckungslinie links der Innenstütze vor (Bild 6-20 (g)). Auch bei der Nachrechnung des Versuchsträgers DLT 4 unter Streckenbelastung zeigt sich eine gute Übereinstimmung zwischen den analytisch und experimentell gewonnenen Versuchsergebnissen.

6.4 Nachrechnung der Dortmunder Großversuche

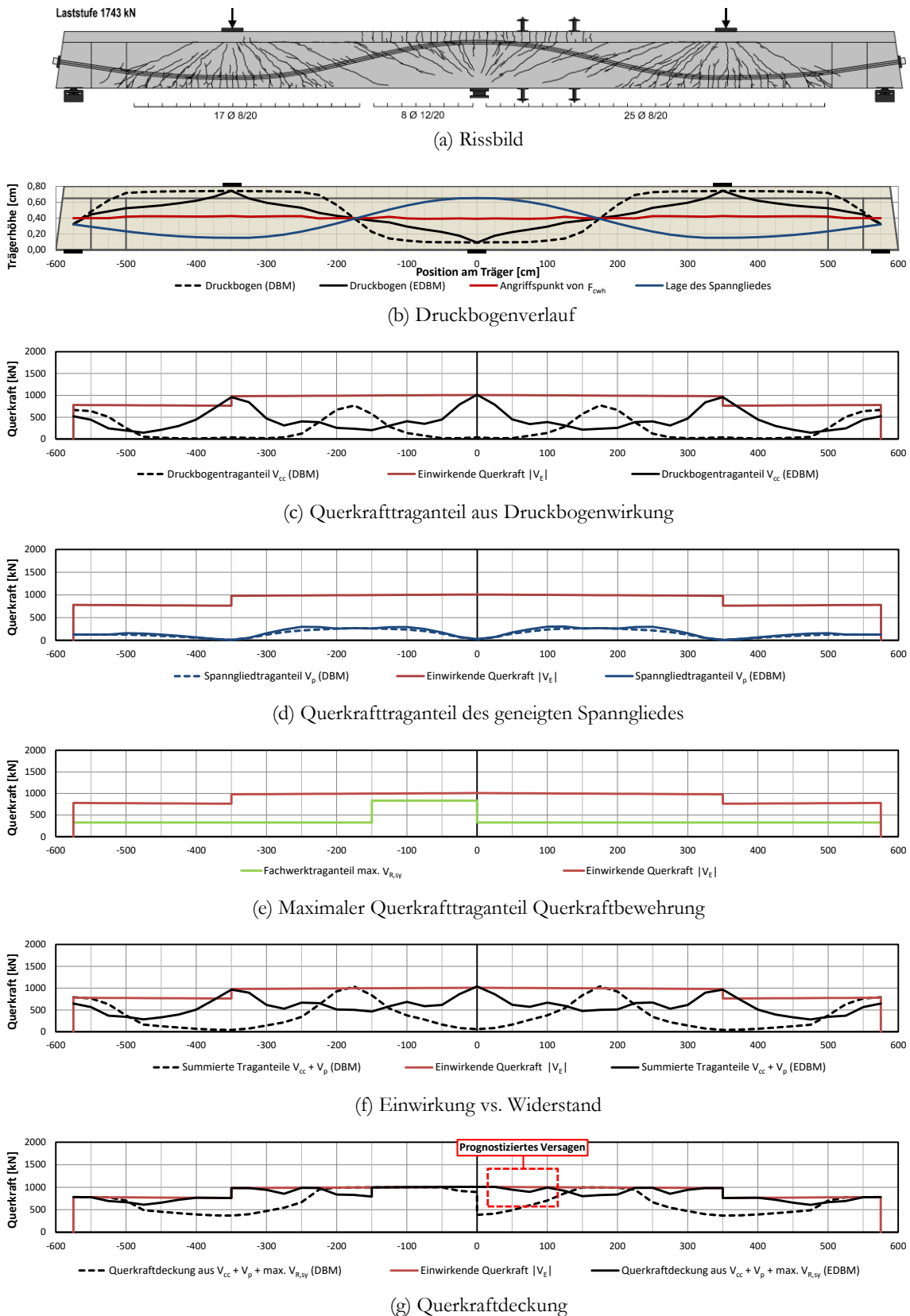


Bild 6-13: DLT 1: Berechnung der Querkraftdeckung für die Laststufe 1743 kN bei Einbau der externen Querkraftverstärkung; Differenzierung zwischen DBM und EDBM

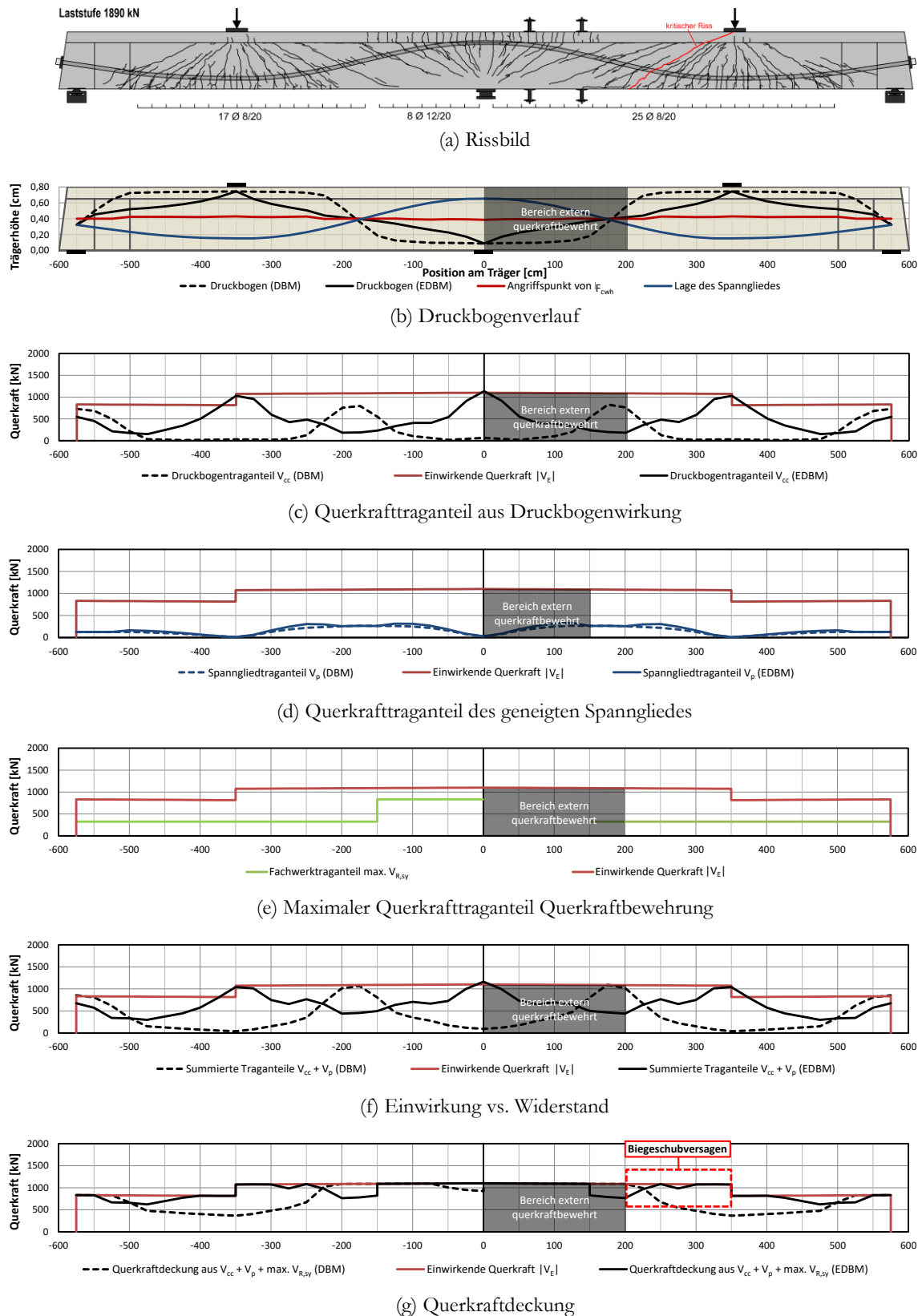


Bild 6-14: DLT 1: Berechnung der Querkraftdeckung für die Laststufe 1890 kN (schwächer querkraftbewehrtes Feld verstärkt); Differenzierung zwischen DBM und EDBM

6.4 Nachrechnung der Dortmunder Großversuche

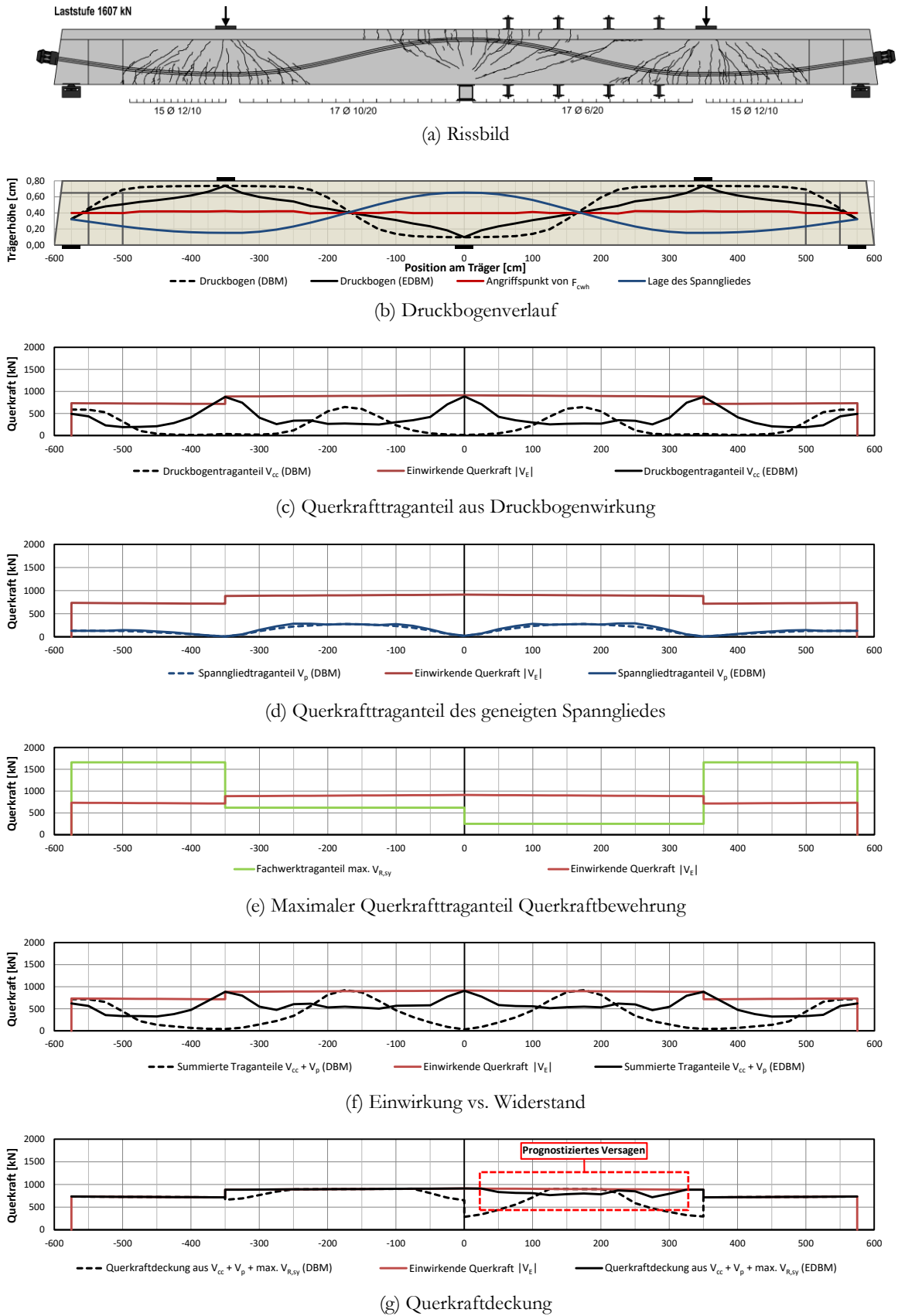


Bild 6-15: DLT 2: Berechnung der Querkraftdeckung für die Laststufe 1607 kN bei Einbau der externen Querkraftverstärkung; Differenzierung zwischen DBM und EDBM

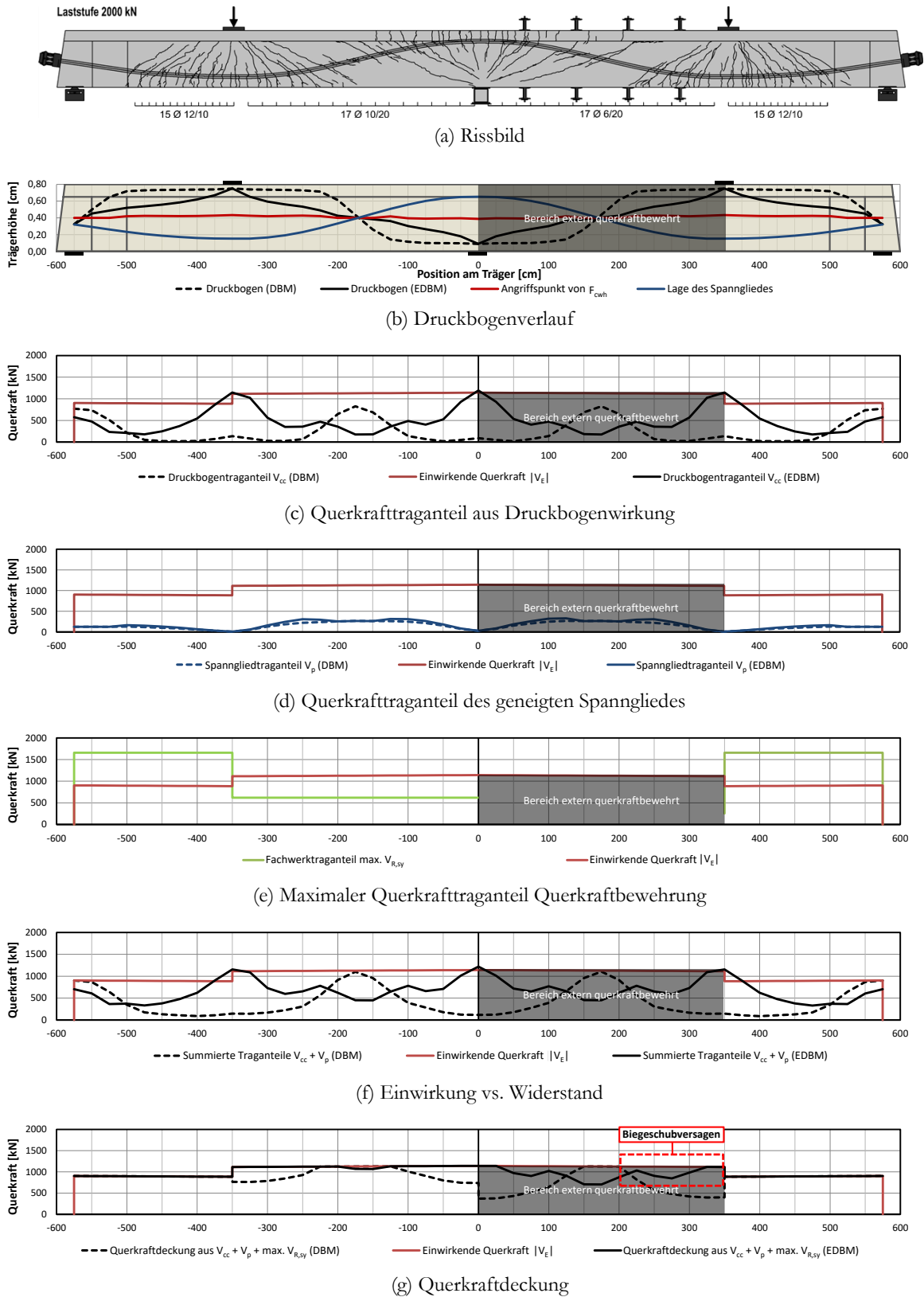


Bild 6-16: DLT 2: Berechnung der Querkraftdeckung für die Laststufe 2000 kN bei der die rechnerische Biegetragfähigkeit erreicht ist (schwächer querkraftbewehrtes Feld verstärkt); Differenzierung zwischen DBM und EDBM

6.4 Nachrechnung der Dortmunder Großversuche

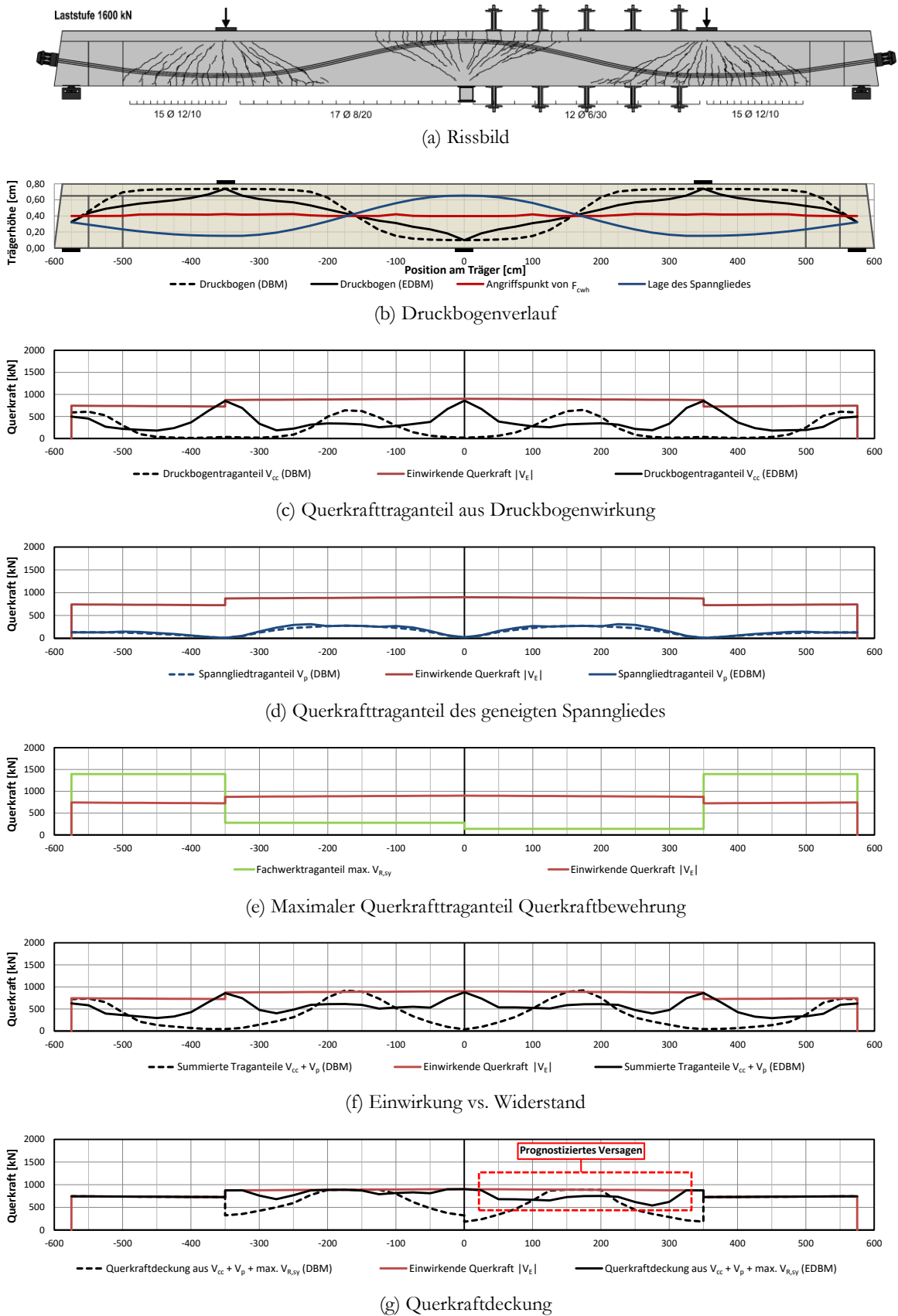


Bild 6-17: DLT 3: Berechnung der Querkraftdeckung für die Laststufe 1600 kN bei Einbau der externen Querkraftverstärkung; Differenzierung zwischen DBM und EDBM

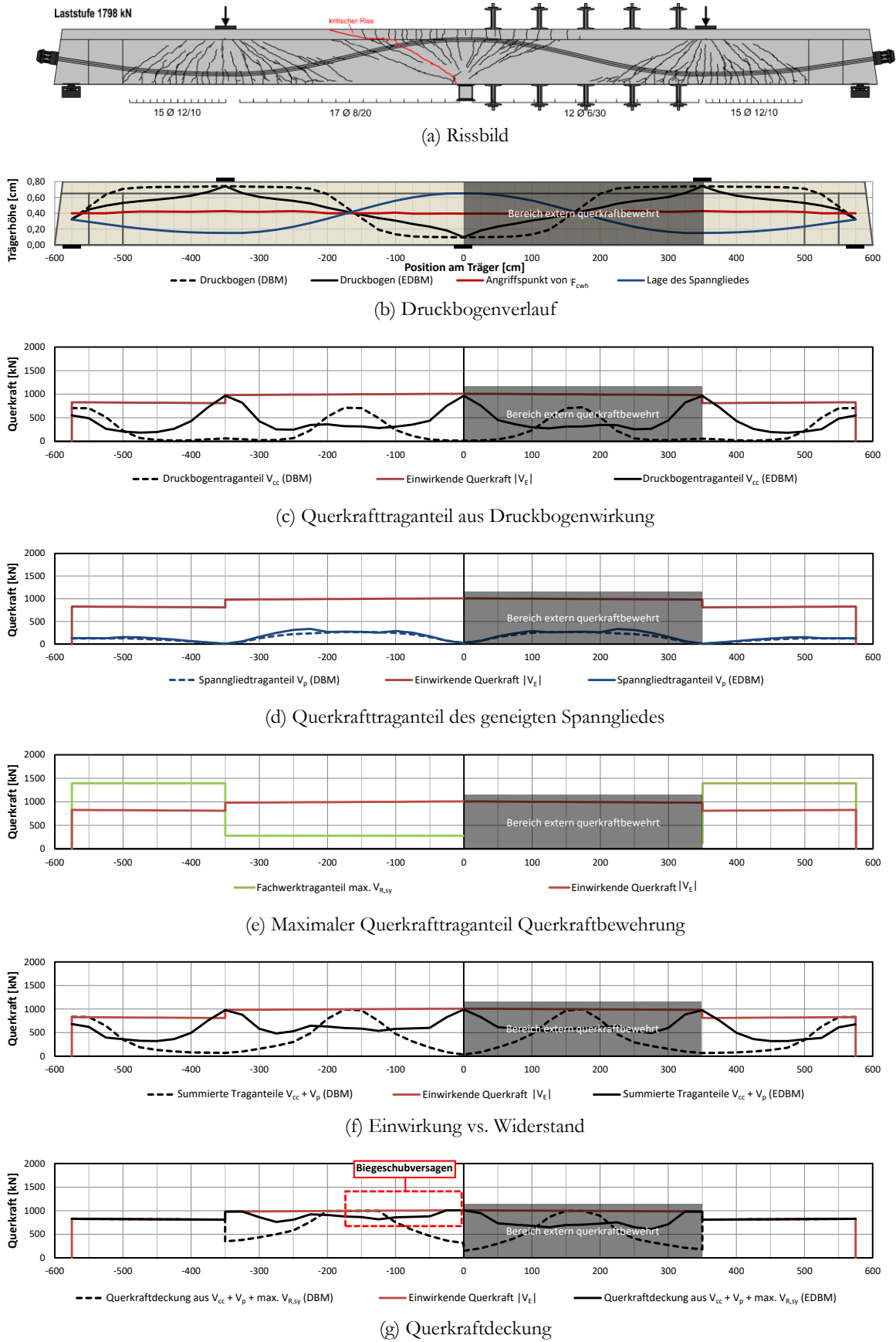


Bild 6-18: DLT 3: Berechnung der Querkraftdeckung für die Laststufe 1798 kN (schwächer querkraftbewehrtes Feld verstärkt); Differenzierung zwischen DBM und EDBM

6.4 Nachrechnung der Dortmunder Großversuche

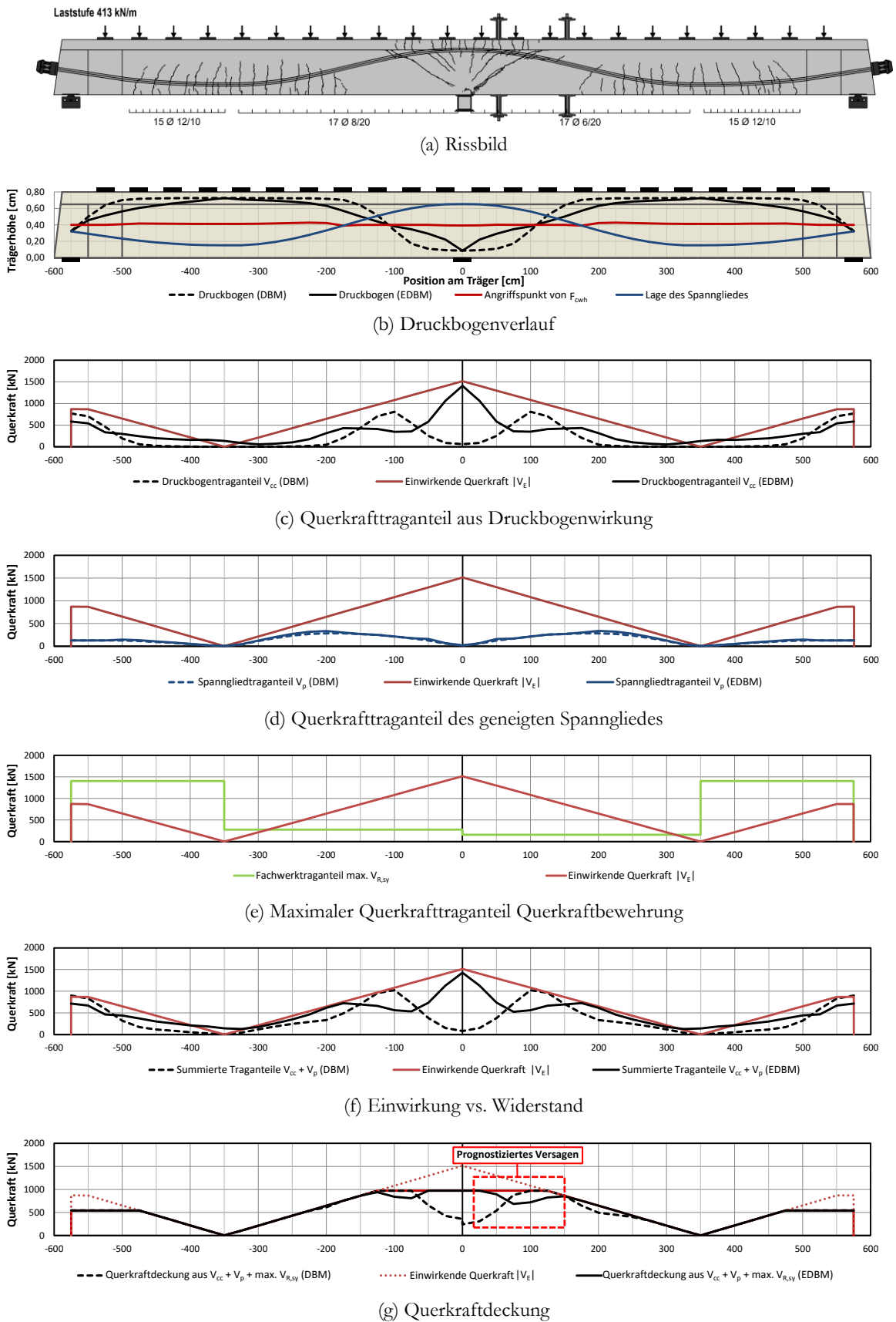


Bild 6-19: DLT 4: Berechnung der Querkraftdeckung für die Laststufe 413 kN/m bei Einbau der externen Querkraftverstärkung; Differenzierung zwischen DBM und EDBM

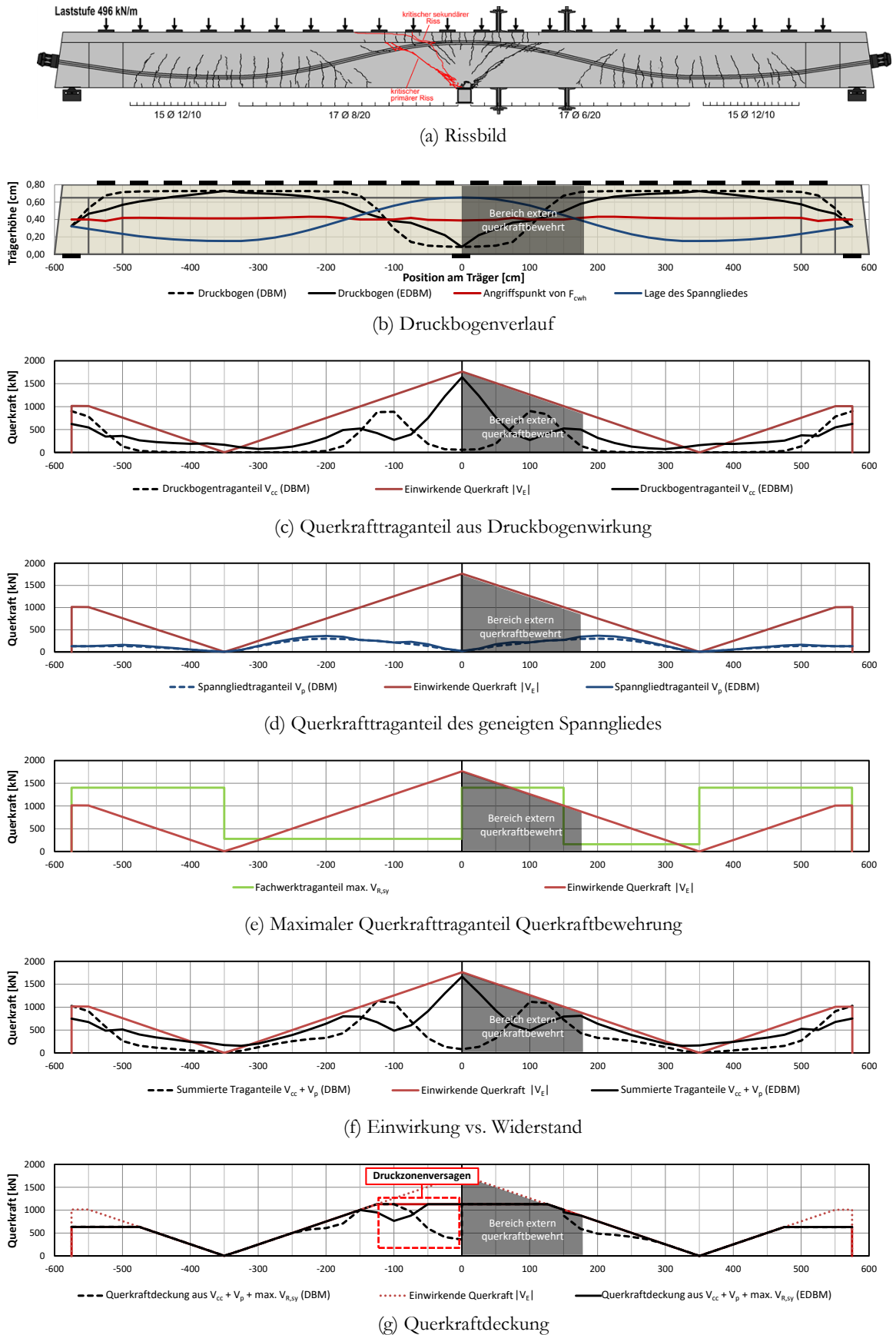


Bild 6-20: DLT 4: Berechnung der Querkraftdeckung für die Laststufe 496 kN/m (schwächer querkraftbewehrtes Feld verstärkt); Differenzierung zwischen DBM und EDBM

6.4.4 Zum Ansatz des Lastangriffs von F_{cwh}

Die Position des Lastangriffs der horizontalen Kraftkomponente der schrägen Druckstreben ist neben der Größe der Querkraft der entscheidende Faktor bei der Ermittlung des Druckbogenverlaufs nach dem EDBM. Diese Kraftkomponente wirkt gem. Bild 6-8 in einem vertikalen Schnitt auf halber Höhe zwischen der Wirkungslinie der Biegedruckkraft F_c und der resultierenden Wirkungslinie der Biegezugkräfte F_s und ΔF_p , also bei $z_{gew}/2$.

Bild 6-21 zeigt in den Teilbildern (a) und (b) das Rissbild des Versuchsträgers DLT 1 sowie den Verlauf des Druckbogens nach dem DBM und die rechnerische Lage der neutralen Faser exemplarisch für die Laststufe 1743 kN. Befindet sich das Spannglied in überdrückten Querschnittsbereichen, so stützen sich die geneigten Druckstreben nicht horizontal auf das Spannglied ab (Bild 6-21 (a) und (b)), das Spannglied erfährt folglich keinen Spannungszuwachs. Daher ist das Spannglied bei der Bestimmung des inneren Hebelarms in überdrückten Querschnittsbereichen nicht zu berücksichtigen, sodass dort mit $z = z_s$ oder vereinfacht mit $z = 0,9 \cdot d_s$ zu rechnen ist.

In Bild 6-21 (c) ist der berechnete Angriffspunkt der horizontalen Kraftkomponente F_{cwh} am Beispiel des Versuchsträgers DLT 1 für Laststufe 1743 kN dargestellt. Diese greift hier über die komplette Balkenlänge näherungsweise auf halber Querschnittshöhe an. Die Wirkungslinie der Druckbogenkraft nach dem EDBM befindet sich zwischen den Wirkungslinien der Druckbogenkraft nach dem DBM und der horizontalen Kraftkomponente F_{cwh} der schrägen Druckstrebenkraft F_{cw} . Die Größen der jeweiligen Druckkräfte werden dabei entsprechend gewichtet berücksichtigt. Als Resultat verläuft der Druckbogen nach dem EDBM in Bereichen mit positivem Biegemoment unterhalb der des Druckbogens nach dem DBM, wohingegen der Effekt in Bereichen mit negativem Biegemoment entgegengesetzt ist.

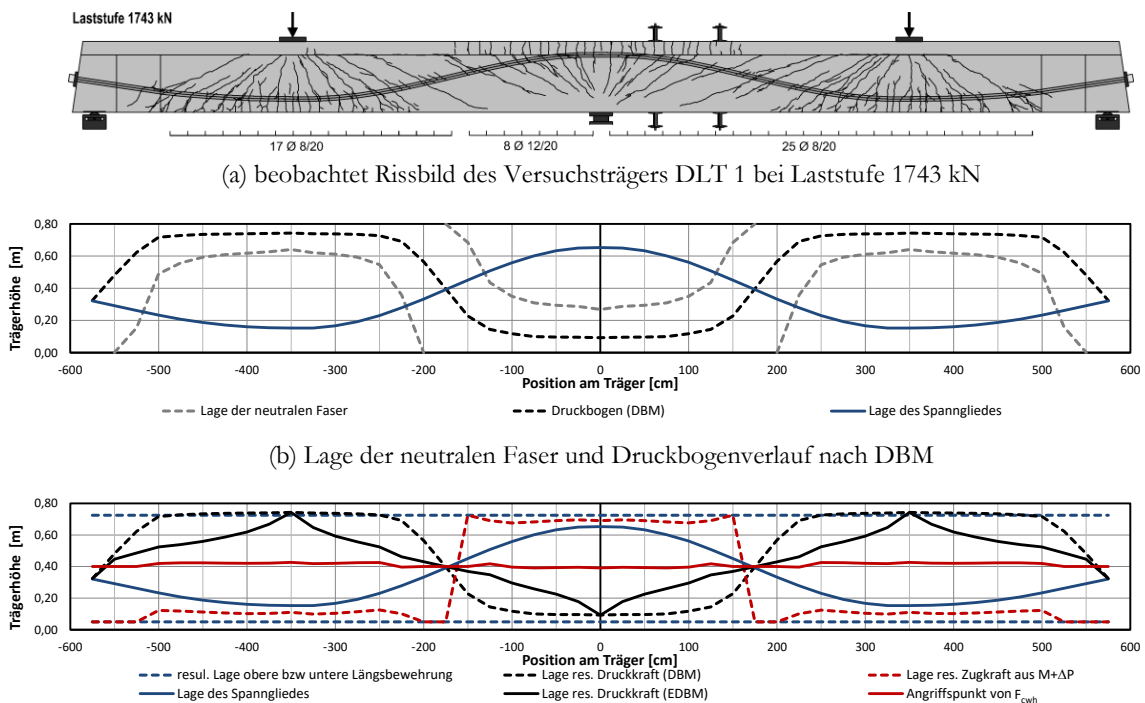


Bild 6-21: Angriffspunkt der horizontalen Druckstrebenkraft F_{cwh} und Einfluss auf den Druckbogenverlauf nach dem EDBM am Beispiel des Versuchsträgers DLT 1 für Laststufe 1743 kN

Es wird so deutlich, wie die einwirkende Querkraft den Verlauf des Druckbogens (EDBM) beeinflusst. Bild 6-22 zeigt analog zu Bild 6-21 das Rissbild des Versuchsträgers DLT 4, die Druckbögen gem. DBM und EDBM sowie den Angriffspunkt von F_{cwh} für die Laststufe 413 kN/m. Auch hier zeigt sich, wie der Druckbogenverlauf gem. dem DBM durch die einwirkende horizontale Kraftkomponente der schrägen Druckstreben beeinflusst wird.

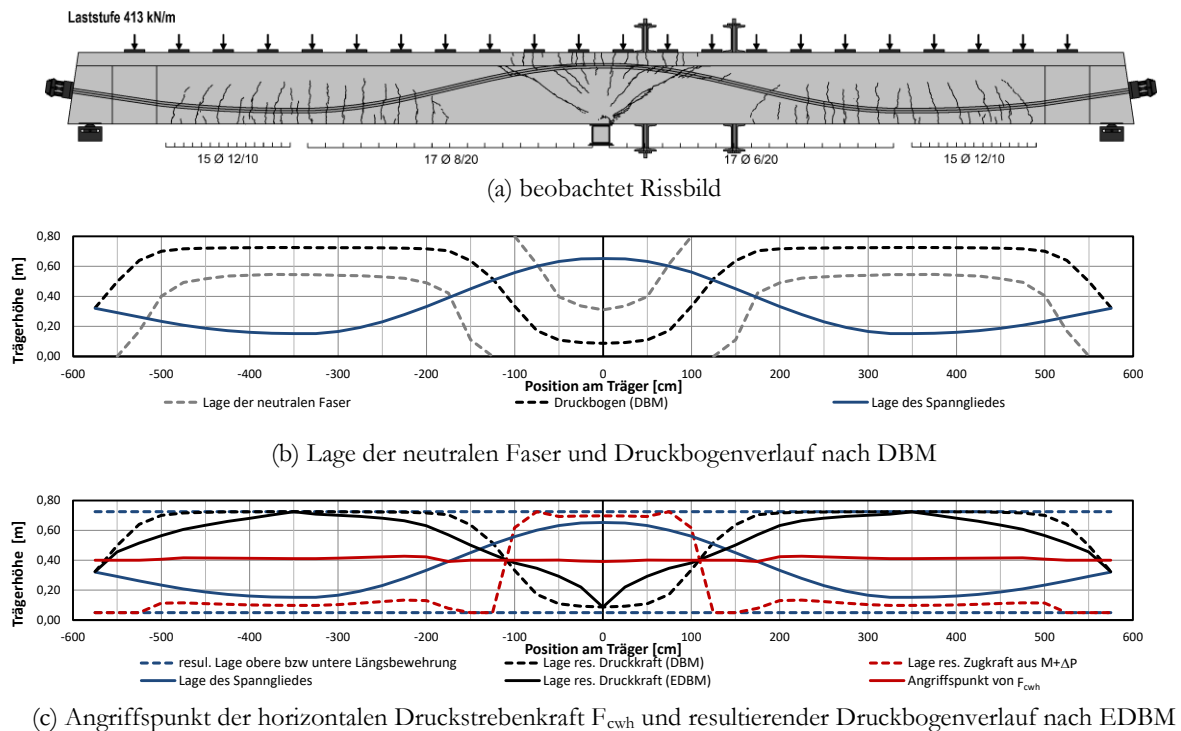


Bild 6-22: Angriffspunkt der horizontalen Druckstrebenkraft F_{cwh} und Einfluss auf den Druckbogenverlauf nach dem EDBM am Beispiel des Versuchsträgers DLT 4 für Laststufe 413 kN/m

6.5 Gegenüberstellung experimentell, numerisch und analytisch bestimmter Druckbogenverläufe

6.5.1 Allgemeines

Im Rahmen der Nachrechnung der Dortmunder Großversuche konnte gezeigt werden, dass die Querkrafttragfähigkeit der Versuchsträger im GZT mithilfe des analytischen EDBM wirklichkeitsnah und auf der sicheren Seite liegend bestimmt werden kann. Ziel des folgenden Kapitels ist die Gegenüberstellung der messtechnisch, numerisch und analytisch bestimmten Druckbogenverläufe.

Es wird im folgenden Abschnitt zudem ein ingenieurmäßiger Ansatz vorgeschlagen, welcher den Übergang vom DBM bei Biegerissbildung zum EDBM bei Schrägrissbildung vereinfacht abbilden kann. Auf die Darstellung der aus den Druckbogenverläufen resultierenden Querkrafttraganteile wird dabei verzichtet. Die Vorgehensweise wurde hinlänglich beschrieben und eine Abschätzung des Querkrafttraganteils V_{cc} infolge der Druckbogenwirkung kann anhand der Druckbogenverläufe unter Berücksichtigung der zuvor vorgestellten Berechnungen erfolgen.

6.5.2 Übergang DBM zu EDBM

Das Druckbogenmodell basiert auf der Annahme ebenbleibender Querschnitte und sollte daher bei zu erwartender Schrägrissbildung nicht angewendet werden. Im Gegenzug dazu setzt das Erweiterte Druckbogenmodell eine Schrägrissbildung und teilweise Umlagerung innerer Kräfte in ein fachwerkartiges Tragsystem voraus und sollte demnach nicht angewendet werden, wenn eine derartige Rissbildung nicht zu erwarten ist. Letztlich stellt sich die Frage, für welche Laststufen das DBM bzw. EDBM angewendet werden dürfen und inwiefern sich ein stetiger Modellübergang analytisch realisieren lässt. Derartige Überlegungen sind zwar hinsichtlich der Nachrechnung bestehender Betonbrücken eher von akademischer Bedeutung, da im Zuge der Nachrechnung (bzw. Bemessung) der Querkraftnachweis ausschließlich für die Laststufe im gerissenen Grenzzustand der Tragfähigkeit (dann nach dem EDBM) erfolgt. Wie sich die Druckbögen und somit die Querkrafttraganteile bei geringeren Lastniveaus einstellen ist daher in diesem Sinne von untergeordneter, für das Verständnis und die Verifizierung der analytischen Druckbogenmodelle jedoch von großer Bedeutung.

In Bild 6-23 sind die Druckbogenverläufe – exemplarisch am Versuchsträger DLT 1 (stellvertretend für die Versuchsträger unter Einzellasten) – nach dem DBM und dem EDBM einander und denen mithilfe numerischer Simulationsrechnungen (vgl. Abschnitt 5.5.3) bestimmten Druckbogenverläufen gegenübergestellt. Die in Bild 6-23 dargestellten analytisch bestimmten Druckbogenverläufe basieren hier auf dem Ansatz, dass die Druckstrebenneigung der im Versuch beobachteten Neigung des kritischen Risses gleichgesetzt werden darf (s. Abschnitt 6.4.2). Da sich im Zuge der Auswertungen der numerischen Simulationsergebnisse eine gute Übereinstimmung mit den experimentellen Versuchsergebnissen zeigte, werden die numerisch bestimmten Druckbogenverläufe zur Entwicklung eines vereinfachten analytischen Ansatzes zur Berücksichtigung des Übergangs vom DBM zum EDBM herangezogen. Aus Bild 6-23 geht hervor, dass die analytischen Druckbogenverläufe bei geringen äußeren Lasten (bis ca. 400 kN) quasi deckungsgleich mit den numerisch ermittelten Druckbogenverläufen sind. Die Ähnlichkeit der analytisch bestimmten Druckbogenverläufe ist auf die verhältnismäßig geringe Querkraftbeanspruchung aus den äußeren Lasten und die dominierende Vorspannwirkung zurückzuführen. Mit ansteigenden Lasten entzweien sich diese analytisch bestimmten Verläufe jedoch zunehmend. Ab einer Laststufe von ca. 800 kN wurde im Rahmen des Versuches sowie im Rahmen der numerischen Simulation eine moderate Biegerissbildung im Bereich der Einzellasten und der Innenstütze beobachtet (s. Anhang Bild A 1-65 (b)). Unter dieser Belastung besteht eine große Ähnlichkeit zwischen dem numerisch und analytisch nach dem DBM bestimmten Druckbogenverlauf. Der analytisch auf Basis des EDBM bestimmte Druckbogen hingegen weicht unter der Laststufe 800 kN vom numerisch bestimmten Druckbogenverlauf im Bereich der Einzellasten etwas ab. Sehr deutlich wird, dass sich der analytisch nach dem DBM und der numerisch bestimmte Druckbogenverlauf bei hohen Belastungen (Bild 6-23 (e) und (f)) stark unterscheiden. Dieser Unterschied kann im Wesentlichen darauf zurückgeführt werden, dass die einwirkende Querkraft bei der Ermittlung des Druckbogenverlauf nach dem DBM hier unberücksichtigt bleibt, wohingegen im Rahmen der numerischen Simulation die Gleichgewichts- und Verträglichkeitsbedingungen für die kombinierte Biegequerkraftbeanspruchung zur Konvergenz einer Simulation stets erfüllt werden müssen. Insbesondere unter der Laststufe 1600 kN (Bild 6-23 (e)) sowie unter der Laststufe 1743 kN (Bild 6-23 (f)), zeigt sich eine sehr gute Übereinstimmung des analytisch nach dem EDBM bestimmten und des numerisch bestimmten Druckbogenverlaufs. Durch die Berücksichtigung der horizontalen Kraftkomponente der schrägen

Druckstrebenkraft im Rahmen des EDBM lässt sich die numerische Lösung sehr gut analytisch annähern. Ein vergleichbares lastabhängiges Übereinstimmungsverhalten lässt sich ebenso bei der Nachrechnung des Versuchsträgers DLT 4 unter Streckenlasten auf Basis der analytischen Druckbogenmodelle beobachten.

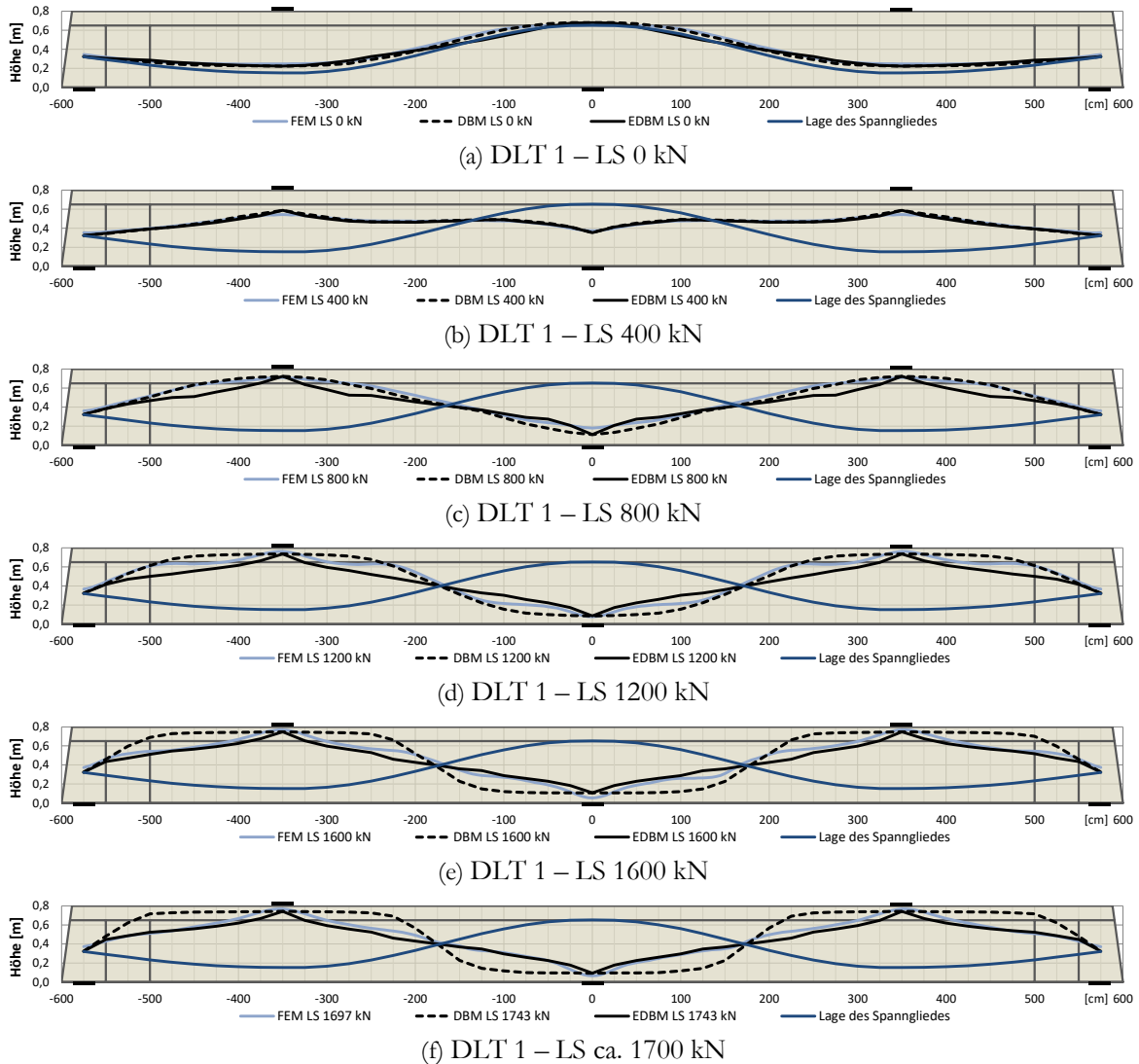


Bild 6-23: Lastabhängig bestimmte Druckbogenverläufe am Beispiel des Versuchsträgers DLT 1 auf Basis des DBM und des EDBM unter Ansatz einer lastunabhängigen Druckstrebenneigung

Grundsätzlich sollte das EDBM nicht Anwendung finden, sofern nicht von einer Schrägrissbildung auszugehen ist. Sofern lediglich von einer Biegerissbildung im GZT auszugehen ist, ist das DBM anzuwenden. Dies bedeutet bezogen auf die Nachrechnung der getesteten Versuchsträger, dass im unteren Beanspruchungsbereich – bis ca. 800 kN Pressenlast im Rahmen der Einzellastversuche bzw. bis ca. 200 kN/m Streckenlast im Rahmen des Streckenlastversuches – das DBM Anwendung finden muss. Ab derartigen Laststufen bildeten sich im Rahmen der Versuche aus den zunächst näherungsweise vertikal verlaufenden Biegerissen schräge Biegeschubrisse aus. Bis die Bruchlaststufe erreicht wurde, stellte sich im Rahmen der Versuche somit zunehmend eine Fachwerkwirkung ein. Diese bei einsetzender Biegeschubrissbildung stetig ansteigende Fachwerkwirkung kann im Rahmen des EDBM

ingenieurmäßig und näherungsweise über einen Faktor η bei der Druckstrebenneigung $\cot \theta_R$ (s. Abschnitt 6.3.2) berücksichtigt werden. Die unter einer beliebigen Laststufe zwischen einsetzender Schrägrissbildung und Bruchzustand anzusetzende Druckstrebenneigung $\cot \theta_{LS}$ berechnet sich dann nach Gl. (6.20).

$$\cot \theta_{LS} = \eta \cdot \cot \theta_R \quad (6.20)$$

Sofern keine oder lediglich vertikale Biegerisse vorliegen, ist $\eta = 0$ zu wählen. Zwischen der Laststufe bei einsetzender Schrägrissbildung und der Bruchlaststufe ist η linear bis $\eta = 1$ zu erhöhen (Bild 6-24). Wie im Folgenden gezeigt wird, führen lastabhängige Druckbogennachrechnungen auf Basis eines derartigen bilinearen Ansatzes für η zu einer guten Übereinstimmung zwischen den analytisch bestimmten Druckbogenverläufen und den Druckbogenverläufen, welche im Rahmen numerischer Simulationen (vgl. Abschnitt 5.4) und auf Basis gemessener Betondehnungen (vgl. Abschnitt 3.5.7) ermittelt wurden.

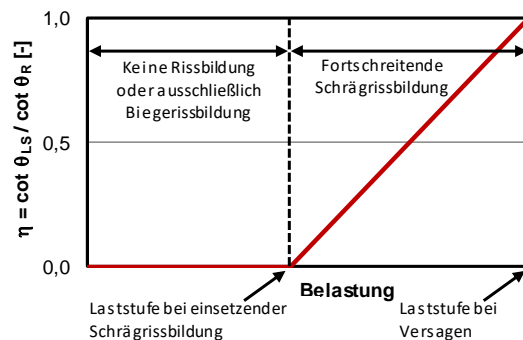


Bild 6-24: Bilinearer Ansatz für η zur vereinfachten Berücksichtigung der lastabhängigen Fachwerkwirkung beim Übergang vom DBM zum EDBM

Die große Bedeutung der Wahl des Druckstrebenwinkels im Rahmen des EDBM wird insbesondere durch Bild 6-25 verdeutlicht. Am Beispiel des Versuchsträgers DLT 1 werden die Druckbogenverläufe für die Laststufe 1743 kN auf Basis variierender Werte für η bestimmt. Für $\eta = 0$ sind die Druckbogenverläufe nach DBM und EDBM identisch. Je größer die Druckstrebenneigung ist, desto stärker wirkt sich die einwirkende Querkraft auf den Verlauf des Druckbogens aus. Der Druckbogenverlauf wird dann zunehmend durch die Größe der horizontalen Kraftkomponente F_{cwh} der schrägen Druckstrebenkraft und des zugehörigen Lastangriffspunktes bestimmt. Die beste Übereinstimmung ergibt sich für $\eta = 0,75 \div 1,00$.

Bild 6-26 zeigt die am Beispiel des Versuchsträgers DLT 1 lastabhängig bestimmten Druckbogenverläufe nach dem DBM (Teilbild (a)) und EDBM (Teilbild (b)). Bei der Nachrechnung auf Basis des EDBM wurden die Druckstrebenneigungen durch Ansatz des lastabhängigen Faktors η in Anlehnung an Bild 6-24 (Teilbild (c)) als variabel angenommen. Analog zu Bild 6-26 zeigt Bild 6-27 die lastabhängig bestimmten Druckbogenverläufe am Beispiel des Versuchsträgers DLT 4.

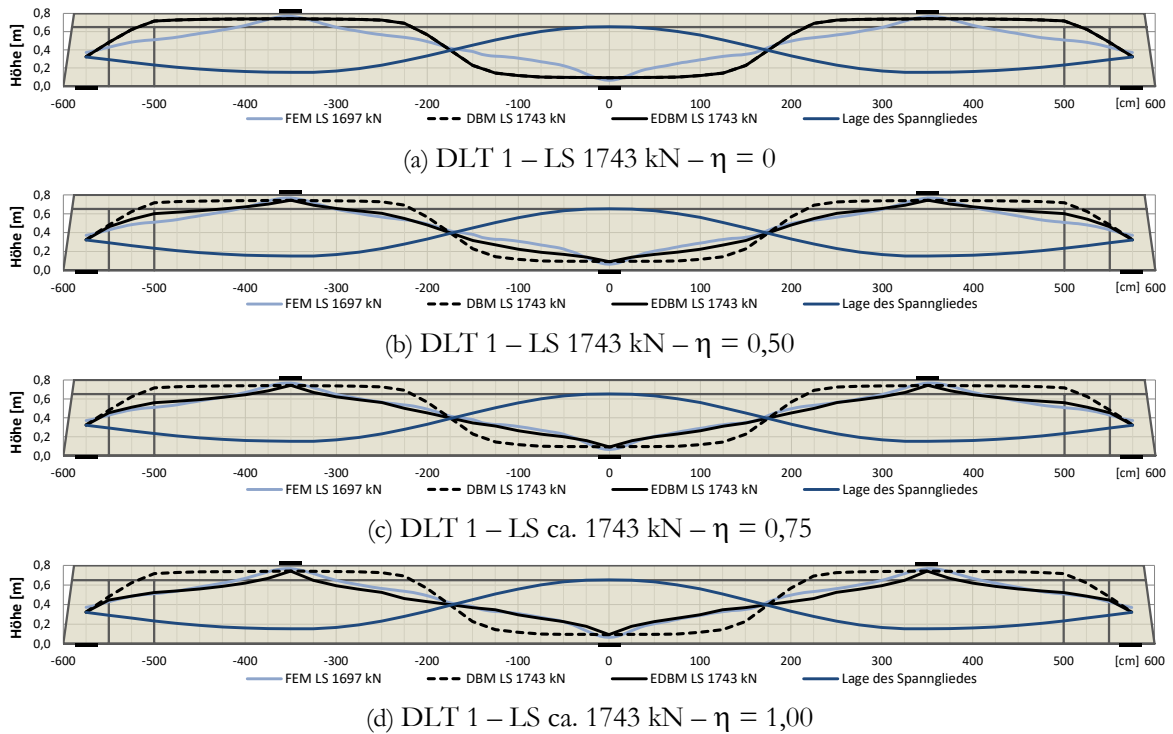


Bild 6-25: Untersuchung zum Einfluss der Druckstrebenneigung $\cot \theta_{LS} = \eta \cdot \cot \theta_R$ auf den Verlauf des Druckbogens nach dem EDBM

Wie bereits in Abschnitt 5.4.3 mittels numerischer Untersuchungen gezeigt werden konnte, so zeigt sich auch hier die Abhängigkeit des Druckbogenverlaufs von der Belastungssituation. Bei relativ kleinen Belastungen stellt die Vorspannwirkung den dominierenden, formgebenden Einflussfaktor auf den Druckbogenverlauf dar (Bild 6-26 (a)). Bei relativ hohen Belastungen erstreckt sich der gem. dem DBM bestimmte Druckbogenverlauf über große Bereiche weitestgehend horizontal (Bild 6-26 (a) und Bild 6-27 (a)), im Gegenzug dazu weist der Druckbogenverlauf im Bereich des Momentennulldurchgangs eine erhebliche Steigung auf. Die so auf Basis des EDBM bestimmten Druckbogenverläufe zeigen ab moderaten Belastungen (ca. 40-45% der Bruchlaststufe) eine klassische Sprengwerkform unter Einzellasten (Bild 6-26 (b)) bzw. Bogenform unter Streckenlasten (Bild 6-27 (b)).

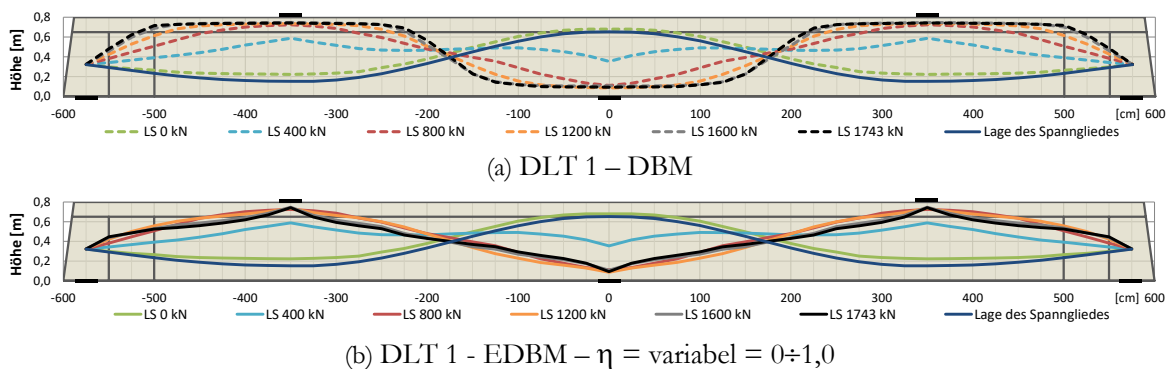


Bild 6-26: Lastabhängig bestimmte Druckbogenverläufe am Beispiel des Versuchsträgers DLT 1 auf Basis des DBM und EDBM

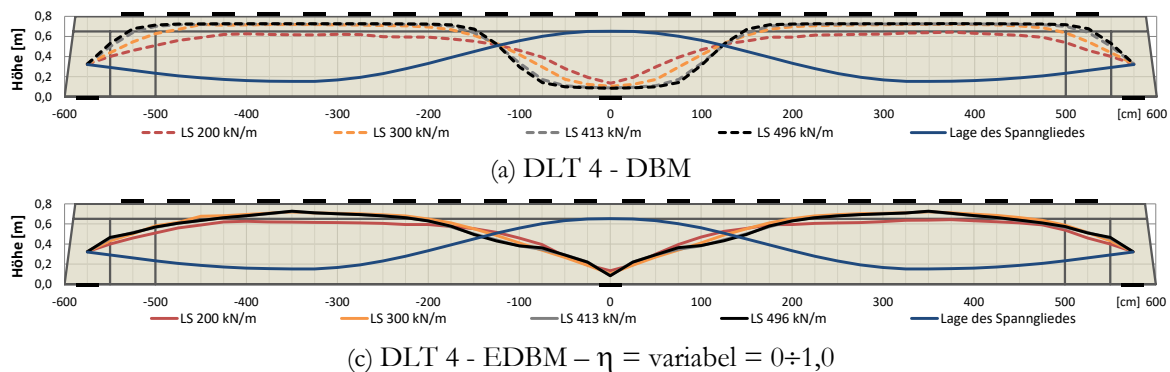


Bild 6-27: Lastabhängig bestimmte Druckbogenverläufe am Beispiel des Versuchsträgers DLT 4 auf Basis des DBM und EDBM

Im Folgenden wird gezeigt, dass bei Anwendung des EDBM unter Ansatz eines Faktors η zur lastabhängigen Anpassung der Druckstrebenneigung eine gute Übereinstimmung zwischen den experimentell, numerisch und analytisch bestimmten Druckbögen für alle Belastungsstufen erzielt wird.

6.5.3 Versuchsträger DLT 1

Bild 6-28 zeigt eine Gegenüberstellung der lastabhängig bestimmten Druckbogenverläufe auf Basis des DBM bzw. EDBM mit den mittels numerischen Simulationen ermittelten Druckbogenverläufen am Beispiel des Versuchsträgers DLT 1. Messtechnisch wurde im Rahmen dieses Versuches die Druckbogenwirkung nicht untersucht. Es zeigt sich, dass bis zur Laststufe 800 kN die numerisch ermittelten Druckbogenverläufe mit hoher Präzision mithilfe des DBM (bzw. EDBM unter Ansatz von $\eta = 0$) abgebildet werden können (Bild 6-28 (a) – (c)). Zwischen den Laststufen 800 kN und 1743 kN wird η zur Berücksichtigung der fortschreitenden Schrägrissbildung linear zwischen null und eins interpoliert (Bild 6-28 (d) – (g)). Die so auf Basis des EDBM ermittelten Druckbogenverläufe bilden die numerisch ermittelten Druckbogenverläufe dann in guter Näherung ab. Die in Bild 6-28 (g) im Bereich der Innenstütze abweichenden Druckbogenverläufe sind auf numerische Probleme bei der Simulation im Bereich der Innenstütze zurückzuführen.

Da, wie in Abschnitt 5.4.3 beschrieben, die numerischen Simulationsergebnisse hier das beobachtete und messtechnisch erfasste reale Tragverhalten grundsätzlich gut abbilden, ist davon auszugehen, dass die numerisch bestimmten Druckbogenverläufe die Realität gut widerspiegeln. Aufgrund der guten Übereinstimmung zwischen den numerisch und analytisch auf Basis des EDBM bestimmten Druckbogenverläufen ist demnach zu schließen, dass das EDBM unter Ansatz einer lastabhängigen Druckstrebenneigung hier zu einer wirklichkeitsnahen Bestimmung der Druckbogenverläufe führt.

6.5.4 Versuchsträger DLT 2

Auf eine Gegenüberstellung der analytisch und numerisch bestimmten Druckbogenverläufe am Beispiel des Versuchsträgers DLT 2 wird zu Begrenzung des Umfangs an dieser Stelle verzichtet. Die Ergebnisse sind qualitativ sehr ähnlich zu den Versuchsnachrechnungen am Beispiel des Versuchsträgers DLT 1.

6.5.5 Versuchsträger DLT 3

Versuchsträger DLT 3 wurde zur messtechnischen Untersuchung der Druckbogenwirkung mit aufgeklebten Beton-DMS ausgestattet (s. Abschnitt 3.5.7). Der Verlauf des so messtechnisch ermittelten

Druckbogens ist in Bild 6-29 zusätzlich rot-gestrichelt dargestellt. Es wird jedoch darauf hingewiesen, dass aufgrund des Ausfalls einiger Beton-DMS im Bereich des Momentennulldurchgangs der Druckbogenverlauf hier messtechnischen Ungenauigkeiten unterliegt.

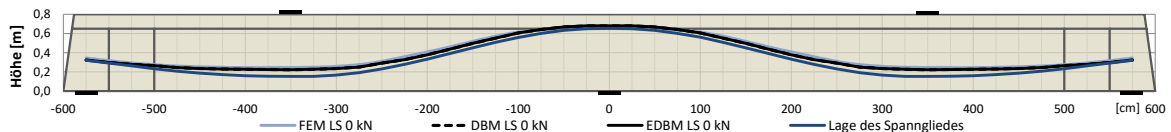
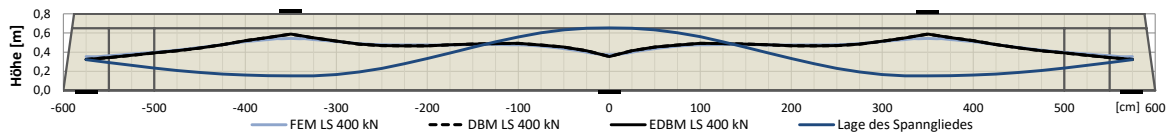
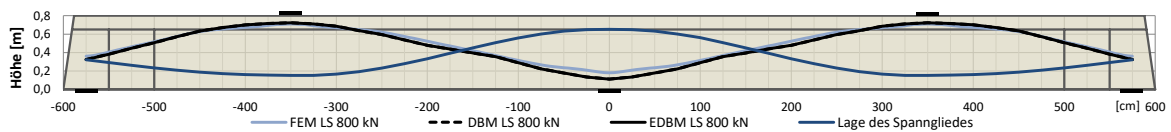
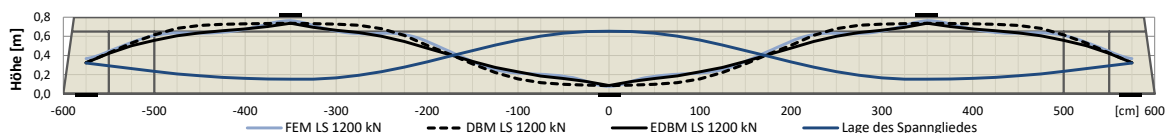
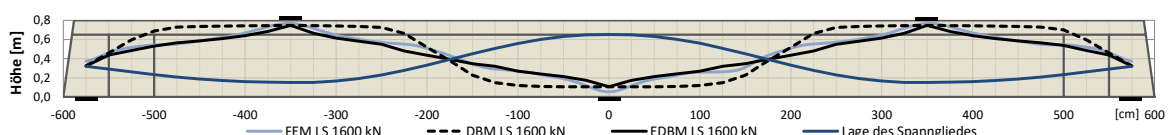
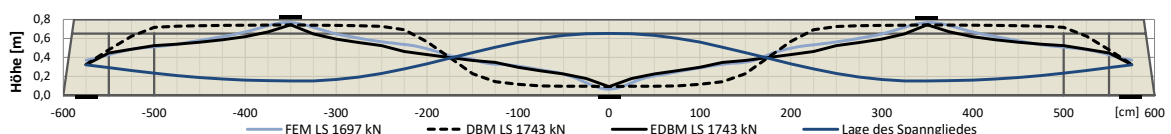
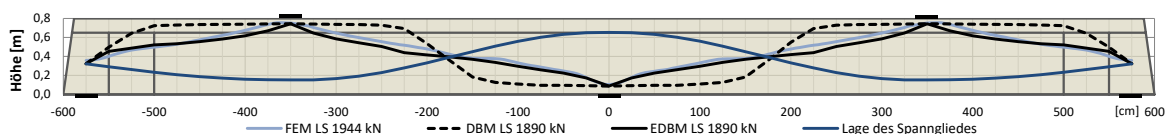
(a) DLT 1 – LS 0 kN – $\eta = 0$ (b) DLT 1 – LS 400 kN – $\eta = 0$ (c) DLT 1 – LS 800 kN – $\eta = 0$ (d) DLT 1 – LS 1200 kN – $\eta = 0,42$ (e) DLT 1 – LS 1600 kN – $\eta = 0,85$ (f) DLT 1 – LS ca. 1700 kN – $\eta = 1,00$ (g) DLT 1 – LS ca. 1890 kN – $\eta = 1,00$

Bild 6-28: Gegenüberstellung lastabhängig bestimmter Druckbogenverläufe auf Basis des DBM bzw. EDBM mit den mittels numerischer Simulationen ermittelten Druckbogenverläufen am Beispiel des Versuchsträgers DLT 1

Auffällig ist, dass der messtechnisch bestimmte Druckbogen unter der Laststufe 800 kN im Bereich der Innenstütze noch sehr horizontal verläuft (Bild 6-29 (a)). Dieser Effekt ist zu kleinem Anteil darauf zurückzuführen, dass die Oberflächenverformungen aus dem Konstruktionseigengewicht nicht mithilfe der applizierten Beton-DMS gemessen werden konnten, da diese auf den bereits infolge Eigengewicht belasteten Träger appliziert wurden. Zudem sind unter derartigen Belastungen die Betondehnungen

stellenweise sehr gering und mitunter im Bereich der Messtoleranz. Der bereichsweise unerwartete Verlauf des messtechnisch bestimmten Druckbogens unter der Laststufe 800 kN ist daher auf eine möglicherweise ungenaue Verformungsermittlung in Verbindung mit der nicht gemessenen Oberflächenverformung infolge des Eigengewichts zurückzuführen. Eine rechnerische Unterschätzung der tatsächlichen Vorspannung kann hier, aufgrund der präzisen Messung der Vorspannkkräfte, ausgeschlossen werden. Im Bereich der Innenstütze zeigt sich ab moderaten Belastungen und damit einhergehenden lokal hohen Betondehnungen eine sehr gute Übereinstimmung der messtechnisch, numerisch und analytisch auf Basis des EDBM bestimmten Druckbogenverläufe.

Grundsätzlich zeigt sich im Rahmen der Nachrechnung dieses Versuchsträgers auch eine gute Übereinstimmung zwischen den numerisch und analytisch auf Basis des EDBM bestimmten Druckbogenverläufen. Es wird erneut deutlich, dass die Ermittlung der Druckbogenverläufe auf Basis des DBM ab einsetzender Schrägrissbildung (ca. ab Laststufe 800 kN) zur Beschreibung der tatsächlichen Druckbogenverläufe ungeeignet ist.

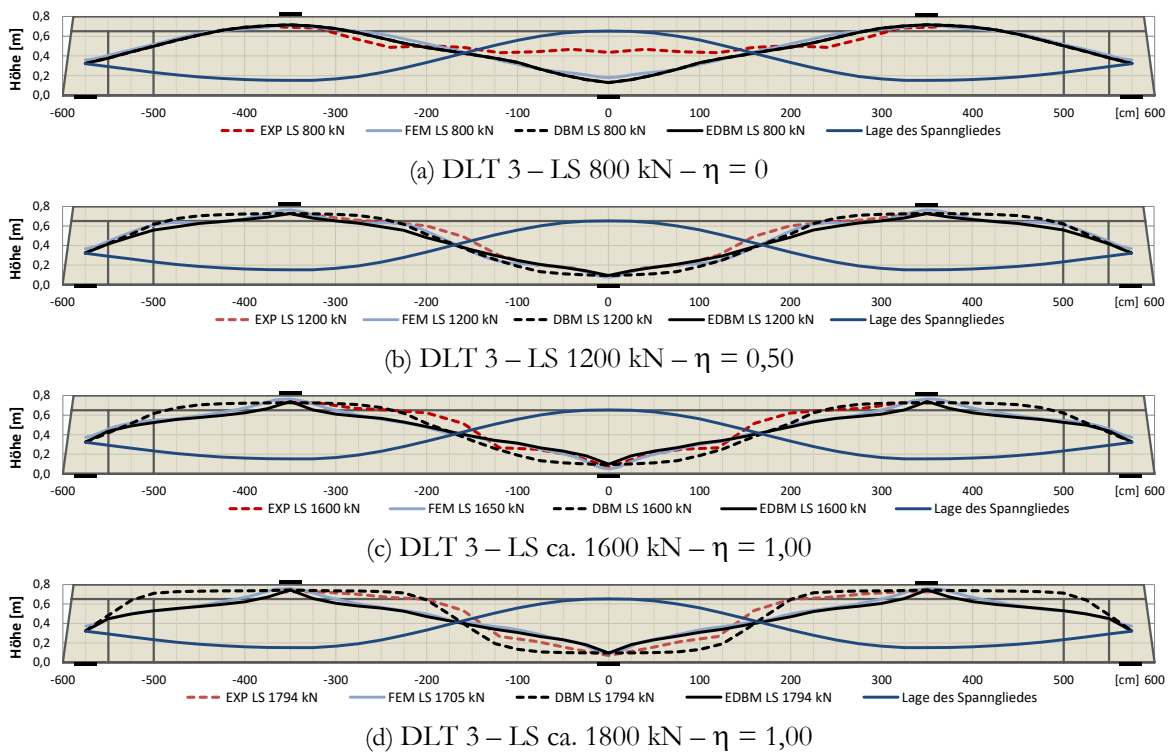


Bild 6-29: Gegenüberstellung lastabhängig bestimmter Druckbogenverläufe auf Basis des DBM bzw. EDBM mit den mittels numerischer Simulationen und messtechnisch ermittelten Druckbogenverläufen am Beispiel des Versuchsträgers DLT 3

6.5.6 Versuchsträger DLT 4

Auch Versuchsträger DLT 4 wurde zur messtechnischen Untersuchung der Druckbogenwirkung mit aufgeklebten Beton-DMS ausgestattet (s. Abschnitt 3.5.7). Die Anzahl und Art der Messtechnik erlaubte hier, im Vergleich zum Versuchsträger DLT 3, eine präzisere Erfassung der Druckbogenwirkung. Dennoch ist auch hier und insbesondere im Bereich der Innenstütze durch den Ausfall von Beton-DMS

eine erhöhte Ungenauigkeit im Verlauf des messtechnisch erfassten Druckbogens zu erwarten. Der Verlauf der experimentell ermittelten Druckbögen ist in Bild 6-30 rot-gestrichelt dargestellt.

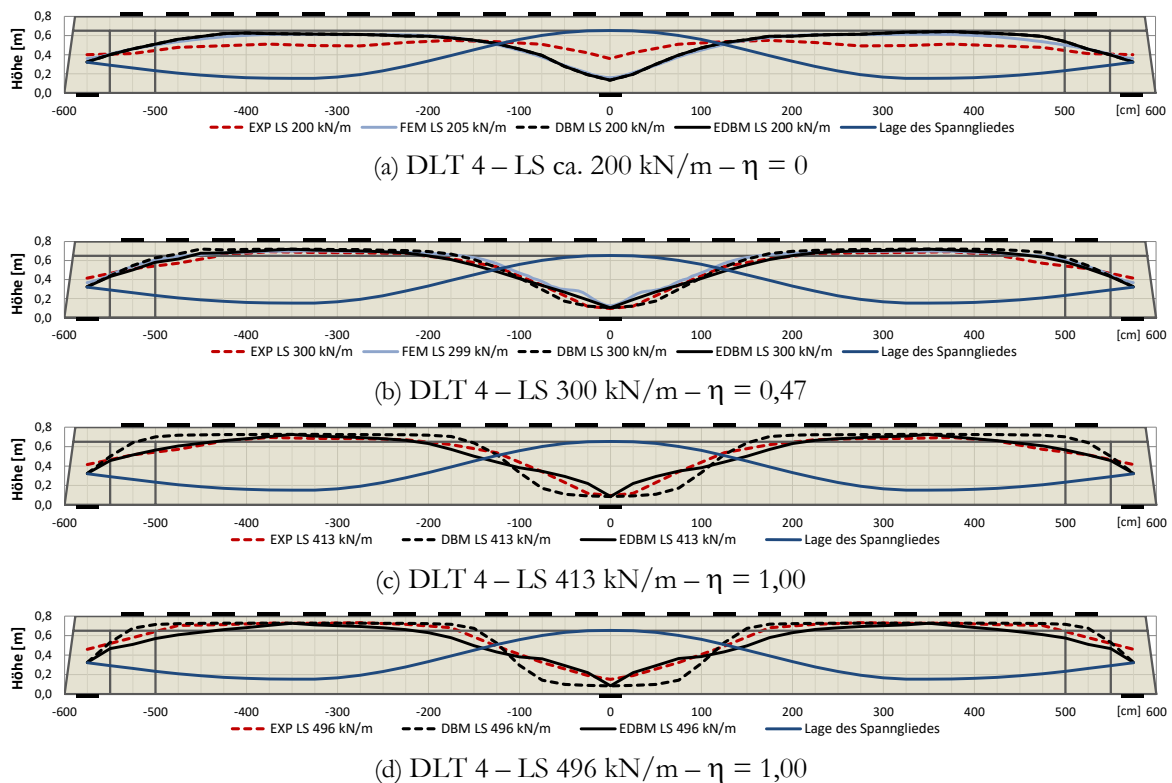


Bild 6-30: Gegenüberstellung lastabhängig bestimmter Druckbogenverläufe auf Basis des DBM bzw. EDBM mit den mittels numerischer Simulationen und messtechnisch ermittelten Druckbogenverläufen am Beispiel des Versuchsträgers DLT 4

Grundsätzlich ist festzustellen, dass eine gute Übereinstimmung zwischen den analytisch und messtechnisch bestimmten Druckbogenverläufen besteht (Bild 6-30 (b)-(d)). Lediglich bei geringen Belastungen zeigt sich eine gewisse Abweichung zwischen dem messtechnisch und den numerisch bzw. analytisch bestimmten Druckbogenverläufen. Hier ist der Verlauf des messtechnisch bestimmten Druckbogens maßgeblich auf die nicht gemessene Oberflächenverformung des Trägers infolge Eigengewicht zurückzuführen. Dieser Messfehler verliert jedoch mit zunehmender Belastung an Bedeutung und ist im Bruchzustand von zu vernachlässigender Größenordnung.

Im Rahmen der numerischen Simulationen trat das Systemversagen bei einer Streckenlast von ca. 299 kN/m auf (s. Abschnitt 5.4.4). Die numerisch bestimmten Druckbögen der Laststufen 200 kN/m (Bild 6-30 (a)) und 299 kN/m (Bild 6-30 (b)) sind sehr ähnlich zu den analytisch auf Basis des EDBM bestimmten Druckbogenverläufen. Ebenso besteht eine gute Übereinstimmung zwischen den numerisch und messtechnisch ermittelten Druckbogenverläufen für die Laststufe 299 kN/m.

Der Vergleich der numerisch, messtechnisch und analytisch auf Basis des EDBM bestimmten Druckbogenverläufe verdeutlicht, dass mithilfe des EDBM der Druckbogenverlauf für beliebige Laststufen sehr wirklichkeitsnah bestimmt werden kann. Es kann daher davon ausgegangen werden, dass die auf Basis des EDBM berechneten Querkrafttraganteile eine wirklichkeitsnahe Bestimmung der Querkrafttragfähigkeit ermöglichen.

6.6 Zusammenfassung

Es wurden zwei analytische Modelle zur Ermittlung eines zusätzlichen Querkrafttraganteils infolge Druckbogenwirkung bei der Ermittlung der Querkrafttragfähigkeit vorgespannter Balken vorgestellt. Die genannten analytischen Modelle wurden allein aus den Gleichgewichtsbedingungen am vertikalen schnitt (DBM) bzw. schrägen Schnitt (EDBM) hergeleitet. Die Festlegung empirischer Beiwerte zur Kalibrierung der Modelle an Versuchsergebnissen ist somit nicht erforderlich. Die Analytik stellt schließlich die dritte Säule dar, mithilfe deren die Druckbogenwirkung bei vorgespannten Balken nachgewiesen werden konnte.

Der Vergleich zwischen Versuchsergebnissen und Versuchsnachrechnungen mit dem DBM an durchlaufenden Spannbetonträgern hat gezeigt, dass dieses Modell bei moderaten Lastniveaus, welche ca. 40%-50% unterhalb des Bruchlastniveaus liegen, im Hinblick auf die rechnerische Querkrafttragfähigkeit sehr zufriedenstellende Ergebnisse liefert. Der Druckbogenverlauf kann dann zutreffend unter Berücksichtigung der Biegebeanspruchung und der Vorspannwirkung bestimmt werden. Die Querkrafttragfähigkeiten lassen sich mithilfe dieses Modells sehr gut abbilden, solange keine Schrägrissbildung erfolgt und die Hypothese über das Ebenbleiben der Querschnitte Gültigkeit besitzt. Bei ausschließlicher vertikaler Biegerissbildung ist dies der Fall.

Im Grenzzustand der Tragfähigkeit bzw. im Bruchzustand zeigten sich im Rahmen der durchgeführten Versuche stets ausgeprägte Schrägrisse. Die Hypothese über das Ebenbleiben der Querschnitte gilt dann entsprechend nicht mehr. Auf Basis des Erweiterten Druckbogenmodells (EDBM) lässt sich die Querkrafttragfähigkeit der untersuchten Versuchsträger jedoch auch für den Bruchzustand mit ausgeprägter Schrägrissbildung zutreffend erfassen. Durch die Berücksichtigung der einwirkenden Querkraft, zusätzlich zur Biegebeanspruchung und Vorspannwirkung, bei der Bestimmung des Druckbogenverlaufs nach dem EDBM lässt sich letztlich der Betontraganteil V_{cc} infolge Druckbogenwirkung deutlich wirklichkeitsnäher bestimmen als nach dem DBM. Eine besondere Betrachtung erfolgte insbesondere für Bereiche mit lastbedingten Diskontinuitäten. Für die sich dort fächerartig einstellenden Druckstreben wurde ein ingenieurmäßiger Ansatz entwickelt, mithilfe dessen eine resultierende Druckstrebenneigung für vertikale Schnitte in diesen Diskontinuitätsbereichen bestimmt werden kann.

Es wurde ein ingenieurmäßiger Ansatz vorgestellt, auf Basis dessen der Übergang vom DBM und reiner Biegerissbildung zum EDBM und zusätzlicher Schrägrissbildung erfasst werden kann. Im Zuge der Nachrechnung bestehender Brückenbauwerke ist dieser Modellübergang jedoch von untergeordneter Bedeutung, da die Tragfähigkeit lediglich für den Bruchzustand nachgewiesen werden muss.

Insgesamt konnte eine sehr gute Übereinstimmung zwischen den messtechnisch, numerisch und analytisch ermittelten Druckbogenverläufen aufgezeigt werden. Der Druckbogenverlauf erwies sich dabei erwartungsgemäß stark abhängig von der Art und Höhe der Belastung sowie der Höhe der Vorspannung. Die Druckbogenwirkung konnte letztlich so an vorgespannten Zweifeldträgern unter Einzel- und Streckenlasten und unterschiedlichen Lastniveaus analytisch nachgewiesen werden.

7 Zusammenfassung und Ausblick

7.1 Zusammenfassung

Im Rahmen der vorliegenden Arbeit wurde sich mit dem Erweiterten Druckbogenmodell zur Beschreibung des Betontraganteils bei Querkraft auseinandergesetzt. Es wurde der Frage nachgegangen, von welchen Randbedingungen ein derartiger Querkrafttraganteil wesentlich beeinflusst wird, wie sich dieser numerisch bzw. analytisch visualisieren sowie quantifizieren lässt und inwiefern sich die Querkrafttragfähigkeiten experimentell untersuchter, durchlaufender Spannbetonbalken auf Basis dieses Modells wirklichkeitsnah bestimmen lassen.

Die Grundlage der Arbeit bilden die selbst konzipierten, durchgeführten und ausgewerteten experimentellen Untersuchungen an vier selbst hergestellten und mit umfangreicher Messtechnik versehenen zweifeldrigen Spannbetonbalken. Diese, an der TU Dortmund durchgeführten Großversuche, wurden detailliert beschrieben, dokumentiert sowie ausgewertet und im Anhang zur vorliegenden Arbeit umfassend dargestellt. Die dabei experimentell gewonnenen Ergebnisse wurden so auch der Fachwelt für weitergehende Untersuchungen zugänglich gemacht. Besonders zu erwähnen ist, dass mithilfe geeigneter Messtechnik die lastabhängige Druckbogenwirkung einiger Versuchsträger erfasst werden und somit das lastabhängige Querkrafttragverhalten detailliert beschrieben und verständlich gemacht werden konnte.

Mit dem Ziel, die Versuche numerisch zu simulieren, wurden zunächst das phänomenologische Werkstoffverhalten von Beton, Betonstahl und Spannstahl sowie die Grundlagen der numerischen Umsetzung des jeweiligen Werkstoffverhaltens und des zugehörigen Verbundverhaltens im Programmsystem ABAQUS dargestellt. Dabei wurde die grundsätzliche Eignung des in ABAQUS implementierten Materialmodells Concrete Damaged Plasticity (CDP) herausgestellt, obgleich auch auf die bekannten Ungenauigkeiten des mehraxialen, vereinfachten (isotropen) Materialverhaltens hingewiesen wurde.

Die anschließenden numerischen Simulationsergebnisse der Großversuche wurden aufwändig hinsichtlich der Plausibilität geprüft und umfangreich im Anhang der vorliegenden Arbeit dargestellt. Es gelang i.d.R. eine wirklichkeitsnahe Simulation des experimentell beobachteten Tragverhaltens bei Beibehaltung einer einheitlichen Modellkalibrierung. Jedoch konnte das im Versuch beobachtete Tragverhalten des Versuchsträgers DLT 4 unter Streckenlasten numerisch nicht befriedigend wirklichkeitsnah abgebildet werden. Im Zuge der Simulation konnten die Versuchstraglasten bei Weitem nicht erreicht werden. Vereinzelt konnte auch beobachtet werden, dass der Querkraftbewehrungsgrad, welcher im Rahmen der experimentellen Untersuchungen im Hinblick auf die Systemtraglast durchaus von Bedeutung ist, im Rahmen der numerischen Simulationen eine eher untergeordnete Rolle spielte. In der Mehrheit der numerischen Simulationen konnte das experimentell beobachtete Tragverhalten jedoch gut bis sehr gut abgebildet werden.

Im Rahmen der Auswertungen der Simulationsberechnungen wurde der Fokus auf die Untersuchung des lastabhängigen Verlaufs der inneren Kräfte unter Berücksichtigung der Druckbogenwirkung gelegt. Dazu wurden aus numerisch aufwändig bestimmten Ergebnissen die Druckbogenverläufe visualisiert

und die resultierenden Querkrafttraganteile infolge Druckbogen- und Vorspannwirkung (V_{cc} und V_p) bestimmt. Es konnte so aufgezeigt werden, dass diese Querkrafttraganteile zusammengenommen und abhängig vom Lastniveau in den Simulationen signifikante Traganteile hinsichtlich der Querkrafttragfähigkeit darstellen.

Im Zuge der experimentellen Untersuchungen wurden planmäßig im Wesentlichen Variationen des Querkraftbewehrungsgrades und der Belastungsart realisiert. Aufbauend auf den daran kalibrierten numerischen Simulationen der Großversuche wurden weitergehende Parameterstudien durchgeführt. Im Rahmen dieser Studien wurden modellierungs-, geometrie- und systemabhängige Einflussgrößen untersucht, welche im Zuge der experimentellen Untersuchungen nicht untersucht werden konnten. Dabei wurde stets untersucht, welchen Einfluss einzelne Parameter auf den simulierten Druckbogenverlauf haben. Zudem wurde das lastabhängige Querkrafttragverhalten diskutiert. Es zeigte sich dabei insbesondere, dass in der Simulation auch bei schwach bis nicht querkraftbewehrten Spannbetonbalken von einer signifikanten Querkrafttragfähigkeit auszugehen ist, welche durch die Druckbogen- und Vorspannwirkung zusammen gut zu begründen ist.

Im Rahmen der Arbeit wurden zwei analytische Rechenmodelle zur Ermittlung eines zusätzlichen Querkrafttraganteils infolge Druckbogenwirkung bei der Ermittlung der Querkrafttragfähigkeit vorgespannter Balken vorgestellt: das Druckbogenmodell (DBM) sowie das Erweiterte Druckbogenmodell (EDBM). Bei dem Druckbogenmodell nach *Maurer & Kiziltan* [80; 106; 114] wird dem Fachwerkmodell mit Rissreibung die Tragwirkung eines vereinfacht bestimmten Betondruckbogens überlagert. Der Druckbogenverlauf bestimmt sich aus der Lage der horizontalen Biegedruckkraft in diskreten vertikalen Schnitten unter Berücksichtigung des Biegemomentes und der Vorspannwirkung. Es wurde gezeigt, dass das DBM mit ausreichender Genauigkeit zur Ermittlung der Querkrafttragfähigkeit vorgespannter Balken im ungerissenen Zustand I oder bei ausschließlicher Biegerissbildung herangezogen werden kann. Damit ist es für die Bestimmung der Querkrafttragfähigkeit im Grenzzustand der Tragfähigkeit jedoch nur im Fall ohne nennenswerte Schrägrissbildung geeignet.

Das EDBM dient der Ermittlung der Querkrafttragfähigkeit vorgespannter Balken bei zusätzlicher Schrägrissbildung im Grenzzustand der Tragfähigkeit. Es beruht methodisch teilweise auf dem Vorgehen bei Anwendung des DBM. Zusätzlich zur horizontalen Biegedruckkraft wird hier jedoch auch die horizontale Komponente der geneigten Druckstrebenkräfte aus der Fachwerkwirkung im Steg infolge Querkraft bei der Bestimmung des Druckbogenverlaufes in Ansatz gebracht. Der daraus resultierende Druckbogenverlauf weicht daher in Abhängigkeit von der Größe der einwirkenden Querkraft vom Verlauf des Druckbogens ab, welcher vereinfacht nach dem DBM ermittelt wurde. Im Bereich lastbedingter Diskontinuitätsstellen ist zudem die fächerartige Ausbreitung der Druckstreben im Steg bei der Berechnung des Druckbogenverlaufes nach dem EDBM zu berücksichtigen. Im Rahmen der vorliegenden Arbeit wurde dazu ein geeigneter Ansatz vorgestellt, wie auf Basis einer gemittelten Druckstrebenneigung der Einfluss der einwirkenden Querkraft bei der Berechnung des Druckbogenverlaufes im Bereich von Diskontinuitätsbereichen berücksichtigt werden kann.

Durch den Vergleich zwischen Versuchsergebnissen und Versuchsnachrechnungen mit den genannten analytischen Modellen konnten die Potentiale der analytischen Druckbogenmodelle aufgezeigt und die jeweiligen Anwendungsgrenzen definiert werden. Zudem wurde als Näherung ein ingenieurmäßiger

Ansatz vorgestellt, welcher den Übergang vom DBM zum EDBM vereinfacht aber ausreichend genau erfasst. Im Zuge der Nachrechnung bestehender Brückenbauwerke ist dieser Modellübergang jedoch von untergeordneter Bedeutung, da die Tragfähigkeit lediglich für den Bruchzustand, und dann mit dem EDBM nachgewiesen werden muss. Es zeigte sich grundsätzlich, dass sich die experimentell bestimmten Systemtraglasten in sehr guter Näherung mit dem EDBM erklären und bestimmen lassen.

Im Rahmen der experimentellen, numerischen und analytischen Untersuchungen konnte stets festgestellt werden, dass sich bei vorgespannten Balken eine deutliche Druckbogenwirkung einstellt. Der Druckbogen folgt dabei qualitativ der Stützlinie für die gegebene Belastung. Die Form der Stützlinie unter Einzelbelastung kann durch ein Sprengwerk idealisiert werden; die unter Streckenbelastung entspricht der eines Bogens. Der Verlauf des Druckbogens ist daher stark abhängig von der Größe und Art der Beanspruchung. Durch den Vergleich von experimentell, numerisch und analytisch bestimmten Druckbogenverläufen konnte die geometrische Ähnlichkeit der mittels unterschiedlicher Verfahren und unabhängig voneinander bestimmten Druckbogenverläufe belegt werden. Diese Ähnlichkeit wurde so interpretiert, dass sich Druckbogenverläufe und der daraus resultierende Querkrafttraganteil des Betons mithilfe der vorgestellten analytischen Druckbogenmodelle im Rahmen der jeweiligen Anwendungsgrenzen wirklichkeitsnah bestimmen lassen.

Insgesamt zeigten die Versuchsnachrechnungen, dass sich die Querkrafttragfähigkeiten der untersuchten Versuchsträger im Wesentlichen auf Basis der folgenden vier lastabhängigen Querkrafttraganteile in guter Übereinstimmung mit den tatsächlichen Querkrafttragfähigkeiten bestimmen ließen:

- Querkrafttragfähigkeit infolge Druckbogenwirkung
- Querkrafttragfähigkeit des geneigten Spanngliedes
- Querkrafttragfähigkeit der Querkraftbewehrung
- Querkrafttragfähigkeit der ungerissenen Betonzugzone

Im ungerissenen Zustand I ist dabei erwartungsgemäß die Querkrafttragfähigkeit der ungerissenen Betonzugzone von nennenswerter und die der Querkraftbewehrung ohne Bedeutung. Im gerissenen Zustand II kehrt sich die Bedeutung dieser Querkrafttraganteile um. Im Rahmen der durgeführten Versuche erwies sich der aus der Vorspannwirkung resultierende Querkrafttraganteil als tendenziell eher schwach abhängig vom Lastniveau. Dieser Effekt war hier darauf zurückzuführen, dass in Balkenbereichen, in denen ein signifikanter Spannungsanstieg im Spannstahl infolge äußerer Lasten zu beobachten war, die Spanngliedneigung gering war (Feldmitte bzw. Stützbereich). In Bereichen mit nennenswerter Spanngliedneigung zeigte sich hingegen lediglich ein schwacher Spannungsanstieg im Spannstahl infolge äußerer Lasten (Momentennulldurchgang bzw. Endauflagerbereiche). Der Querkrafttraganteil infolge Druckbogenwirkung erwies sich hingegen über alle Laststufen als näherungsweise gleich bedeutsam. Da aus zunehmenden äußeren Lasten auch die inneren Kräfte zunehmen, nimmt der aus dem Verlauf der resultierenden Druckkraft bestimmte Querkrafttraganteil infolge Druckbogenwirkung entsprechend lastabhängig zu.

Grundsätzlich stellt sich jedoch die Frage, als wie wahrscheinlich ein Querkraftversagen bei bestehenden Betonbrücken überhaupt einzuschätzen ist. Im Rahmen der experimentellen Untersuchungen wurden vorgespannte Zweifeldträger getestet, welche gegenüber älteren, bestehenden Brückenbauwerke deutlich

erhöhte Biegebewehrungsgrade aufwiesen. Obwohl die Versuchsträger verhältnismäßig schwach Querkraftbewehrt waren, erwiesen sich in keinem Versuch schräge Schubrisse, welche nicht aus Biegerissen hervorgingen, als kritisch. Es ist daher naheliegend anzunehmen, dass sich bei bestehenden Brückenbauwerken mit geringen Längsbewehrungsgraden mit hoher Wahrscheinlichkeit ein Biegeversagen vor einem Querkraftversagen einstellen wird.

7.2 Ausblick

Experimentelle Untersuchungen sind im Hinblick auf die Kalibrierung numerischer und analytischer Rechenmodelle unverzichtbar. Die im Rahmen der vorliegenden Arbeit durchgeführten und dokumentierten Versuche bilden in diesem Kontext eine sehr wertvolle Datenbasis auch für andere Forscher, da insbesondere Versuche an repräsentativen, vorgespannten Zweifelträgern zum derzeitigen Zeitpunkt nur in geringer Anzahl vorliegen. Dennoch besteht weiterer experimenteller Forschungsbedarf, um aktuelle, praxisbezogene Fragestellungen im Rahmen wissenschaftlicher Untersuchungen zu analysieren und die Ergebnisse für die Anwendung bei der Nachrechnung bestehender Betonbrücken, aber auch für die Bemessung neuer Bauwerke aufzuarbeiten. Im Rahmen derartiger Untersuchungen sollte insbesondere der Frage nachgegangen werden, wie die Interaktion von Biegung, Querkraft und Torsion bei größeren Schubslankheiten zutreffend erfasst und wie ein derartiger Nachweis angemessen normativ berücksichtigt werden kann. Für die Untersuchungen des Tragverhaltens von Spannbetonbalken mit Durchlaufwirkung unter derartigen, kombinierten Beanspruchungen fehlt bislang noch eine ausreichende Anzahl geeigneter Versuchsdaten. Von Interesse ist auch die Untersuchung der Querkrafttragfähigkeit nicht oder lediglich sehr gering querkraftbewehrter, schubslanker Spannbetonbalken mit Durchlaufwirkung. Es ist zu erwarten, dass derartige Bauteile auch ohne nennenswerte Querkraftbewehrung eine erhebliche Querkrafttragfähigkeit aufweisen. Allerdings ist dann das zunehmend spröde Systemversagen zu beachten. Im Rahmen des Sicherheitskonzepts bestehen Anforderungen an ein duktiles Versagensverhalten mit entsprechender Ankündigung. Es sollte zudem der grundlegenden Frage nachgegangen werden, inwiefern sich bei realen Brückenbauwerken mit i.d.R. verhältnismäßig geringen Längsbewehrungsgraden überhaupt ein Querkraftversagen vor einem Biegeversagen einstellen kann. Experimentelle Untersuchungen an repräsentativen, durchlaufenden Spannbetonbalken mit geringen Längsbewehrungsgraden sind daher von großem Interesse. Im Rahmen aktueller Untersuchungen wird zudem häufig auf die unzureichende normative Berücksichtigung von Maßstabeffekten sowie der Schubslankheit bei dem Querkraftnachweis von Bauteilen mit und ohne Querkraftbewehrung hingewiesen.

Im Rahmen zukünftiger Untersuchungen ist zu erwarten, dass Finite-Elemente Programmsysteme eine weiterhin zunehmende Bedeutung zukommt. Dennoch setzen numerische Simulationen zumeist eine Modellkalibrierung und Validierung an vorliegenden Versuchsergebnissen voraus, weshalb experimentelle Untersuchungen letztlich auch weiterhin die Basis numerischer Untersuchungen bilden werden. Mit fortschreitender Weiterentwicklung der implementierten Materialmodelle, insbesondere im Hinblick auf die Berücksichtigung der Beton-Beton-Interaktion (Rissreibung) bzw. Stahl-Beton-Interaktion (Verbundverhalten), ist jedoch zu erwarten, dass das komplexe, nichtlineare Materialverhalten von Stahl- bzw. Spannbeton zukünftig noch wirklichkeitsnäher erfasst werden wird.

[56]. Wie in dieser Arbeit gezeigt, können numerische Untersuchungen bei geeigneter Modellierung, zutreffender Abbildung des komplexen Materialverhaltens von Stahl- bzw. Spannbetonbauteilen sowie nach erfolgter Plausibilitätsprüfung dann ein sehr hilfreiches Werkzeug zur Analyse, Visualisierung und Verdeutlichung des globalen sowie lokalen Tragverhalten sein und entscheidend zu einem besseren Verständnis beitragen.

Literatur

- [1] ABAQUS: Abaqus 6.13 Online Documentation. Dassault Systèmes (Hg.), 2013.
- [2] ACI-ASCE Committee 445R-99: Recent Approaches to Shear Design of Structural Concrete - Report by Joint ACI-ASCE Committee 445, 1999.
- [3] Adam, V., Herbrand, M. und Classen, M.: Experimentelle Untersuchungen zum Einfluss der Bauteilbreite und der Schubslankheit auf die Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetonplatten ohne Querkraftbewehrung. In: *Bauingenieur* 93 (1). S. 37–45, 2018.
- [4] Albrecht, C.: Bemessung von Stahlbetondecken mit abgeflachten rotationssymmetrischen Hohlkörpern und ein Beitrag zum besseren Verständnis der Querkrafttragfähigkeit. Dissertation. TU Kaiserslautern, 2014.
- [5] Arndt, S.: Zur Querkrafttragfähigkeit von Spannbetonträgern - Vorstellung des Konzepts zur Querkraftbemessung von Spannbetonbalken nach DIN 4227 und DIN EN 1992-2 und gegenüberstellung der rechnerischen Querkrafttragfähigkeit eines Spannbeton-Durchlaufträgers mit den Ergebnissen umfangreicher nichtlinearer numerischer Simulationen. Masterarbeit. TU Dortmund, 2014.
- [6] Bacht, T.: Horizontaltragfähigkeit von Wänden aus Leichtbeton-Schalungssteinen – Experimente und numerische Modellierung. Dissertation. Karlsruher Institut für Technologie (KIT), 2014.
- [7] Bažant, Z. P. und Chen, E.-P.: Scaling of structural failure. In: *ASME Applied Mechanics Reviews* 50 (10). S. 593–627, 1997.
- [8] Bender, M.: Zum Querkrafttragverhalten von Stahlbetonbauteilen mit Kreisquerschnitt. Dissertation. Ruhr-Universität Bochum, 2009.
- [9] Bentz, E., Vecchio, F. J. und Collins, M. P.: Simplified Modified Compression Field Theory for Calculating Shear Strength of Reinforced Concrete Elements. In: *ACI Structural Journal* 103 (4). S. 614–624, 2006.
- [10] Braml, T. und Wurzer, O.: Probabilistische Berechnungsverfahren als zusätzlicher Baustein der ganzheitlichen Bewertung von Brücken im Bestand. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 107 (10). S. 654–668, 2012.
- [11] Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung: Richtlinie zur Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand (Nachrechnungsrichtlinie), 2011.
- [12] Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung: 1. Ergänzung zur Richtlinie zur Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand (Nachrechnungsrichtlinie), 2015.
- [13] Chen, W.-F.: Constitutive equations for engineering materials - Volume 2: Plasticity and Modeling. Elsevier, 1994.
- [14] Choi, K.-K., Park, H.-G. und Wight, J. K.: Unified Shear Strength Model for Reinforced Concrete Beams - Part I: Development. In: *ACI Structural Journal* 104 (2). S. 142–152, 2007.

- [15] Choi, K.-K., Park, H.-G. und Wight, J. K.: Unified Shear Strength Model for Reinforced Concrete Beams - Part II: Verification and simplified method. In: *ACI Structural Journal* 104 (2). S. 153–161, 2007.
- [16] Cladera, A. et al.: Predicting the shear–flexural strength of slender reinforced concrete T and I shaped beams. In: *Engineering Structures* 101. S. 386–398, 2015.
- [17] Cladera, A. et al.: The compression chord capacity model for the shear design and assessment of reinforced and prestressed concrete beams. In: *Structural Concrete* 17 (6). S. 1017–1032, 2016.
- [18] DAfStb Rili DIN 4227:1973: Richtlinie für die Bemessung und Ausführung von Spannbeton - Fassung Juni 1973 - unter Berücksichtigung von DIN 1045 - Ausgabe Januar 1972, 1973.
- [19] DIN 4227:1953: Spannbeton - Richtlinien für die Bemessung und Ausführung - DIN 4227, 1953.
- [20] DIN 4227:1979: Spannbeton, Bauteile aus Normalbeton mit beschränkter oder voller Vorspannung - DIN 4227 Teil 1, 1979.
- [21] DIN 4227:1988: Spannbeton, Bauteile aus Normalbeton mit beschränkter oder voller Vorspannung - DIN 4227 Teil 1, 1988.
- [22] DIN Deutsches Institut für Normung e.V.: Handbuch Eurocode 2 - Betonbau - Band 2: Brücken. Beuth Verlag GmbH, 1. Auflage, 2013.
- [23] DIN EN 1992-1-1: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau, 2011.
- [24] DIN EN 1992-1-1/NA:2013-04: Nationaler Anhang - National festgelegte Parameter - Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau, 2013.
- [25] DIN EN 1992-2/NA:2013-04: Nationaler Anhang - National festgelegte Parameter - Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 2: Betonbrücken - Bemessungs- und Konstruktionsregeln, 2013.
- [26] DIN EN 1992-2:2010-12: Bemessungs- und Konstruktionsregeln von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1: Betonbrücken - Bemessungs und Konstruktionsregeln, 2010.
- [27] DIN-FB 102:2003: DIN-Fachbericht 102 Betonbrücken (2003), 2003.
- [28] DIN-FB 102:2009: DIN-Fachbericht 102 Betonbrücken (2009), 2009.
- [29] DYWIDAG-SYSTEMS INTERNATIONAL: DYWIDAG-Litzenspannverfahren mit 3-37 Litzen (140 und 150 mm²) - Zulassungsnummer Z-13.71-60022. Geltungsdauer 13. Januar 2011 - 13. Januar 2016, 2011.
- [30] Fäcke, A.: Numerische Simulation des Schädigungsverhaltens von Brückenpfeilern aus Stahlbeton unter Erdbebenlasten. Dissertation. Universität Fridericiana zu Karlsruhe (TH), 2005.
- [31] Fédération internationale du béton: fib Model Code for Concrete Structures 2010. Wilhelm Ernst & Sohn. Lausanne, 2013.

- [32] Feenstra, P. H.: Computational aspects of biaxial stress in plain and reinforced concrete. Dissertation. TU Delft, 1993.
- [33] Fenwick, R. C. und Paulay, T.: Mechanism of Shear resistance of Concrete Beams. In: *Journal of the Structural Division* 94 (10). S. 2325–2350, 1968.
- [34] Fingerloos, F., Hegger, J. und Zilch, K.: Eurocode 2 für Deutschland - DIN EN 1992-1-1 Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-1 Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau mit nationalem Anhang ; kommentierte Fassung. Beuth [u.a.]æ, 1. Aufl, 2012.
- [35] Fischer, O. et al.: Ergebnisse und Erkenntnisse zu durchgeführten Nachrechnungen von Betonbrücken in Deutschland. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 109 (2). S. 107–127, 2014.
- [36] Fischer, O., Schramm, N. und Gehrlein, S.: Labor- und Feldversuche zur realitätsnahen Beurteilung der Querkrafttragfähigkeit von bestehenden Spannbetonbrücken. In: *Bauingenieur* 92 (11). S. 455–463, 2017.
- [37] Fisker, J. und Hagsten, L. G.: Mechanical model for the shear capacity of R/C beams without stirrups - A proposal based on limit analysis. In: *Engineering Structures* 115. S. 220–231, 2016.
- [38] Gehrlein, S. et al.: Großversuche zur Querkrafttragfähigkeit bestehender Spannbetonbrücken an der Saalebrücke Hammelburg - Teil 1: Konzeption, Beurteilung des Bestandes und Durchführung der Versuche. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 113 (9). S. 667–675, 2018.
- [39] Gehrlein, S. und Fischer, O.: Großversuche zur Querkrafttragfähigkeit bestehender Spannbetonbrücken an der Saalebrücke Hammelburg - Teil 2: Messprogramm, Versuchsergebnisse, Vergleich mit verschiedenen Bemessungsansätzen. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 113 (10). S. 696–704, 2018.
- [40] Gleich, P.: Das Druckbogenmodell - Beiträge zur 5. DAfStb-Jahrestagung mit 58. Forschungskolloquium, 2017.
- [41] Gleich, P., Kattenstedt, S. und Maurer, R.: Erweitertes Druckbogenmodell für die Bestimmung der Querkrafttragfähigkeit von Stahl- und Spannbetonbalken. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 111 (5). S. 268–277, 2016.
- [42] Gleich, P. und Maurer, R.: Querkraftversuche an Spannbetondurchlaufträgern mit Plattenbalkenquerschnitt. In: *Bauingenieur* 93 (2). S. 51–61, 2018.
- [43] Gösde, L.: Numerische Simulation und Bemessung von Flächentragwerken aus Stahlfaserbeton sowie stahlfaserverstärktem Stahl- und Spannbeton. Dissertation. Ruhr-Universität Bochum, 2012.
- [44] Gohl, M.: Experimentelle und analytische Untersuchungen zur Druckbogenwirkung bei Balken im Spannbetonbau. Masterarbeit. TU Dortmund, 2017.
- [45] Görtz, S.: Zum Schubrissverhalten von Stahlbeton- und Spannbetonbalken aus Normal- und Hochleistungsbeton. Dissertation. RWTH Aachen, 2004.

- [46] Halabi, F.: Numerische Simulation des Bauteiltragverhaltens von Spannbetonbalken. Masterthesis. TU Dortmund, 2017.
- [47] Haveresch, K.: Nachrechnen und Verstärken älterer Spannbetonbrücken. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 106 (2). S. 89–102, 2011.
- [48] Haveresch, K.-H.: Verstärkung älterer Spannbetonbrücken mit Koppelfugenrissen. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 95 (8). S. 452–460, 2000.
- [49] Haveresch, K.-H.: Erfahrungen bei Nachrechnung und Verstärkung von Brücken. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 110 (2). S. 96–112, 2015.
- [50] Hawkins, N. M.: Strength and Behavior of Two-Span Continuous Prestressed Concrete Beams. PhD Thesis. University of Illinois, 1961.
- [51] Hegger, J. et al.: Zur Querkraftgefährdung bestehender Spannbetonbrücken - Teil I: Grundlagen. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 104 (11). S. 737–746, 2009.
- [52] Hegger, J. et al.: Zur Querkraftgefährdung bestehender Spannbetonbrücken - Teil II: Empfehlungen zur Vorgehensweise bei Sichtung und Überprüfung. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 105 (6). S. 390–398, 2010.
- [53] Hegger, J. et al.: Beurteilung der Querkraft- und Torsionstragfähigkeit von Brücken im Bestand - Kurzfristige Lösungsansätze. S. 15–25. In: Krieger, J.; Isecke, B. Beurteilung der Querkraft- und Torsionstragfähigkeit von Brücken im Bestand - Kurzfristige Lösungsansätze, Beurteilung, Ertüchtigung und Instandsetzung von Brücken, Tagungsband, Technische Akademie Esslingen, 2014.
- [54] Hegger, J. et al.: Beurteilung der Querkraft- und Torsionstragfähigkeit von Brücken im Bestand - Kurzfristige Lösungsansätze. Schlussbericht zu BASt FE 15.0482/2009/FRB, 2014.
- [55] Hegger, J. et al.: Zur Anwendung des Hauptzugspannungskriteriums bei der Nachrechnung bestehender Spannbetonbrücken. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 110 (2). S. 82–95, 2015.
- [56] Hegger, J. et al.: Beurteilung der Querkraft- und Torsionstragfähigkeit von Brücken im Bestand – erweiterte Lösungsansätze. Schlussbericht zu BASt FE 15.0591/2012/FRB, 2018.
- [57] Hegger, J. und Görtz, S.: Querkraftmodell für Bauteile aus Normalbeton und Hochleistungsbeton. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 101 (9). S. 695–705, 2006.
- [58] Hegger, J. und Görtz, S.: Querkrafttragfähigkeit von Stahlbeton- und Spannbetonbalken aus Normal- und Hochleistungsbeton. DAfStb Heft 557. Beuth, 1. Aufl, 2007.
- [59] Hegger, J. und Herbrand, M.: Einfluss einer nachträglichen externen Vorspannung in Längsrichtung auf die Querkrafttragfähigkeit bestehender Spannbetonbrücken. Schlussbericht zu BASt FE 15.0498/2010/FRB, 2013.
- [60] Herbrand, M.: Shear Strength Models for Reinforced and Prestressed Concrete Members. Dissertation. RWTH Aachen, 2017.
- [61] Herbrand, M. und Classen, M.: Shear tests on continuous prestressed concrete beams with external prestressing. In: *Structural Concrete* 16 (3). S. 428–437, 2015.

- [62] Herbrand, M. und Classen, M.: Querkraftversuche an Spannbetonbalken mit Rechteck- und I-Querschnitt. In: *Bauingenieur* 92 (11). S. 465–473, 2017.
- [63] Herbrand, M. und Hegger, J.: Experimentelle Untersuchungen zum Einfluss einer externen Vorspannung auf die Querkrafttragfähigkeit vorgespannter Durchlaufträger. In: *Bauingenieur* 88 (12). S. 509–517, 2013.
- [64] Hillerborg, A.: Analysis of one single crack. In: *Fracture Mechanics of concrete*. S. 223–249, 1983.
- [65] Hillerborg, A., Modeer, M. und Petersson, P.: Analysis of crack formation and crack growth in concrete by means of fracture mechanics and finite elements. In: *Cement and Concrete Research* (6). S. 773–782, 1976.
- [66] Hofstetter, G.: Konstitutive Modellierung von Beton. S. 319–361. In: Bergmeister, Konrad; Wörner, Johann-Dietrich. Konstitutive Modellierung von Beton, Turmbauwerke : Industriebauten, Berlin, Ernst & Sohn, op. 2006.
- [67] Hordijk, D. A.: Tensile and tensile fatigue behaviour of concrete; experiments, modelling and analyses. In: *Heron* 37 (1). S. 1–79, 1992.
- [68] Huber, P. et al.: Vergleich der rechnerischen Querkrafttragfähigkeit von Bestandsbrücken nach Eurocode 2 und fib Model Code 2010. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 107 (7). S. 451–462, 2012.
- [69] Huber, P.: Beurteilung der Querkrafttragfähigkeit bestehender Stahlbeton- und Spannbetonbrücken. Dissertation. TU Wien, 2016.
- [70] Huber, T. et al.: Nachrechnung der Querkrafttragfähigkeit von mehrfeldrigen Spannbetonbrücken mit geringer Bügelbewehrung. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 113 (10). S. 705–715, 2018.
- [71] Kani, G.: Über das Wesen der sogenannten Schubsicherung. In: *Der Bauingenieur* 33. S. 375–382, 1958.
- [72] Kani, G.: The riddle of shear failure and its solution. In: *ACI Structural Journal*. S. 1587–1636, 1964.
- [73] Kani, G.: Basic facts concerning shear failure. In: *ACI-Journal* 63 (6). S. 675–692, 1966.
- [74] Kani, G.: Was wissen wir heute über die Schubbruchsicherheit? In: *Bauingenieur* 43 (5). S. 167–174, 1968.
- [75] Kani, G.: A rational theory for the function of web reinforcement. In: *ACI-Journal* (3). S. 185–197, 1969.
- [76] Kani, M. W., Huggins, M. W. und Wittkopp, R.R. (Hg.): Kani on Shear in Reinforced Concrete. Dept. of Civil Engineering, University of Toronto, 1979.
- [77] Kautsch, R.: Beitrag zur Nachweisführung von querkraftbewehrten Stahlbeton- und Spannbetonquerschnitten unter kombinierter Biege- und Schubbeanspruchung auf Grundlage der Erweiterten Technischen Biegelehre. Dissertation. TU Kaiserslautern, 2010.
- [78] Khalili-Harbi, N. et al.: Pressurized intraluminal aerosol chemotherapy with Dbait in the distal esophagus of swine. In: *Endoscopy* 48 (2). S. 184–187, 2016.

- [79] Kim, W. und White, R. N.: Hypothesis for Localized Horizontal Shearing Failure Mechanism of Slender RC Beams. In: *Journal of structural engineering* 125 (10). S. 1126–1135, 1999.
- [80] Kiziltan, H.: Zum Einfluss des Druckbogens auf den Schubwiderstand von Spannbetonbalken. Dissertation. Technische Universität Dortmund, 2012.
- [81] Kolodziejczyk, A.: Untersuchungen zum Kippen schlanker Stahlbeton- und Spannbetonträger beliebiger Geometrie mit der nichtlinearen FEM. Dissertation. TU Dortmund, 2015.
- [82] König, G. und Zink, M.: Zum Biegeschubversagen schlanker Stahlbetonbauteile. In: *Bautechnik* 76 (11). S. 959–969, 1999.
- [83] Kordina, K. und Blume, F.: Empirische Zusammenhänge zur Ermittlung der Schubtragfähigkeit stabförmiger Stahlbetonelemente. DAFStb Heft 364. Beuth Verlag, 1985.
- [84] Kordina, K. und Hegger, J.: Schubtragverhalten von Spannbetonteilen mit Vorspannung ohne Verbund. DAFStb Heft 381. Beuth Verlag, 1987.
- [85] Kotsovos, M. D.: Mechanisms of 'shear' failure. In: *Magazine of Concrete Research* 35 (123). S. 99–106, 1983.
- [86] Kotsovos, M. D.: Compressive force path concept: basis for reinforced concrete ultimate limit state design. In: *ACI Structural Journal* 85 (1). S. 68–75, 1988.
- [87] Krätzig, W. B. et al.: Modelle zur Beschreibung des Stahlbetonverhaltens und von Verbundphänomenen unter Schädigungsaspekten - Bericht zum Teilprojekt A5 des SFB 398: Lebensdauerorientierte Entwurfskonzepte unter Schädigungs- und Deteriorationsaspekten, 2001.
- [88] Krebs, A., Schnell, J. und Hartung, B.: Erweiterung der Technischen Biegelehre - Ermittlung des zur Schnittgrößenkombination N_x , V_y , V_z , M_z , M_y und T_x gehörenden Verzerrungszustandes am Querschnitt - Teil 2: Iterative Lösung der Bedingungsgleichungen, Bestätigung der Theorie durch Versuche sowie Anwendung bei einer Brückensanierung. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 99 (7). S. 536–551, 2004.
- [89] *Krieger, J. und Isecke, B. (Hg.): Brückenkolloquium - Beurteilung, Ertüchtigung und Instandsetzung von Brücken. Tagungsband. Technische Akademie Esslingen, 2014.*
- [90] Kupfer, H.: Das Verhalten des Betons unter mehrachsiger Kurzzeitbelastung unter besonderer Berücksichtigung der zweiachsigen Beanspruchung. DAFStb Heft 229. Wilhelm Ernst & Sohn, 1973.
- [91] Latte, S.: Zur Tragfähigkeit von Stahlbeton-Fahrbahnplatten ohne Querkraftbewehrung. Dissertation. TU Hamburg-Harburg, 2010.
- [92] Lee, J. und Fenves, G. L.: Plastic-Damage Model for Cyclic Loading of Concrete Structures. In: *Journal of Engineering Mechanics* 124 (8). S. 892–900, 1998.
- [93] Leonhardt, F.: Spannbeton für die Praxis. Wilhelm Ernst & Sohn, 1955.
- [94] Leonhardt, F.: Vorlesungen über Massivbau - Fünfter Teil, Spannbeton von F. Leonhardt. Springer-Verlag, 1973.

- [95] Leonhardt, F. und Walther, R.: Schubversuche an einfeldrigen Stahlbetonbalken mit und ohne Schubbewehrung zur Ermittlung der Schubtragfähigkeit und der oberen Schubspannungsgrenze. DAFStb Heft 151. Beuth, 1962.
- [96] Leonhardt, F. und Walther, R.: Schubversuche an Plattenbalken mit unterschiedlicher Schubbewehrung. DAFStb Heft 156. Beuth, 1963.
- [97] Lorentsen, M.: Theory for the Combined Action of Bending Moment and Shear in Reinforced and Prestressed Concrete Beams. In: *ACI-Journal* 62 (4). S. 403–420, 1965.
- [98] Lubliner, J. et al.: A Plastic-Damage Model For Concrete. In: *International Journal of Solids and Structures* 25 (3). S. 299–326, 1989.
- [99] Marí, A. et al.: Shear-flexural strength mechanical model for the design and assessment of reinforced concrete beams subjected to point or distributed loads. In: *Frontiers of Structural and Civil Engineering* 8 (4). S. 337–353, 2014.
- [100] Marí, A. et al.: Shear-flexural strength mechanical model for the design and assessment of reinforced concrete beams. In: *Structure and Infrastructure Engineering* 11 (11). S. 1399–1419, 2015.
- [101] Mark, P.: Zweiachsig durch Biegung und Querkräfte beanspruchte Stahlbetonträger. Habilitationsschrift. Ruhr-Universität Bochum, 2006.
- [102] Marzahn, G.: Zur Richtlinie für die Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand (Nachrechnungsrichtlinie). In: *Beton- und Stahlbetonbau* 106 (11). S. 730–735, 2011.
- [103] Marzahn, G. et al.: Die Nachrechnung von Betonbrücken - Fortschreibung der Nachrechnungsrichtlinie. In: *Beton-Kalender* 2015, 2015.
- [104] Maurer, R. et al.: Konzeption zur Nachrechnung bestehender Straßenbrücken. Schlussbericht zu BASt FE SV.0006/2009, 2010.
- [105] Maurer, R. et al.: Untersuchungen zur Querkraftbemessung von Spannbetonbalken mit girlandenförmiger Spanngliedführung. Schlussbericht zu BASt FE 29.244/2009, 2010.
- [106] Maurer, R. et al.: Nachrechnung von Betonbrücken zur Bewertung der Tragfähigkeit bestehender Bauwerke. Schlussbericht zu BASt FE 215.0490/2010/FRB, 2011.
- [107] Maurer, R. et al.: Querkraftversuch an einem Durchlaufträger aus Spannbeton. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 109 (10). S. 654–665, 2014.
- [108] Maurer, R. et al.: Untersuchungen zur Querkrafttragfähigkeit an einem vorgespannten Zweifeldträger. Schlussbericht zu BASt FE 89.0264/2011, 2014.
- [109] Maurer, R. et al.: Nachrechnung von Betonbrücken - Verfahren der Tragsicherheitsbeurteilung von Betonbrücken im Bestand für die Nachweisstufe 4 der Nachrechnungsrichtlinie. Schlussbericht zu BASt FE 15.0523/2011/FRB, 2015.
- [110] Maurer, R.: Stahlbeton II - Grundlagen des Stahlbetonbaus. Skriptum zur Vorlesungsreihe. TU Dortmund, 2017.

- [111] Maurer, R., Arnold, A. und Müller, M.: Auswirkungen aus dem neuen Verkehrslastmodell nach DIN EN 1991-2/NA bei Betonbrücken. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 106 (11). S. 747–759, 2011.
- [112] Maurer, R. und Bäättjer, G.: Sicherheit von Spannbetonbrücken - Entwicklung von Konstruktions- und Bemessungsgrundsätzen in Deutschland. In: *Bauingenieur* Band 82 (Heft 1). S. 1–13, 2007.
- [113] Maurer, R., Gleich, P. und Stuppak, E.: Neue Erkenntnisse aus Versuchen mit Durchlaufträgern aus Spannbeton zum Tragverhalten bei Querkraft und Torsion. In: Technische Akademie Esslingen, Tagungshandbuch 2018 zum 3. Brückenkolloquium, 2018.
- [114] Maurer, R. und Kiziltan, H.: Zum Einfluss des Druckbogens auf den Querkraftwiderstand von Spannbetonbalken. In: *Bauingenieur* 88 (4). S. 165–176, 2013.
- [115] Mehlhorn, G. und Kollegger, J.: Anwendung der Finiten Elemente Methode im Stahlbetonbau. S. 293–429. In: *Der Ingenieurbau. Anwendung der Finiten Elemente Methode im Stahlbetonbau*, Ernst & Sohn, 1995.
- [116] Mörsch, E.: *Der Eisenbetonbau - seine Theorie und Anwendung*. Verlag Konrad Wittwer, 3. Auflage, 1908.
- [117] Müller, A. et al.: Nachrechnung der Donaubrücke Ingolstadt (BAB A9) bis zur Stufe 4 der Nachrechnungsrichtlinie. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 108 (9). S. 603–619, 2013.
- [118] Müller, M.: Zum schubfesten Anschluss von Druckgurten in Hohlkastenbrücken. Dissertation. TU Dortmund, 2016.
- [119] Muttoni, A.: Die Anwendbarkeit der Plastizitätstheorie in der Bemessung von Stahlbeton. Dissertation. ETH Zürich, 1990.
- [120] Niederleithinger, E., Herbrand, M. und Müller, M.: Monitoring von Querkraftversuchen an Spannbetondurchlaufträgern mit Ultraschall und Codawelleninterferometrie. In: *Bauingenieur* 99 (11). S. 474–481, 2017.
- [121] Nielsen, M. P. und Hoang, L. C.: *Limit analysis and concrete plasticity*. CRC Press, 3rd ed., 2011.
- [122] Nissen, I.: *Rißverzahnung des Betons: gegenseitige Rißuferverschiebungen und übertragene Kräfte*. Dissertation. TU München, 1987.
- [123] Noakowski, P. und Schäfer, H. G.: *Steifigkeitsorientierte Statik im Stahlbetonbau - Stahlbetontragwerke einfach richtig berechnen*. Ernst, 2003.
- [124] Novák, B. et al.: Endverankerungen bei Ertüchtigung von Brücken mit externer Vorspannung. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 110 (2). S. 138–154, 2015.
- [125] Park, H.-G., Choi, K.-K. und Wight, J. K.: Strain-Based Shear Strength Model for Slender Beams without Web Reinforcement. In: *ACI Structural Journal* 103 (6). S. 783–793, 2006.
- [126] Pelke, E. und Zichner, T.: Ertüchtigung der Nibelungenbrücke Worms. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 110 (2). S. 113–130, 2015.
- [127] Pölling, R.: Eine praxisnahe, schädigungsorientierte Materialbeschreibung von Stahlbeton für Strukturanalysen. Dissertation. Ruhr-Universität Bochum, 2000.

- [128] Reineck, K.-H.: Ein mechanisches Modell für den Querkraftbereich von Stahlbetonbauteilen. Dissertation. Universität Stuttgart, 1990.
- [129] Reineck, K.-H.: Ultimate Shear Force of Structural Concrete Members without Transverse Reinforcement Derived from a Mechanical Model. In: *ACI Structural Journal* 88 (5). S. 592–602, 1991.
- [130] Reineck, K.-H.: Hintergründe zur Querkraftbemessung in DIN 1045-1 für Bauteile aus Konstruktionsbeton mit Querkraftbewehrung. In: *Bauingenieur* 76 (4). S. 168–179, 2001.
- [131] Reineck, K.-H. und Dunkelberg, D. (Hg.): ACI-DAfStb databases 2015 with shear tests for evaluating relationships for the shear design of structural concrete members without and with stirrups. DAfStb Heft 617. Beuth Verlag GmbH, 1. Auflage, 2017.
- [132] Reineck, K.-H., Fitik, B. und Kuchma, D. A.: Erweiterte Datenbanken zur Überprüfung der Querkraftbemessung für Konstruktionsbetonbauteile mit und ohne Bügel. DAfStb Heft 597. Beuth, 1. Aufl, 2012.
- [133] Retzepis, I. und Siepen, W.: Ertüchtigung der Autobahnbrücke über den Neckar und Neckerkanal in Heidelberg-Wieblingen. In: *Bauingenieur* 92 (7). S. 307–312, 2017.
- [134] Ritter, W.: Die Bauweise Hennebique. In: *Schweizerische Bauzeitung* XXXIII (7). 41-43, 49-52, 59-61, 1899.
- [135] Rupf, M., Fernández Ruiz, M. und Muttoni, A.: Post-tensioned girders with low amounts of shear reinforcement: Shear strength and influence of flanges. In: *Engineering Structures* 56. S. 357–371, 2013.
- [136] Rupf, M., Fernández Ruiz, M. und Muttoni, A.: Querkraftwiderstand vorgespannter Brücken mit ungenügender Querkraftbewehrung - Résistance des ponts précontraints avec étriers insuffisants = Shear strength of prestressed bridges with insufficient shear reinforcement. Eidgenössisches Departement für Umwelt, Verkehr, Energie und Kommunikation UVEK, Bundesamt für Strassen, 2014.
- [137] Rüschi, H. und Mayer, H.: 5 Versuche zum Studium der Verformungen im Querkraftbereich eines Stahlbetonbalkens. DAfStb Heft 195. Ernst & Sohn, 1967.
- [138] Schacht, G. et al.: Schubbruchgefahr von hochbautypischen Stahlbetonplattentragwerken. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 108 (9). S. 592–602, 2013.
- [139] Schacht, G.: Experimentelle Bewertung der Schubtragsicherheit von Stahlbetonbauteilen. Dissertation. TU Dresden, 2014.
- [140] Schacht, G. und Marx, S.: Unbewehrte Betongelenke - 100 Jahre Erfahrung im Brückenbau. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 105 (9). S. 599–607, 2010.
- [141] Schießl, A.: Die Druckfestigkeit zweiachsig beanspruchter Scheibenelemente unter Berücksichtigung des Betontyps. Dissertation. TU München, 2004.
- [142] Schmidmeier, M. et al.: Nachrechnung bestehender Straßenbrücken auf Grundlage messbasierter Lastmodelle. In: *Bauingenieur* 92 (4). S. 174–178, 2017.

- [143] Schnellenbach-Held, M. et al.: Verstärken älterer Beton- und Spannbetonbrücken. Schlussbericht zu BASt FE 15.0570/2012/NRB, 2016.
- [144] Schramm, N., Scheufler, W. und Fischer, O.: Experimentelle Untersuchungen zur Querkrafttragfähigkeit vorgespannter Balkenelemente mithilfe der Substrukturtechnik - Beiträge zur 5. DAfStb-Jahrestagung mit 58. Forschungskolloquium, 2017.
- [145] Specht, M. und Scholz, H.: Ein durchgängiges Ingenieurmodell zur Bestimmung der Querkrafttragfähigkeit im Bruchzustand von Bauteilen aus Stahlbeton mit und ohne Vorspannung der Festigkeitsklassen C 12 bis C 115. DAfStb Heft 453. Beuth, 1995.
- [146] Steinbock, O. et al.: Systematische Nachrechnung des Brückenbestands in Mecklenburg-Vorpommern. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 113 (4). S. 281–290, 2018.
- [147] Stuppak, E.: Großversuche an vorgespannten Durchlaufträgern unter kombinierter Beanspruchung aus Biegung, Querkraft und Torsion - Beiträge zur 5. DAfStb-Jahrestagung mit 58. Forschungskolloquium, 2017.
- [148] Thürlimann, B. et al.: Anwendung der Plastizitätstheorie auf Stahlbeton - Autographie zum Fortbildungskurs für Bauingenieure, Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich, 1983.
- [149] Thürlimann, B., Grob, J. und Lüchinger, P.: Torsion, Biegung und Schub in Stahlbetonträgern - Autographie zum Fortbildungskurs für Bauingenieure, Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich, 1975.
- [150] Tureyen, A. K. und Frosch, R. J.: Concrete shear strength: another perspective. In: *ACI Structural Journal* 100 (5). S. 609–615, 2003.
- [151] Valdes y Beck, V.: Untersuchungen zur Rissreibungstragfähigkeit anhand photogrammetrischer Auswertungen. Bachelorarbeit. TU Dortmund, 2017.
- [152] Vecchio, Frank J., Collins, Michael P.: The Modified Compression-Field Theory for Reinforced Concrete Elements Subjected to Shear. In: *ACI Journal Proceedings* 83 (2). S. 219–231, 1986.
- [153] Vill, M. et al.: Zerstörende Belastungsversuche zur Untersuchung des Schubtragverhaltens von vorgespannten Trägern einer Straßenbrücke. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 106 (4). S. 241–249, 2011.
- [154] Vill, M., Schweighofer, A. und Kollegger, J.: Großversuche an Spannbetonbrückenträgern zur Beurteilung des Schubtragverhaltens. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 107 (2). S. 86–95, 2012.
- [155] Vishay Precision Group: DMS-Rosetten - Auswahl, Anwendung und Datenauswertung - Tech Note TN-515, 2010.
- [156] Walraven, J. C.: AGGREGATE INTERLOCK: A theoretical and experimental analysis. Dissertation. TU Delft, 1980.
- [157] Walraven, J. C. und Stroband, J.: Shear Friction in High-Strength Concrete. In: *Special Publication 149-17. ACI*. S. 311–330, 1993.
- [158] Welsch, T. et al.: Praxiserfahrungen zum Verstärken von Betonbrücken. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 111 (4). S. 241–252, 2016.

-
- [159] Will, N.: Zum Verbundverhalten von Spanngliedern mit nachträglichem Verbund unter statischer und dynamischer Dauerbeanspruchung. Dissertation. RWTH Aachen, 1997.
- [160] Xu, S. und Reinhardt, H. W.: Shear fracture on the basis of fracture mechanics. In: *Otto-Graf-Journal* 16. S. 21–78, 2005.
- [161] Zararis, P. D. und Papadakis, G. C.: Diagonal Shear Failure and Size Effect in RC Beams without Web Reinforcement. In: *Journal of structural engineering* 127 (7). S. 733–742, 2001.
- [162] ZB DIN 4227:1966: Zusätzliche Bestimmungen zu DIN 4227 für Brücken aus Spannbeton, 1966.
- [163] Zilch, K. und Weiher, H.: Sicherheit von Spannbetonbrücken - Zustand von Großbrücken im Zuge von Bundesfernstraßen. In: *Bauingenieur* Band 82 (Heft 1). S. 14–24, 2007.
- [164] Zilch, K. und Zehetmaier, G.: Bemessung im konstruktiven Betonbau. Springer, 2010.
- [165] Zink, M.: Zum Biegeschubversagen schlanker Bauteile aus Hochleistungsbeton mit und ohne Vorspannung. Dissertation. Universität Leipzig, 2000.

Tabellenverzeichnis

Tabelle 2-1:	Entwicklung der Bemessungsvorschriften zum Nachweis der Querkrafttragfähigkeit des Längssystems im Spannbetonbrückenbau in Deutschland.....	25
Tabelle 3-1:	Zusammenstellung der Längs- und Querkraftbewehrung	45
Tabelle 3-2:	Untersuchungen zum Grad der Querschnittsschwächung von Bewehrungsstäben infolge mechanischer Oberflächenbehandlung zur DMS-Applikation.....	49
Tabelle 3-3:	Tatsächliche und rechnerische Mittelwerte der Materialfestigkeiten des Betons	52
Tabelle 3-4:	Ermittelte Mittelwerte der Materialfestigkeiten des Betonstahls Typ B500B	53
Tabelle 3-5:	Ermittelte Mittelwerte der Materialfestigkeiten des Spannstahls Typ St 1570/1770	53
Tabelle 3-6:	Messergebnisdarstellung für ausgewählte, repräsentative Belastungsniveaus	54
Tabelle 3-7:	Mittelwerte der (zeitabhängigen) Vorspannkraften und Spannkraftverluste	57
Tabelle 4-1:	Modell- und Materialparameter für CDP.....	94
Tabelle 5-1:	Elastische Bettungsmodule der Auflager für numerische Simulationen.....	105
Tabelle 5-2:	Parameterstudie zum Einfluss des Viskositätsparameters (Referenzsimulation DLT 1-A).....	111
Tabelle 5-3:	Numerische Simulationen des Tragverhaltens der Versuchsträger DLT 1 – DLT 3	113
Tabelle 5-4:	Untersuchte Laststufen der numerischen Simulation DLT1-A	117
Tabelle 5-5:	Numerische Simulation des Tragverhaltens des Versuchsträgers DLT 4	127
Tabelle 5-6:	Untersuchte Laststufen der numerischen Simulation DLT4-A	128
Tabelle 5-7:	Parameterstudie zum Einfluss des Querkraftbewehrungsgrades (Referenzsimulation DLT 1-A).....	134
Tabelle 5-8:	Parameterstudie zum Einfluss des Vorspanngrades (Referenzsimulation DLT 1-A).....	137
Tabelle 5-9:	Parameterstudie zum Einfluss der Laststellung (Referenzsimulation DLT 1-A)	141
Tabelle 5-10:	Parameterstudie zum Einfluss des Lastbildes (Referenzsimulation DLT 1-A)	143
Tabelle 5-11:	Parameterstudie zum Einfluss des Querkraftbewehrungsgrades (Referenzsimulation DLT 1-A).....	148

Anhang

A1 Experimentelle Untersuchungen	212
A1.1 Versuchsstände	212
A1.2 Bewehrungspläne.....	214
A1.2.1 Versuchsträger DLT 1.....	214
A1.2.2 Versuchsträger DLT 2.....	214
A1.2.3 Versuchsträger DLT 3.....	215
A1.2.4 Versuchsträger DLT 4.....	215
A1.3 Messtechnik.....	216
A1.3.1 Versuchsträger DLT 1 - Übersicht.....	216
A1.3.2 Versuchsträger DLT 2 - Übersicht.....	216
A1.3.3 Versuchsträger DLT 3 - Übersicht.....	217
A1.3.4 Versuchsträger DLT 4 - Übersicht.....	217
A1.3.5 Versuchsträger DLT 1.....	218
A1.3.6 Versuchsträger DLT 2.....	219
A1.3.7 Versuchsträger DLT 3.....	220
A1.3.8 Versuchsträger DLT 4.....	221
A1.3.9 Messung der Endauflagerkräfte	222
A1.3.10 Messung der Vorspannkkräfte	223
A1.3.11 Dehnungsmessstreifen auf Betonstahl	224
A1.4 Materialeigenschaften	225
A1.4.1 Beton	225
A1.4.2 Betonstahl	230
A1.4.3 Spannstahl	236
A1.5 Auflagerkräfte	237
A1.5.1 Einzellastversuche DLT 1-3.....	237
A1.5.2 Streckenlastversuch DLT 4	238
A1.6 Vorspannkkräfte	239
A1.6.1 Versuchsträger DLT 1 – Versuch 1 (85d).....	239
A1.6.2 Versuchsträger DLT 1 – Versuch 2 (175d).....	240
A1.6.3 Versuchsträger DLT 2.....	241
A1.6.4 Versuchsträger DLT 3.....	242

A1.6.5	Versuchsträger DLT 4.....	243
A1.7	Rissbilder für ausgewählte Laststufen.....	244
A1.7.1	Versuchsträger DLT 1.....	244
A1.7.2	Versuchsträger DLT 2.....	246
A1.7.3	Versuchsträger DLT 3.....	248
A1.7.4	Versuchsträger DLT 4.....	250
A1.8	Bruchbilder.....	252
A1.9	Numerische Spannungswerte für ausgewählte Laststufen.....	254
A1.9.1	Versuchsträger DLT 1.....	254
A1.9.2	Versuchsträger DLT 2.....	256
A1.9.3	Versuchsträger DLT 3.....	258
A1.9.4	Versuchsträger DLT 4.....	260
A1.10	Bügelspannungen für ausgewählte Laststufen.....	262
A1.10.1	Versuchsträger DLT 1.....	262
A1.10.2	Versuchsträger DLT 2.....	264
A1.10.3	Versuchsträger DLT 3.....	266
A1.10.4	Versuchsträger DLT 4.....	268
A1.11	Dehnungen der Längsbewehrung für ausgewählte Laststufen.....	270
A1.11.1	Versuchsträger DLT 1.....	270
A1.11.2	Versuchsträger DLT 2.....	272
A1.11.3	Versuchsträger DLT 3.....	274
A1.11.4	Versuchsträger DLT 4.....	276
A1.12	Hauptdruckdehnungstrajektorien für ausgewählte Laststufen.....	278
A1.12.1	Versuchsträger DLT 2.....	278
A1.12.2	Versuchsträger DLT 3.....	280
A1.13	Druckbogenverläufe für ausgewählte Laststufen.....	282
A1.13.1	Versuchsträger DLT 3.....	282
A1.13.2	Versuchsträger DLT 4.....	284
A2	Numerische Simulationsergebnisse.....	286
A2.1	Simulation DLT 1-A.....	286
A2.1.1	Laststufe 0kN, Eigengewicht.....	286
A2.1.2	Laststufe 0kN, Eigengewicht und Vorspannung.....	288

A2.1.3	Laststufe 546kN	290
A2.1.4	Laststufe 802kN	292
A2.1.5	Laststufe 1001kN	294
A2.1.6	Laststufe 1199kN	296
A2.1.7	Laststufe 1401kN	298
A2.1.8	Laststufe 1697kN	300
A2.1.9	Laststufe 1650kN (Nachbruch)	302
A2.2	Simulation DLT 4-A	304
A2.2.1	Laststufe 80kN/m	304
A2.2.2	Laststufe 160kN/m	306
A2.2.3	Laststufe 205kN/m	308
A2.2.4	Laststufe 250kN/m	310
A2.2.5	Laststufe 299kN/m	312
A2.2.6	Laststufe 325kN/m	314
A2.3	Simulation DLT 1-F	316
A2.3.1	Laststufe 175kN	316
A2.3.2	Laststufe 431kN	318
A2.3.3	Laststufe 858kN	320
A2.3.4	Laststufe 1287kN	322

A1 Experimentelle Untersuchungen

A1.1 Versuchsstände

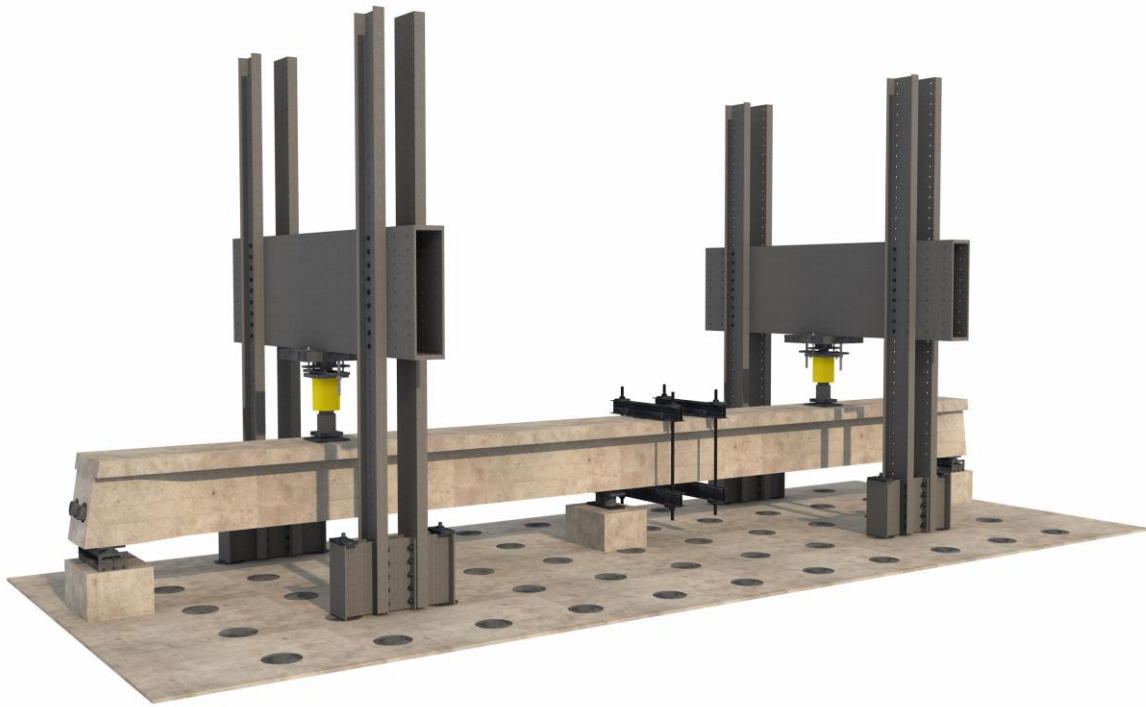


Bild A 1-1: Versuchsstand Versuchsträger DLT 1 (2. Belastungsversuch am 12.09.2013)

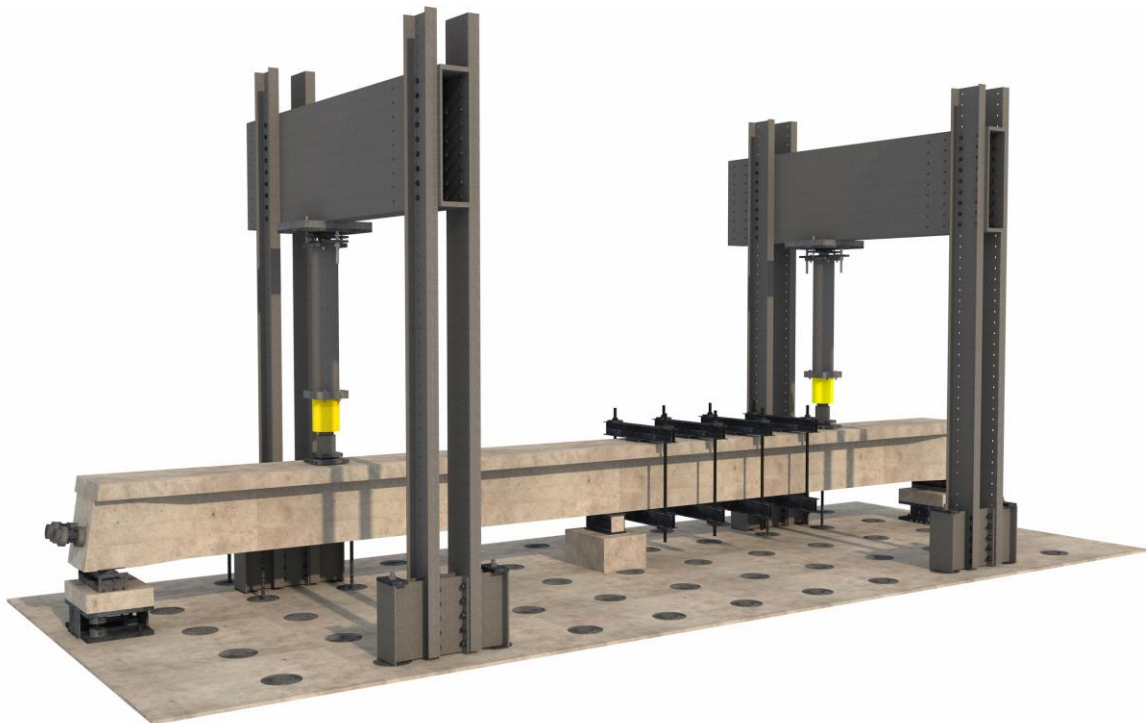


Bild A 1-2: Versuchsstand Versuchsträger DLT 2

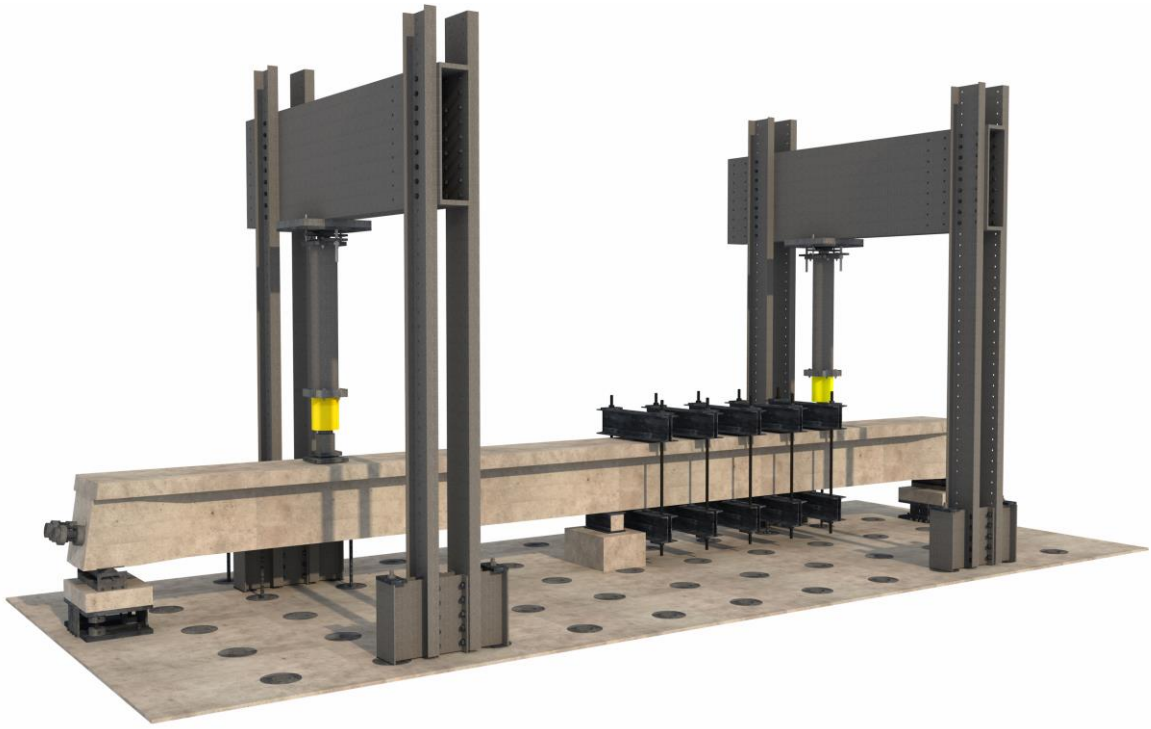


Bild A 1-3: Versuchsstand Versuchsträger DLT 3



Bild A 1-4: Versuchsstand Versuchsträger DLT 4

A1.2 Bewehrungspläne

A1.2.1 Versuchsträger DLT 1

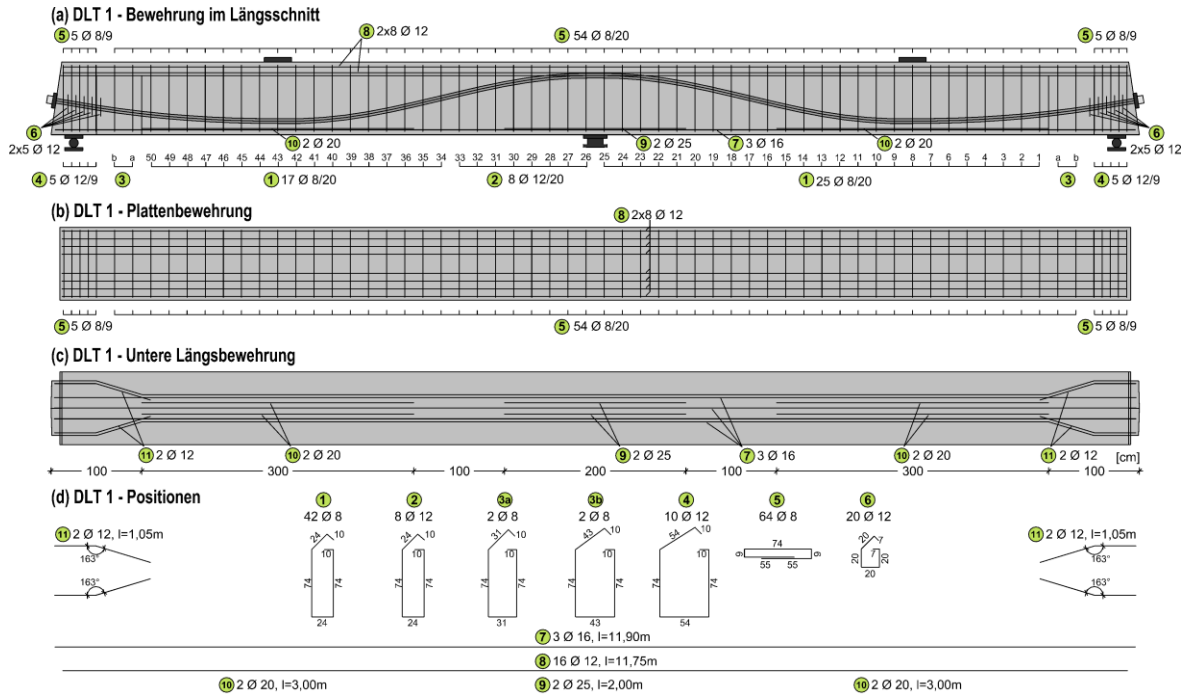


Bild A 1-5: Bewehrungsplan Versuchsträger DLT 1

A1.2.2 Versuchsträger DLT 2

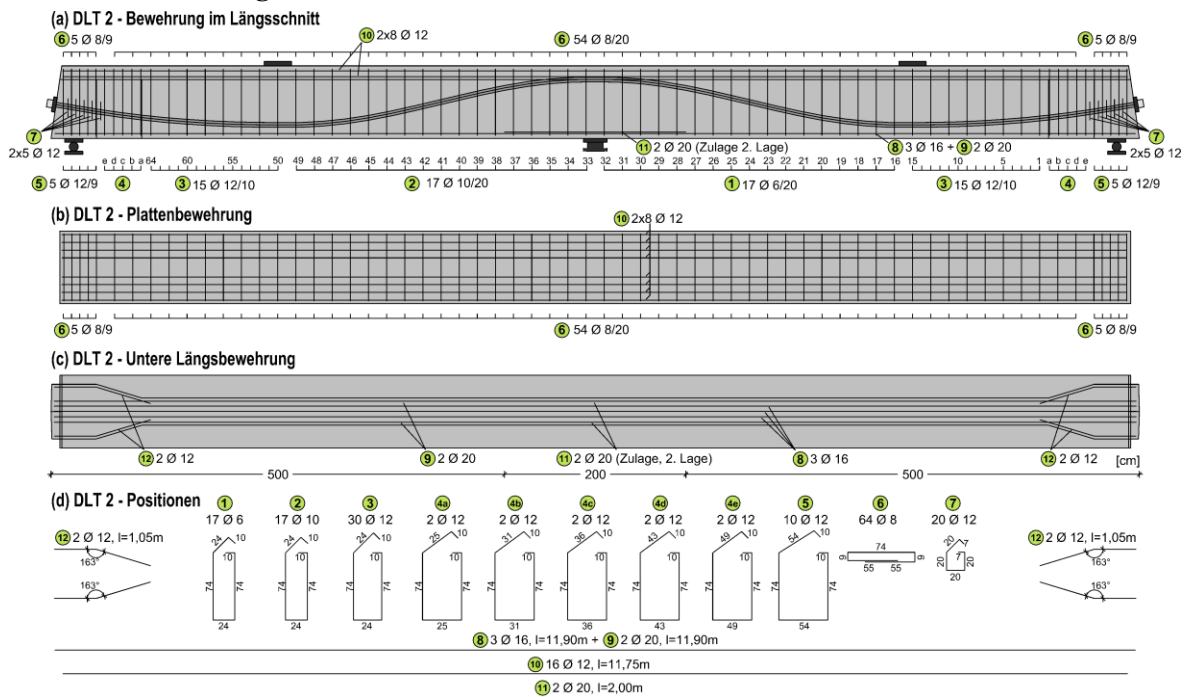


Bild A 1-6: Bewehrungsplan Versuchsträger DLT 2

A1.2.3 Versuchsträger DLT 3

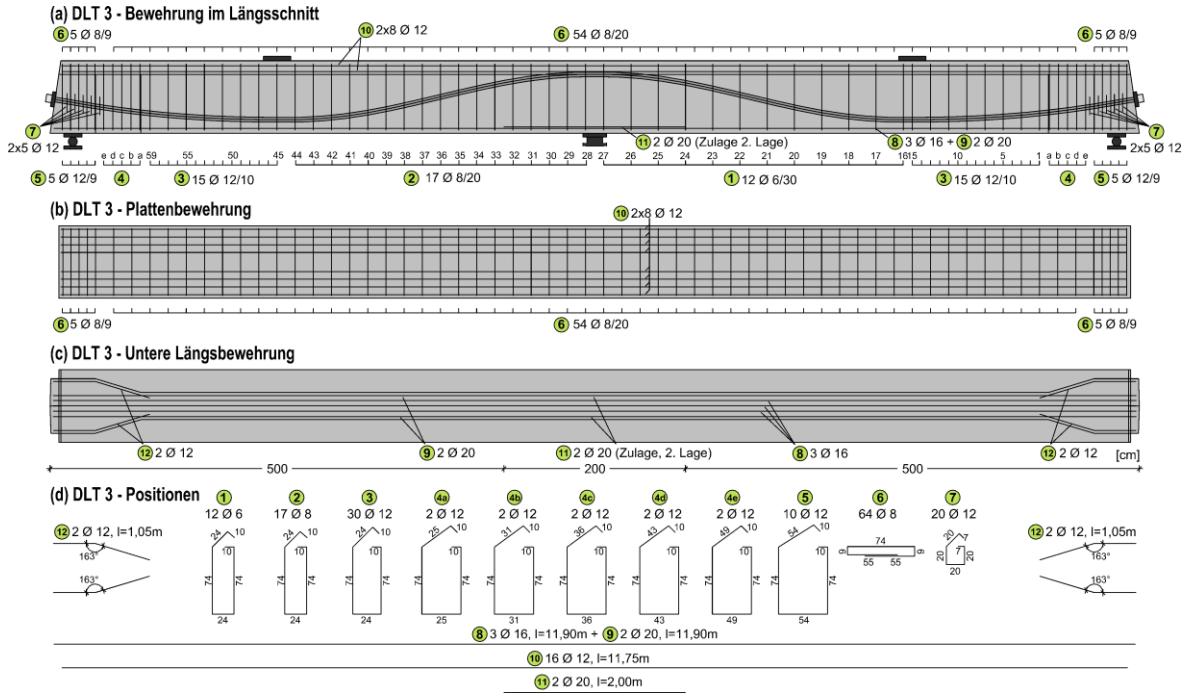


Bild A 1-7: Bewehrungsplan Versuchsträger DLT 3

A1.2.4 Versuchsträger DLT 4

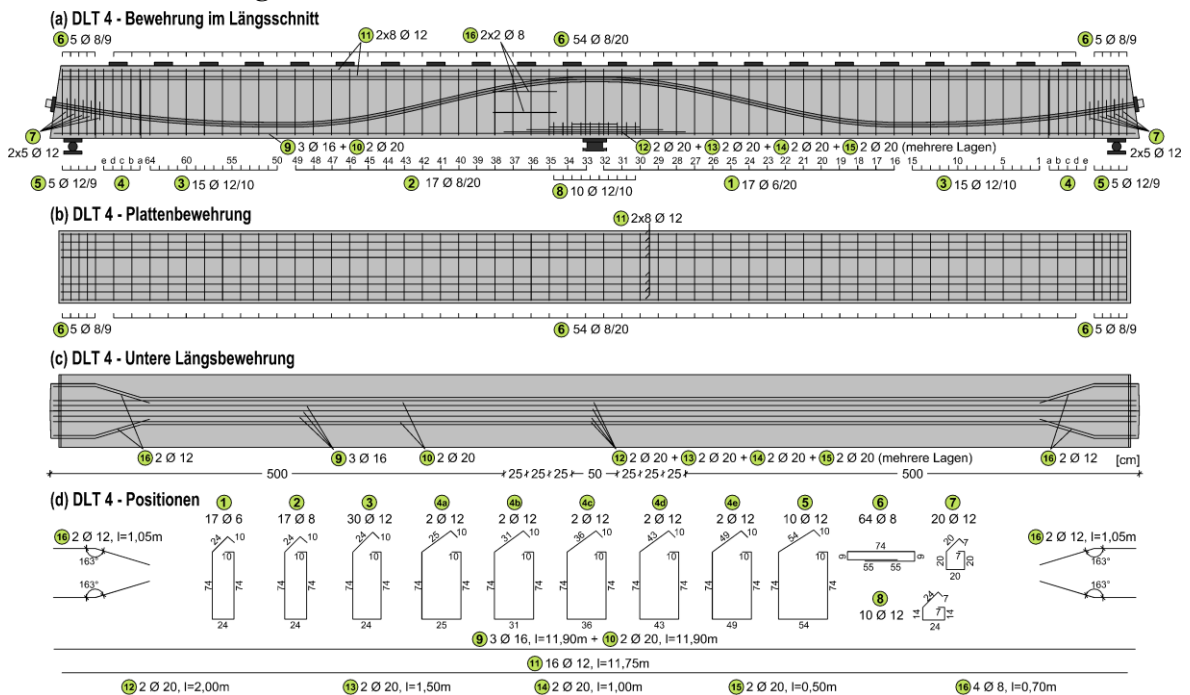


Bild A 1-8: Bewehrungsplan Versuchsträger DLT 4

A1.3 Messtechnik

A1.3.1 Versuchsträger DLT 1 - Übersicht

Tabelle 1.1: Übersicht ausgewählter verwendeter Messtechnik des Versuchsträgers DLT 1

Messstellen- bezeichnung	Art der Messtechnik*	Verwendet zur Messung der...	Verweis
KMD-Kraft 1 und KMD-Kraft 2	KMD	...Kraft der Presse 1 und Presse 2	Bild A 1-9 (a)
KMD-1 und KMD-2	KMD	...Auflagerkraft an der Innenstütze	Bild A 1-9 (a) und (b)
WA-1 und WA-2	Induktiver WA	...vertikalen Verformung in der Achse der Presse 1 und Presse 2	Bild A 1-9 (a)
z.B. 1A, 1B,...	uniaxialer Stahl-DMS	...Stahldehnung der Bügelschenkel	Bild A 1-9 (c)
z.B. 1Ar, 1Br,...	uniaxialer Stahl-DMS	...Stahldehnung der Bügelschenkel (Referenzmessung)	Bild A 1-9 (d)
z.B. L1o, L1u,...	uniaxialer Stahl-DMS	...Stahldehnung der Längsbewehrung	Bild A 1-9 (e)

* KMD = Kraftmessdose; WA = Wegaufnehmer; DMS = Dehnungsmessstreifen

A1.3.2 Versuchsträger DLT 2 - Übersicht

Tabelle 1.2: Übersicht ausgewählter verwendeter Messtechnik des Versuchsträgers DLT 2

Messstellen- bezeichnung	Art der Messtechnik*	Verwendet zur Messung der/des...	Verweis
KMD-Kraft 1 und KMD-Kraft 2	KMD	...Kraft der Presse 1 und Presse 2	Bild A 1-10 (a)
ÖD	elektronischer Öldrucksensor	...Öldrucks im zusammenhängenden hydraulischen System	Bild A 1-10 (a)
KMD-V1 bis KMD-V4	KMD	..Spannkraft an den vier Spannankern	Bild A 1-10 (a) und (b)
I bis VI	KMD	...Auflagerkräfte an den Endauflagern	Bild A 1-10 (a) und (b)
WA-1 und WA-2	Induktiver WA	...vertikalen Verformung in der Achse der Presse 1 und Presse 2	Bild A 1-10 (a)
S1 und S2	Seil-WA	...vertikalen Verformung in der Achse der Presse 1 und Presse 2 (Ref.-Messung)	Bild A 1-10 (a)
z.B. R2BA, R2BB,...	triaxiale Beton- DMS-Rosette	...Betondehnungen an der Balkenrückseite in Feld 1	Bild A 1-10 (c)
z.B. 1A, 1B,...	uniaxialer Stahl-DMS	...Stahldehnung der Bügelschenkel	Bild A 1-10 (d)
z.B. L1o, L1u,...	uniaxialer Stahl-DMS	...Stahldehnung der Längsbewehrung	Bild A 1-10 (e)

A1.3.3 Versuchsträger DLT 3 - Übersicht

Tabelle 1.3: Übersicht ausgewählter verwendeter Messtechnik des Versuchsträgers DLT 3

Messstellen- bezeichnung	Art der Messtechnik*	Verwendet zur Messung der/des...	Verweis
KMD-Kraft 1 und KMD-Kraft 2	KMD	...Kraft der Presse 1 und Presse 2	Bild A 1-11 (a)
ÖD	elektronischer Öldrucksensor	...Öldrucks im zusammenhängenden hydraulischen System	Bild A 1-11 (a)
KMD-V1 bis KMD-V4	KMD	...Spannkraft an den vier Spannankern	Bild A 1-11 (a) und (b)
I bis VI	KMD	...Auflagerkräfte an den Endauflagern	Bild A 1-11 (a) und (b)
WA-1 und WA-2	Induktiver WA	...vertikalen Verformung in der Achse der Presse 1 und Presse 2	Bild A 1-11 (a)
S1 und S2	Seil WA	...vertikalen Verformung in der Achse der Presse 1 und Presse 2 (Ref.-Messung)	Bild A 1-11 (a)
z.B. R2BA, R2BB,...	triaxiale Beton- DMS-Rosette	...Betondehnungen an der Balkenrückseite in Feld 1	Bild A 1-11 (c)
z.B., R4EA, R5EA,...	uniaxialer Beton-DMS	... Betondehnungen an der Balkenrückseite in Feld 1	Bild A 1-11 (c)
z.B. 1A, 1B,...	uniaxialer Stahl-DMS	...Stahldehnung der Bügelschenkel	Bild A 1-11 (d)
z.B. L1o, L1u,...	uniaxialer Stahl-DMS	...Stahldehnung der Längsbewehrung	Bild A 1-11 (e)
M36-1, M36-2, M36-4 und M36-5	uniaxialer Stahl- DMS	...Stahldehnung der Gewindestangen der externen Querkraftverstärkung	Bild A 1-11 (a)

A1.3.4 Versuchsträger DLT 4 - Übersicht

Tabelle 1.4: Übersicht ausgewählter verwendeter Messtechnik des Versuchsträgers DLT 4

Messstellen- bezeichnung	Art der Messtechnik*	Verwendet zur Messung der/des...	Verweis
ÖD	elektronischer Öldrucksensor	...Öldrucks im zusammenhängenden hydraulischen System	Bild A 1-12 (a)
KMD-V1 bis KMD-V4	KMD	...Spannkraft an den vier Spannankern	Bild A 1-12 (a) und (b)
I bis VI	KMD	...Auflagerkräfte an den Endauflagern	Bild A 1-12 (a) und (b)
WA-1 und WA-2	Induktiver WA	...vertikalen Verformung in der Achse der Presse 1 und Presse 2	Bild A 1-12 (a)
S1, S2, S3 und S4	Induktiver WA	...vertikalen Verformung	Bild A 1-12 (a)
M36-1 und M36-2	uniaxialer Stahl- DMS	...Stahldehnung der Gewindestangen der externen Querkraftverstärkung	Bild A 1-12 (a)
z.B., B13A, B13B,...	uniaxialer Beton-DMS	... Betondehnungen an der Balkenrückseite in Feld 2	Bild A 1-12 (c)
z.B. 1A, 1B,...	uniaxialer Stahl-DMS	...Stahldehnung der Bügelschenkel	Bild A 1-12 (d)
z.B. L1o, L1u,...	uniaxialer Stahl-DMS	...Stahldehnung der Längsbewehrung	Bild A 1-12 (e)

A1.3.5 Versuchsträger DLT 1

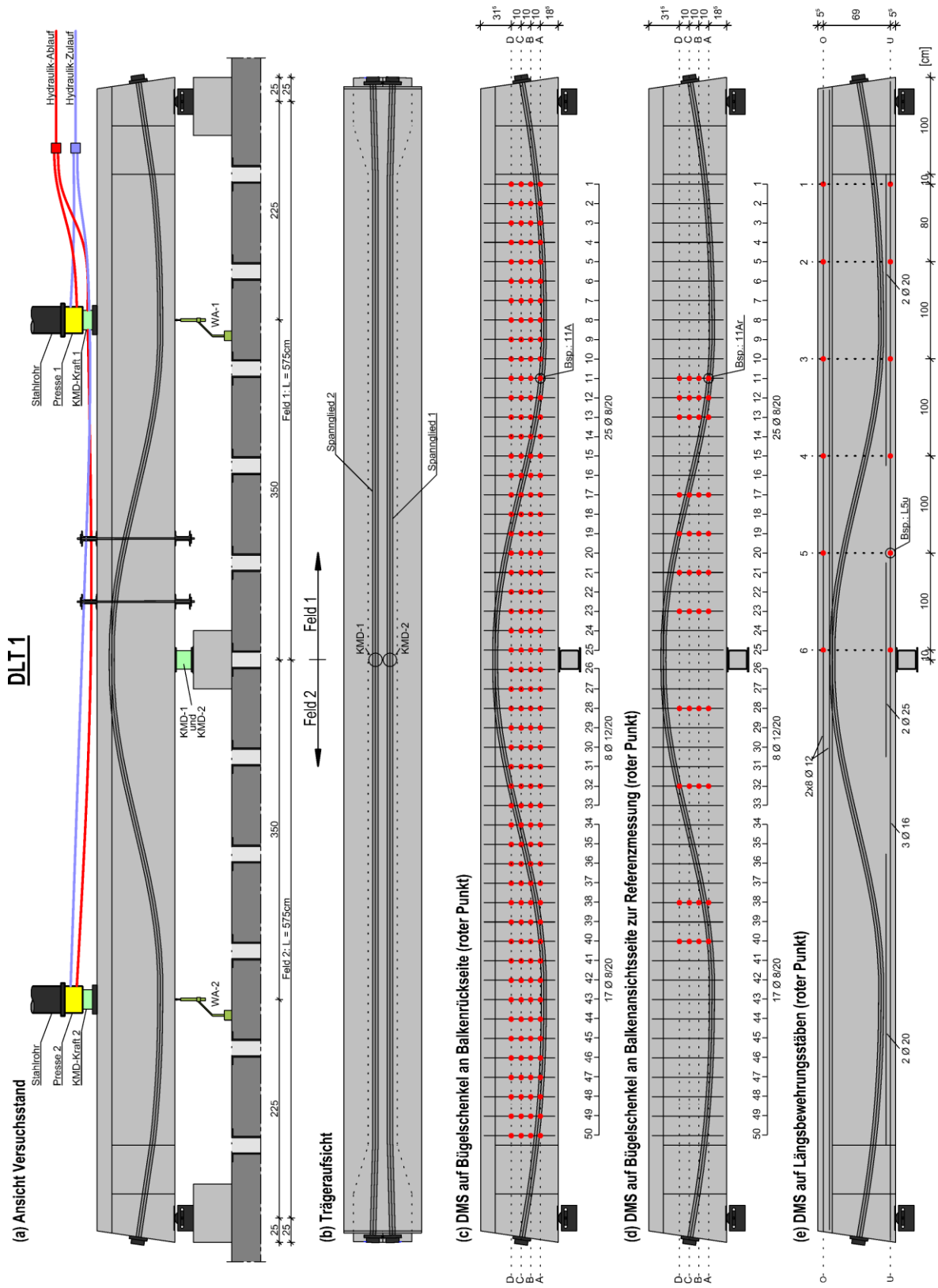


Bild A 1-9: Übersicht ausgewählter verwendeter Messtechnik des Versuchsträgers DLT 1

A1.3.6 Versuchsträger DLT 2

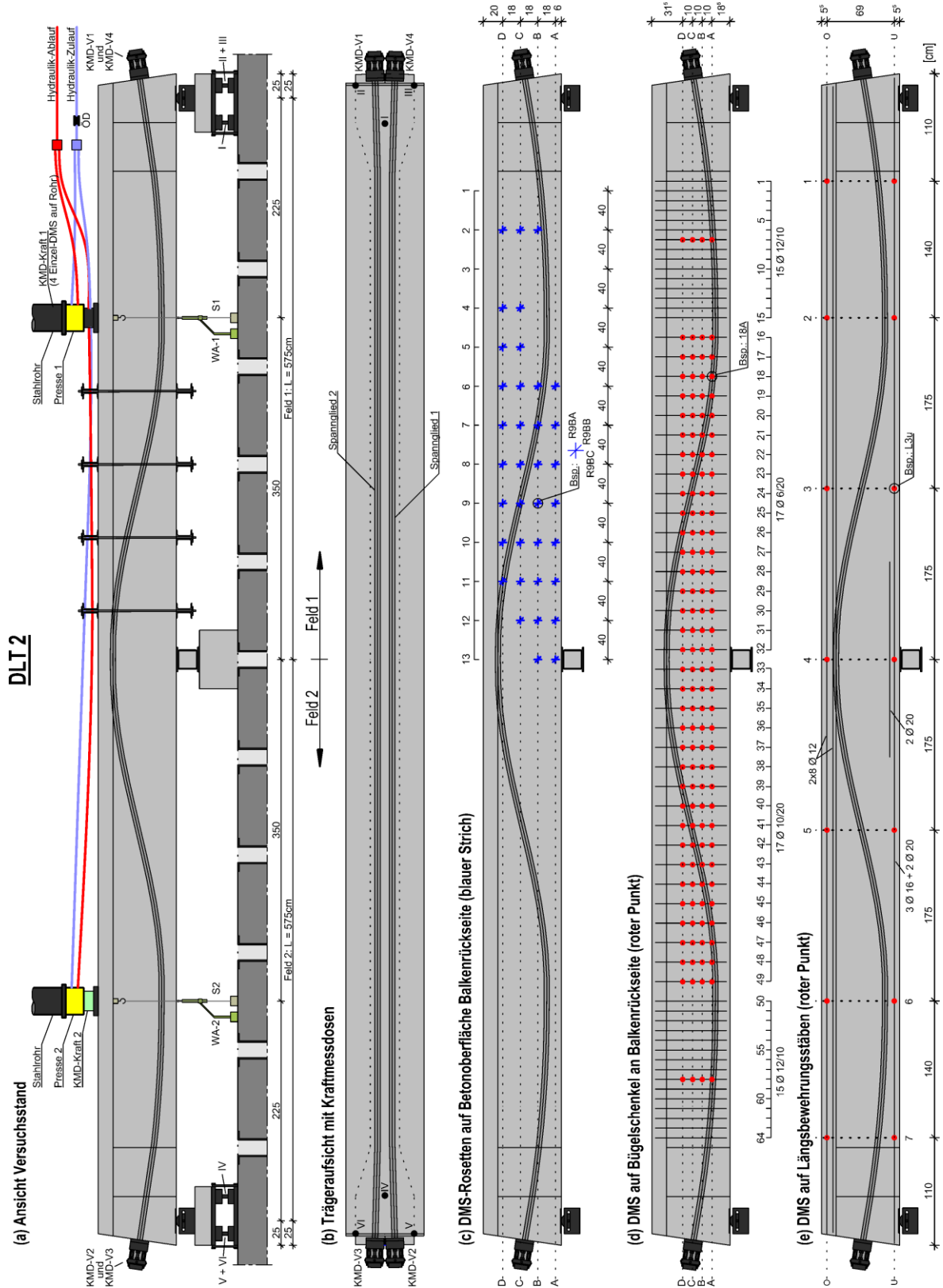


Bild A 1-10: Übersicht ausgewählter verwendeter Messtechnik des Versuchsträgers DLT 2

A1.3.7 Versuchsträger DLT 3

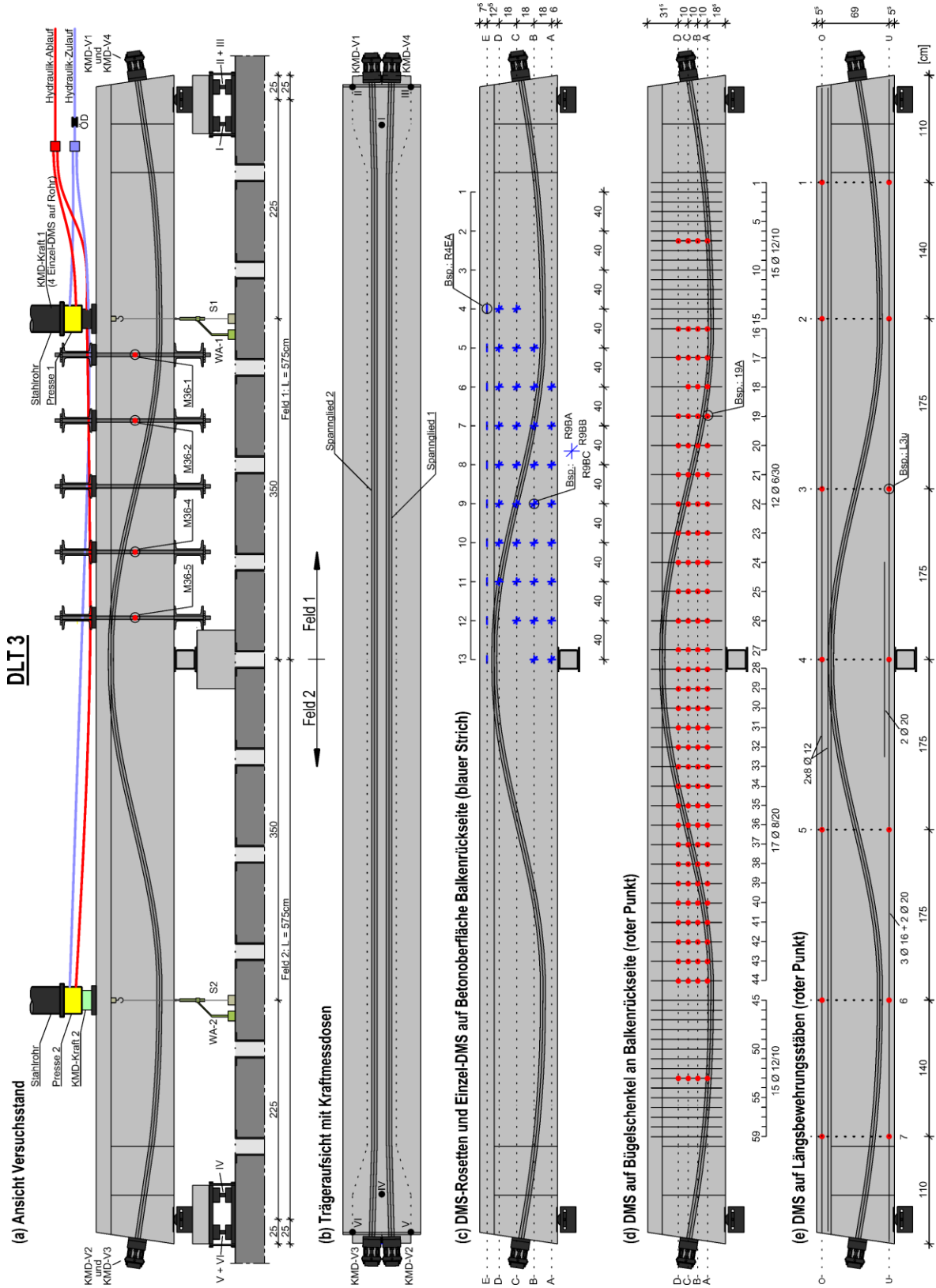


Bild A 1-11: Übersicht ausgewählter verwendeter Messtechnik des Versuchsträgers DLT 3

A1.3.8 Versuchsträger DLT 4

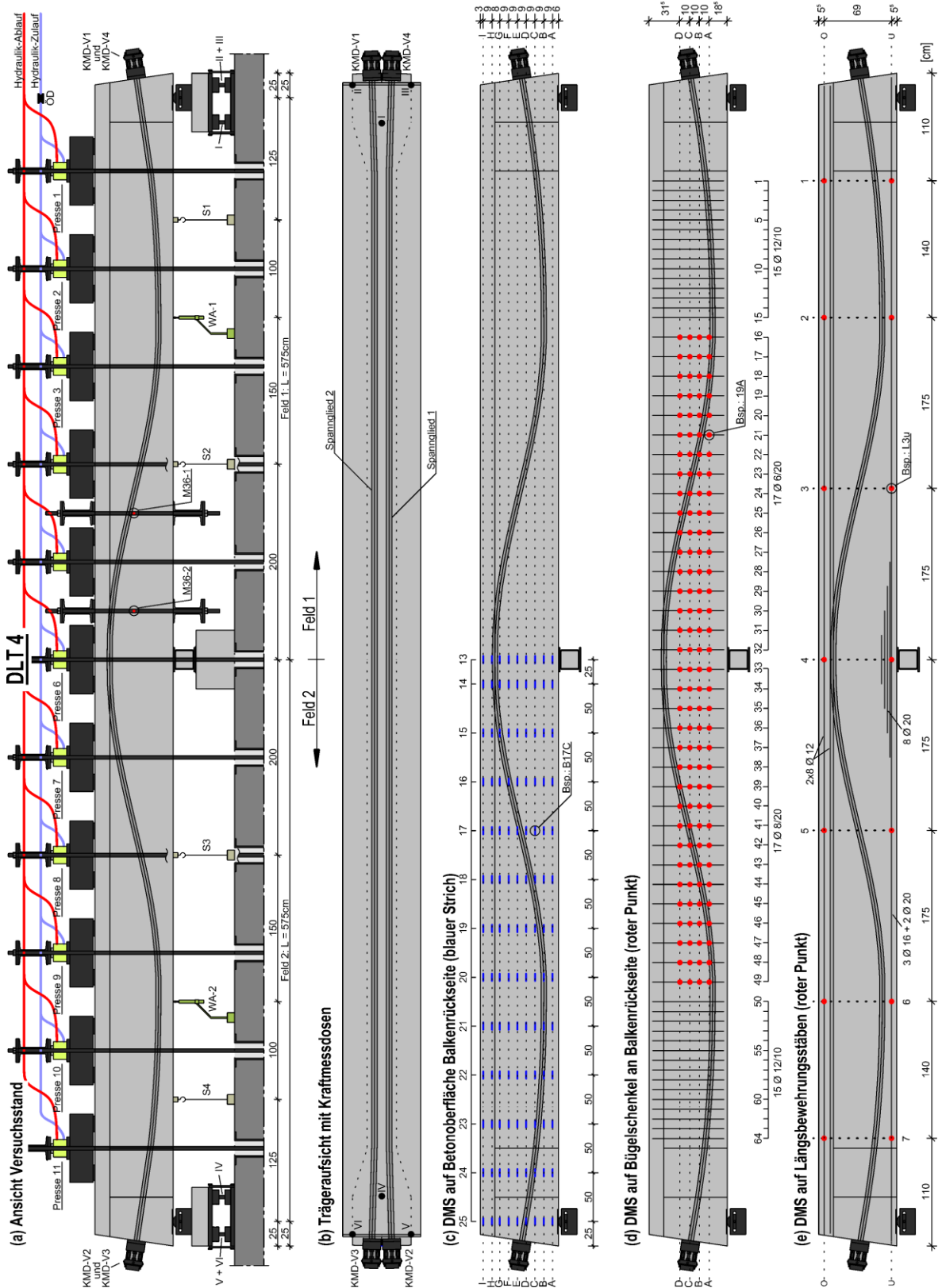
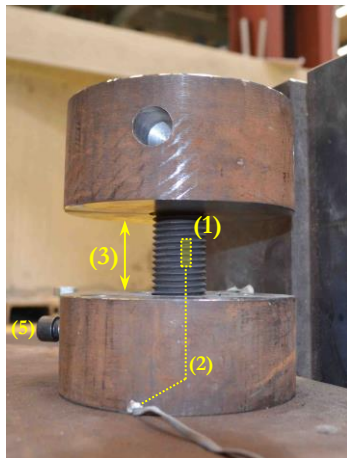
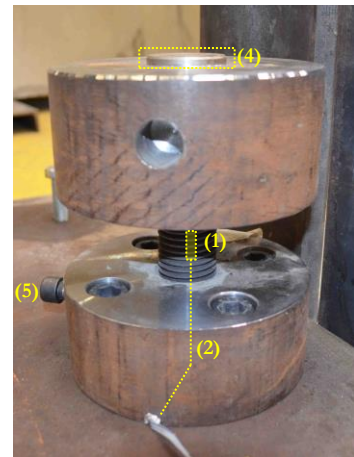


Bild A 1-12: Übersicht ausgewählter verwendeter Messtechnik des Versuchsträgers DLT 4

A1.3.9 Messung der Endauflagerkräfte



- (1) Zentrisch innerhalb Gewindestange (M36, FK10.9) geklebter DMS
- (2) Kabelverlauf im Inneren des Messsystems
- (3) Kopfstück höhenverstellbar (schraubbar)
- (4) Schubstück zur Gewährleistung eines Formschlusses mit aufliegender Platte
- (5) Klemmschraube zur Verdrehungsbehinderung der Gewindestange in unterem Stahlblock



(a)

(b)

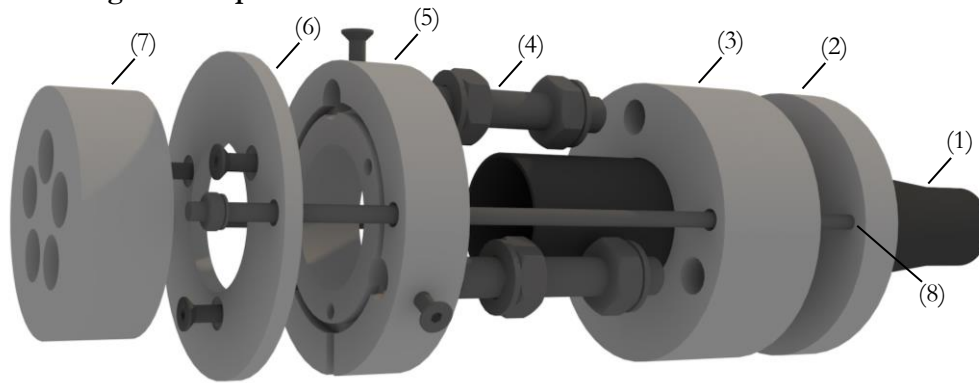
Bild A 1-13: Kraftmessdose (Eigenkonstruktion) zur Messung von Normalkräften in Richtung der Gewindestange



- | | |
|--|---|
| <ol style="list-style-type: none"> (1) Kraftmessdosen (3x) zur Messung der Auflagerkraft (3) Lastverteilungsplatte; Beanspruchung je Kraftmessdose mit ca. 30-35 % der Gesamtauflagerkraft | <ol style="list-style-type: none"> (2) Aussteifung der Endauflagerkonstruktion in Querrichtung (an Vorder- und Rückseite) (4) In Balkenlängsrichtung frei bewegliches Rollenlager |
|--|---|

Bild A 1-14: Konstruktion zur Messung der Endauflagerkraft im Rahmen der Versuche 2-4

A1.3.10 Messung der Vorspannkraft



- | | |
|---|--|
| (1) PE-Übergangsrohr, aus Betonträger geführt | (2) Einbetonierte Spanngliedankerplatte |
| (3) Stahlblock mit tiefen Sackbohrungen Ø24 | (4) Gewindestangen (M20 FK10.9), Muttern verstellbar |
| (5) Kopfteil mit eingefrästen Kanälen für DMS-Kabel | (6) Deckel zu (5) mit Senkkopfschrauben |
| (7) Verankerungsscheibe des Spanngliedes | (8) Gewindestangen M12 zur Lagesicherung (Montage) |

Bild A 1-15: Explosionszeichnung der Kraftmessdose zur Messung von Vorspannkraften (Eigenkonstruktion)

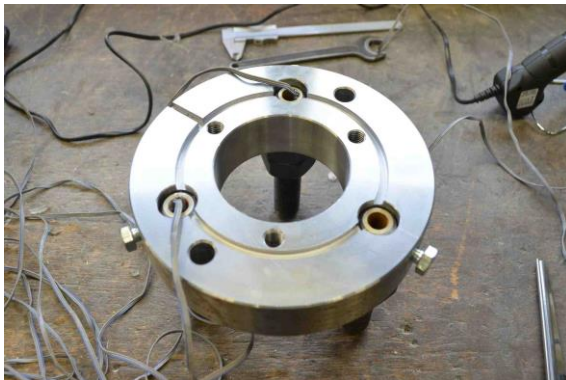


Bild A 1-16: Kopfteil mit gefrästen Kabelkanälen, DMS zentrisch in Gewindestangen (M20, FK10.9) eingeklebt



Bild A 1-17: Zusammengesetzte Konstruktion im eingebauten Zustand



(a)



(b)



(c)

Bild A 1-18: Demontage einer Kraftmessdose: (a) eingerücktes Kopfteil nach dem Lösen der kopfteilseitigen Muttern; (b) Verankerungsscheibe und Klemmkeile demontiert; (c) Kraftmessdose zur Wiederverwendung vollständig demontiert

A1.3.11 Dehnungsmessstreifen auf Betonstahl



Bild A 1-19: DMS auf Querkraftbewehrung



Bild A 1-20: DMS-Kabelführung aus einem Versuchsträger



Bild A 1-21: Ausheben eines Versuchsträgers aus der Schalung, DMS-Kabel in gefrästen Nischen der am Träger montierten doppelten Schalplatte eingelegt



Bild A 1-22: Demontage der doppelten Schalplatte

A1.4 Materialeigenschaften

A1.4.1 Beton

Tabelle 1.5: Übersicht charakteristischer Zeitpunkte

Versuchsträger	betoniert	ausgeschalt*	vorgespannt	getestet
DLT 1	21.03.2013	28.03.2013	25.04.2013	14.06.2013 (85d)
	(0d)	(7d)	(35d)	12.09.2013 (175d)
DLT 2	27.01.2016	03.02.2016	02.03.2016	16.03.2016
	(0d)	(7d)	(35d)	(49d)
DLT 3	08.06.2016	15.06.2016	07.07.2016	20.07.2016
	(0d)	(7d)	(29d)	(42d)
DLT 4	09.11.2016	16.11.2016	13.01.2017	27.01.2016
	(0d)	(7d)	(65d)	(79d)

* Im eingeschalteten Zustand wurden alle Versuchsträger durch eine Folienabdeckung vor zu starker Austrocknung geschützt. Nach dem Ausschalen fand keine weitere Nachbehandlung statt.

Tabelle 1.6: Frischbetoneigenschaften, Angaben gemäß Lieferschein (Transportbeton)

	DLT 1	DLT 1	DLT 3	DLT 4
Zielfestigkeitsklasse	C30/37	C30/37	C30/37	C30/37
Konsistenzklasse	F3	F3	F3	F3
Größtkorn	16 mm	16 mm	16 mm	16 mm
Feuchtigkeitsklasse	WF	WA	WA	WA
Zementsorte	CEM I 42,5 N	CEM I 42,5 N	CEM I 42,5 N	CEM I 42,5 N
Zementmenge	340 kg/m ³	325 kg/m ³	325 kg/m ³	325 kg/m ³
Zusatzstoff	GM 25 kg/m ³	FA 40 kg/m ³	FA 40 kg/m ³	FA 40 kg/m ³
Zusatzmittel	BV 1,70 kg/m ³	BV 1,62 kg/m ³	BV 1,62 kg/m ³	BV 1,62 kg/m ³
Nachträgliches Zugabewasser	0 Liter	0 Liter	0 Liter	0 Liter
Festigkeitsentwicklung nach DIN 1045-3	mittel	mittel	mittel	mittel

Tabelle 1.7: Definition der ermittelten Festbetoneigenschaften

Wert	Beschreibung	Prüfkörpergeometrie
$f_{cm,cyl}$	Mittlere Zylinderdruckfestigkeit nach DIN EN 12390-3:2009	$\emptyset/h = 15/30$ [cm]
$f_{cm,cube}$	Mittlere Würfeldruckfestigkeit nach DIN EN 12390-3:2009	$a/b/c = 15/15/15$ [cm]
$f_{cm,cube}$	Mittlere Würfeldruckfestigkeit bestimmt anhand von Bohrkernen nach DIN EN 13791:2008	$\emptyset/h = 9,5/9,7$ [cm]
$f_{ctm,sp,cyl}$	Mittlere Zylinderspaltzugfestigkeit nach DIN EN 12390-6:2009	$\emptyset/h = 15/30$ [cm]
$f_{ctm,sp,cube}$	Mittlere Würfelspaltzugfestigkeit nach DIN EN 12390-6:2009	$a/b/c = 15/15/15$ [cm]
$f_{ctm,fl}$	Mittlere Biegezugfestigkeit (Vierpunktbiegeversuch) nach DIN EN 12390-5:2009	$a/b/c = 70/15/15$ [cm]
E_{cm}	Mittlerer Elastizitätsmodul nach DIN EN 1048-5:1991	$\emptyset/h = 9,4/20,1$ [cm]

Tabelle 1.8: Ermittelte Festbetoneigenschaften des Versuchsträgers DLT 1

Versuchsträger DLT 1						
Prüfzeitpunkt	$f_{cm,cyl}$ [MPa]	$f_{cm,cube}$ [MPa]	$f_{ctm,sp,cyl}$ [MPa]	$f_{ctm,sp,cube}$ [MPa]	$f_{ctm,fl}$ [MPa]	E_{cm} [GPa]
30d (2d vor Vorspannen)	-	47,6 [46,6/46,8/ 48,5/48,6]	-	-	-	-
88d (3d nach erstem Versuch)	-	50,8 [49,4/51,7/ 51,2]	2,83 [2,67/3,08/ 2,75]	-	4,32 [4,51/4,49/ 3,96]	-
176d (1d nach zweitem Versuch)	-	53,0 [53,0]	2,77 [2,83/2,56/ 2,93]	-	5,02 [5,21/5,16/ 4,71]	-
180d (5d nach zweitem Versuch)	-	57,0* [59,9/54,4/ 56,6/57,0]	-	3,87* [3,43/4,51/ 3,53/3,99]	-	32,8** [30,8/31,4/ 34,7/34,4]

* Bestimmt an Bohrkernen mit $\varnothing/h = 9,5/9,7$ [cm]

** Ermittelt an Bohrkernen mit $\varnothing/h = 9,4/20,1$ [cm]

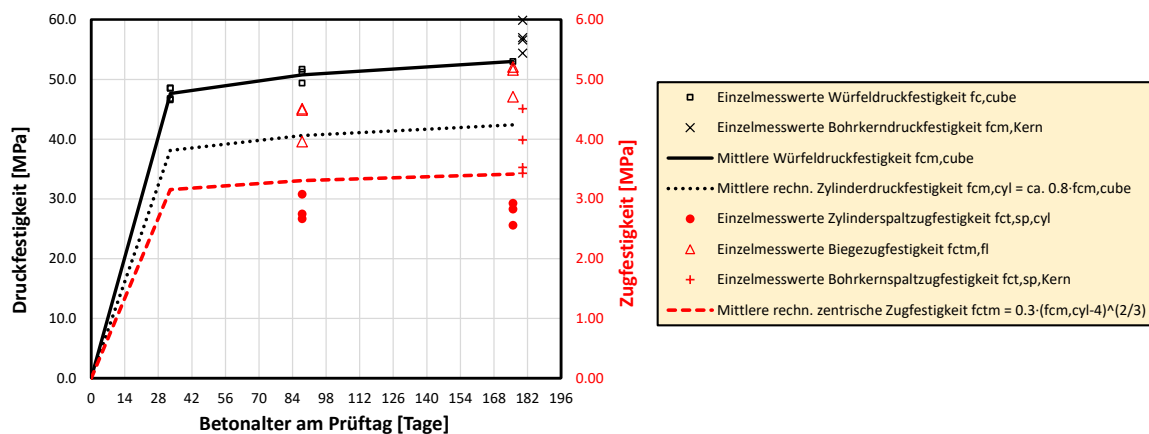


Bild A 1-23: Zeitabhängige Entwicklung der Betondruck- und Zugfestigkeit des Versuchsträgers DLT 1, gemessene Werte und rechnerische Abschätzungen nach DIN EN 1991-1-1:2011-01

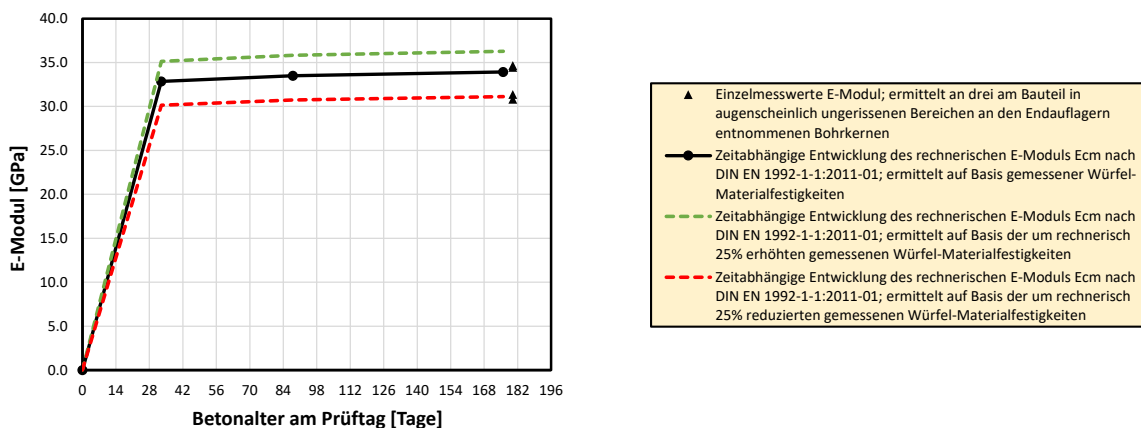


Bild A 1-24: Rechnerische Abschätzung der zeitabhängigen Entwicklung des Beton-E-Moduls des Versuchsträgers DLT 1; Untersuchung zum Einfluss der Streuung der Betonfestigkeit um $\pm 25\%$ auf den rechnerischen E-Modul

Tabelle 1.9: Ermittelte Festbetoneigenschaften des Versuchsträgers DLT 2

Versuchsträger DLT 2						
Prüfzeitpunkt	$f_{cm,cyl}$ [MPa]	$f_{cm,cube}$ [MPa]	$f_{ctm,sp,cyl}$ [MPa]	$f_{ctm,sp,cube}$ [MPa]	$f_{ctm,fl}$ [MPa]	E_{cm} [GPa]
7d	-	33,2 [33,2/32,8/ 33,4]	-	2,63 [2,44/2,62/ 2,81]	-	-
14d	-	39,5 [39,2/39,5/ 39,8]	-	-	-	-
28d	34,3 [36,1/34,4/ 32,3]	42,4 [43,6/42,5/ 41,1]	-	3,20 [3,27/3,36/ 2,98]	-	-
49d (Versuchstag)	-	46,5 [45,9/47,6/ 45,9]	2,80 [3,18/2,58/ 2,59]	3,28 [3,73/3,36/ 2,98]	-	-

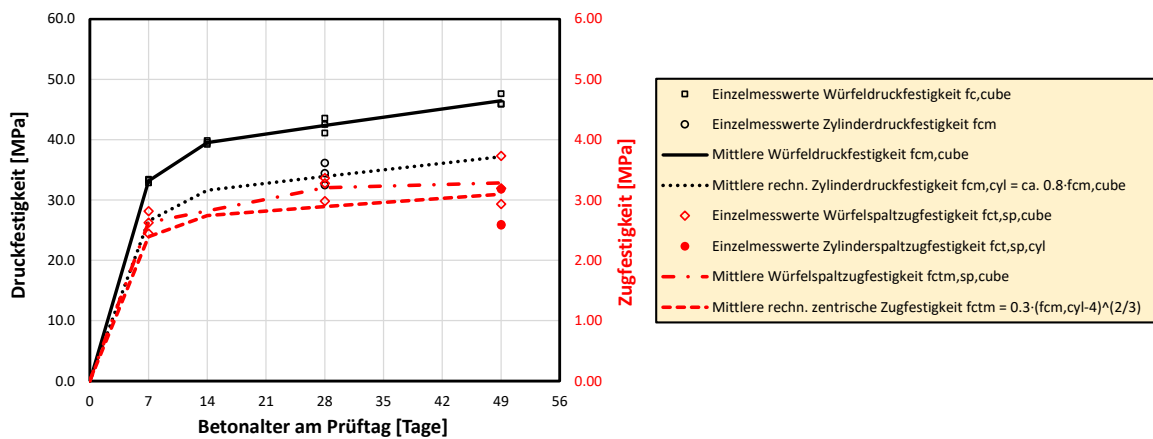


Bild A 1-25: Zeitabhängige Entwicklung der Betondruck- und Zugfestigkeit des Versuchsträgers DLT 2, gemessene Werte und rechnerische Abschätzungen nach DIN EN 1991-1-1:2011-01

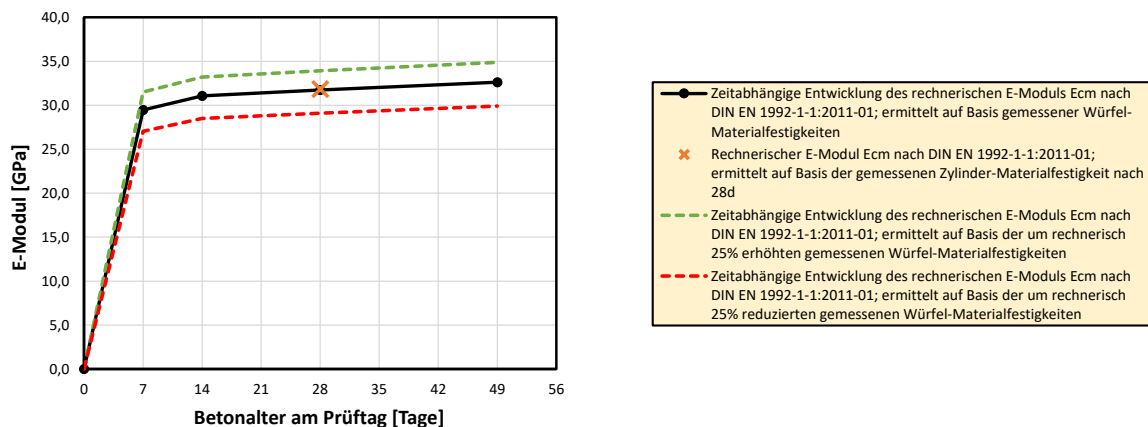


Bild A 1-26: Rechnerische Abschätzung der zeitabhängigen Entwicklung des Beton-E-Moduls des Versuchsträgers DLT 2; Untersuchung zum Einfluss der Streuung der Betonfestigkeit um $\pm 25\%$ auf den rechnerischen E-Modul

Tabelle 1.10: Ermittelte Festbetoneigenschaften des Versuchsträgers DLT 3

Versuchsträger DLT 3						
Prüfzeitpunkt	$f_{cm,cyl}$ [MPa]	$f_{cm,cube}$ [MPa]	$f_{ctm,sp,cyl}$ [MPa]	$f_{ctm,sp,cube}$ [MPa]	$f_{ctm,fl}$ [MPa]	E_{cm} [GPa]
7d	-	35,5 [35,9/35,9/ 34,7]	-	2,77 [2,80/2,71/ 2,80]	-	-
14d	-	39,6 [39,7/41,3/ 37,7]	-	-	-	-
28d	37,8 [37,7/37,9/ 37,7]	45,5 [45,7/45,7/ 45,0]	-	3,22 [3,34/3,21/ 3,11]	-	-
42d (Versuchstag)	40,7 [40,2/41,7/ 40,2]	46,0 [46,0/46,6/ 45,4]	3,10 [3,26/2,95/ 3,11]	3,44 [3,30/3,38/ 3,65]	-	-

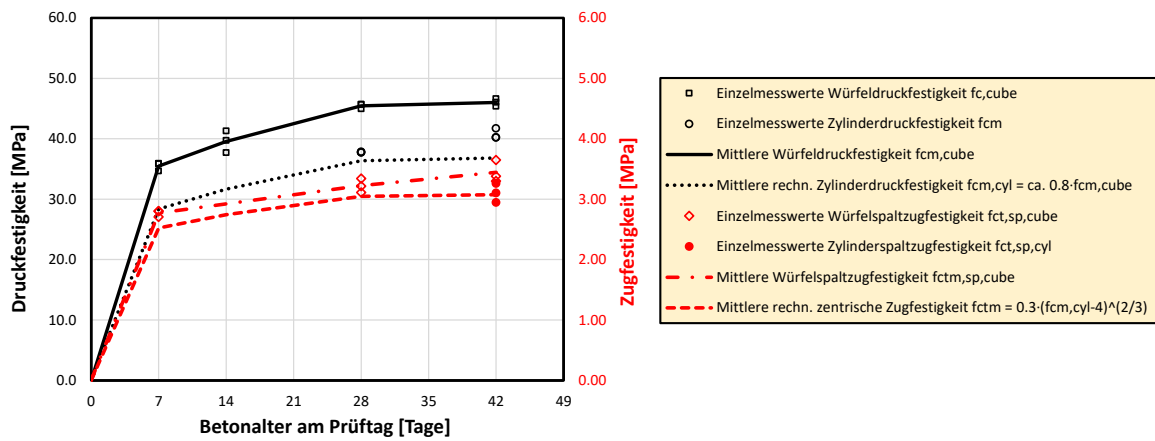


Bild A 1-27: Zeitabhängige Entwicklung der Betondruck- und Zugfestigkeit des Versuchsträgers DLT 3, gemessene Werte und rechnerische Abschätzungen nach DIN EN 1991-1-1:2011-01

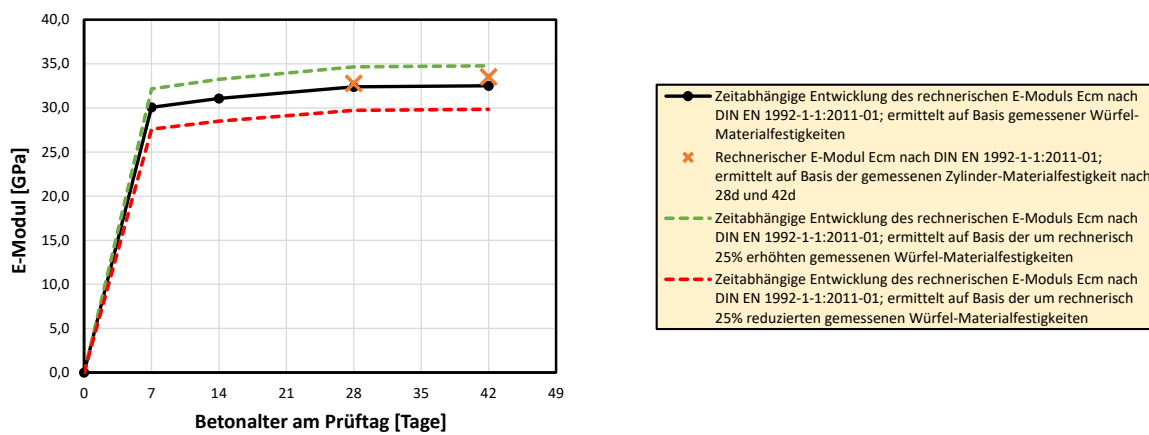


Bild A 1-28: Rechnerische Abschätzung der zeitabhängigen Entwicklung des Beton-E-Moduls des Versuchsträgers DLT 3; Untersuchung zum Einfluss der Streuung der Betonfestigkeit um $\pm 25\%$ auf den rechnerischen E-Modul

Tabelle 1.11: Ermittelte Festbetoneigenschaften des Versuchsträgers DLT 4

Versuchsträger DLT 4						
Prüfzeitpunkt	$f_{cm,cyl}$ [MPa]	$f_{cm,cube}$ [MPa]	$f_{ctm,sp,cyl}$ [MPa]	$f_{ctm,sp,cube}$ [MPa]	$f_{ctm,fl}$ [MPa]	E_{cm} [GPa]
7d	-	21,3 [21,3/21,7/ 20,9]	-	1,73 [1,83/1,81/ 1,56]	-	-
14d	-	26,1 [27,2/24,5/ 26,6]	-	1,95 [2,22/1,95/ 1,66]	-	-
28d	26,6 [27,5/27,0/ 25,2]	31,4 [31,8/31,9/ 30,5]	-	2,20 [2,19/2,26/ 2,14]	-	-
79d (Versuchstag)	26,8 [29,7/24,7/ 25,9]	33,4 [35,4/33,9/ 30,8]	2,35 [2,38/2,26/ 2,40]	2,5 [2,47/2,53]	-	-

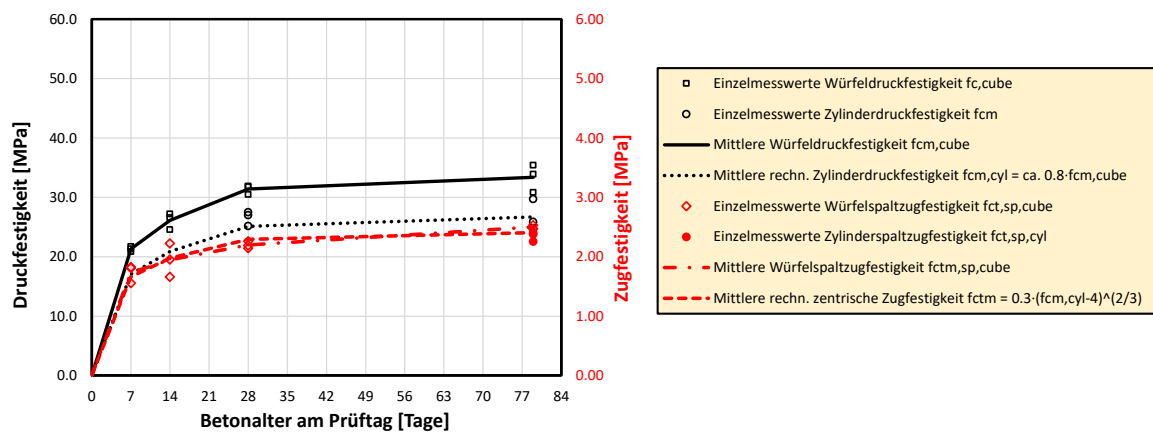


Bild A 1-29: Zeitabhängige Entwicklung der Betondruck- und Zugfestigkeit des Versuchsträgers DLT 4, gemessene Werte und rechnerische Abschätzungen nach DIN EN 1991-1-1:2011-01

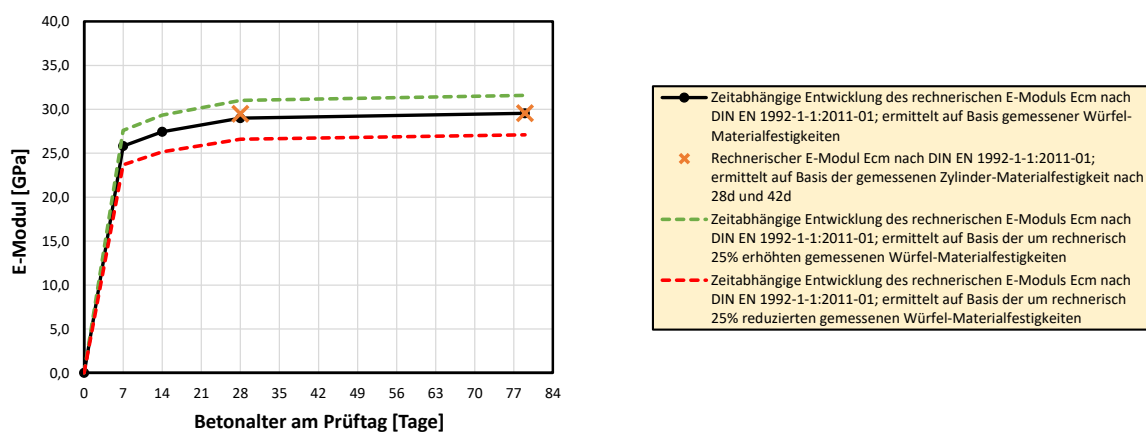


Bild A 1-30: Rechnerische Abschätzung der zeitabhängigen Entwicklung des Beton-E-Moduls des Versuchsträgers DLT 4; Untersuchung zum Einfluss der Streuung der Betonfestigkeit um $\pm 25\%$ auf den rechnerischen E-Modul

A1.4.2 Betonstahl

Tabelle 1.12: Ermittelte Festigkeitswerte aus Zugversuchen an Betonstahl des Typs B500B für Betonstähle des Versuchsträgers DLT 1

Versuchsträger DLT 1					
Ø [mm]	Probe	f_y bzw. $f_{0,2}$ [MPa]	f_t [MPa]	f_t/f_y bzw. $f_t/f_{0,2}$ [-]	E-Modul [MPa]
8	DLT 1 - 8 - 1	476,0	517,0	1,09	205.584
	DLT 1 - 8 - 2	474,6	514,2	1,08	200.789
	DLT 1 - 8 - 3	477,8	512,8	1,07	194.073
Mittelwert		476,1	514,6	1,08	200.149
12	DLT 1 - 12 - 1	541,6	611,4	1,13	197.952
	DLT 1 - 12 - 2	534,1	610,3	1,14	200.240
	DLT 1 - 12 - 3	539,3	611,0	1,13	200.822
Mittelwert		538,3	610,9	1,13	199.671
16	DLT 1 - 16 - 1	561,0	643,1	1,15	205.298
	DLT 1 - 16 - 2	556,8	645,3	1,16	205.362
	DLT 1 - 16 - 3	565,3	644,1	1,14	204.220
Mittelwert		561,0	644,2	1,15	204.960
20	DLT 1 - 20 - 1	585,1	671,7	1,15	202.812
	DLT 1 - 20 - 2	587,1	671,6	1,14	202.031
	DLT 1 - 20 - 3	587,3	672,0	1,14	202.465
Mittelwert		586,5	671,8	1,14	196.000
25	DLT 1 - 25 - 1	558,9	646,3	1,16	197.484
	DLT 1 - 25 - 2	557,5	645,3	1,16	196.245
	DLT 1 - 25 - 3	553,3	648,3	1,17	197.296
Mittelwert		555,0	646,6	1,16	197.000

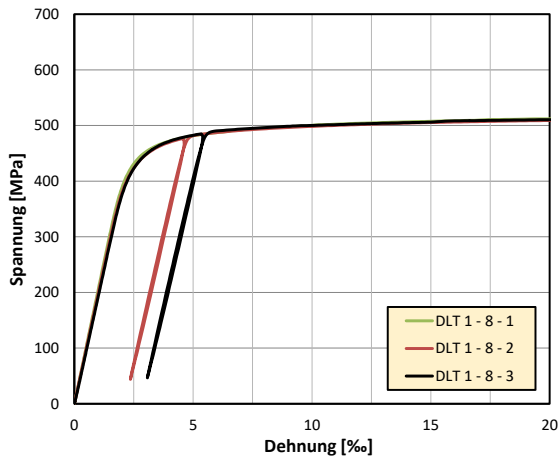


Bild A 1-31: Spannungs-Dehnungs-Beziehung des Betonstahls Ø8 für DLT 1; Ergebnisdarstellung bis $\epsilon_s = 20\%$

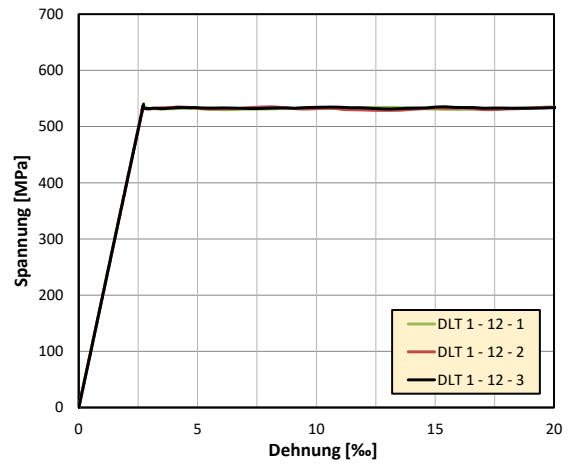


Bild A 1-32: Spannungs-Dehnungs-Beziehung des Betonstahls Ø12 für DLT 1; Ergebnisdarstellung bis $\epsilon_s = 20\%$

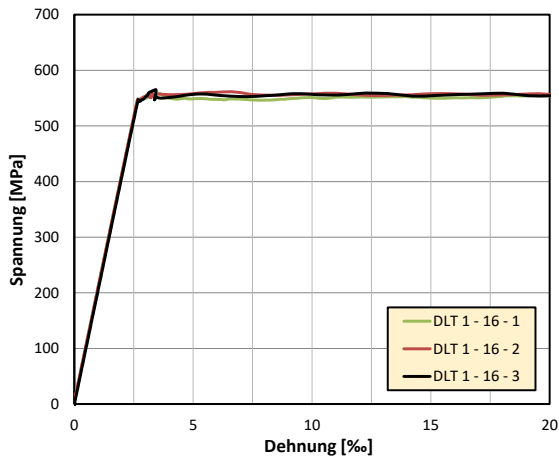


Bild A 1-33: Spannungs-Dehnungs-Beziehung des Betonstahls Ø16 für DLT 1; Ergebnisdarstellung bis $\epsilon_s = 20\%$

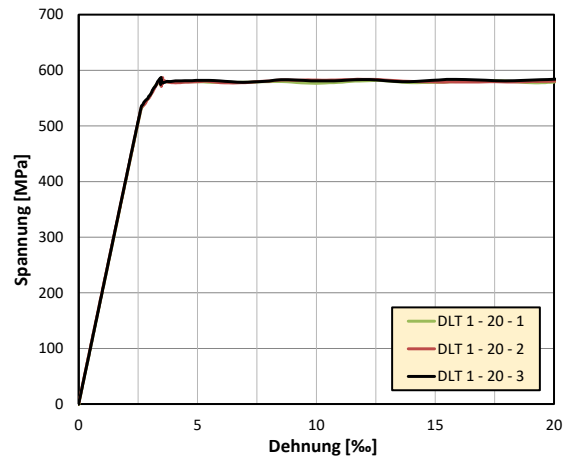


Bild A 1-34: Spannungs-Dehnungs-Beziehung des Betonstahls Ø20 für DLT 1; Ergebnisdarstellung bis $\epsilon_s = 20\%$

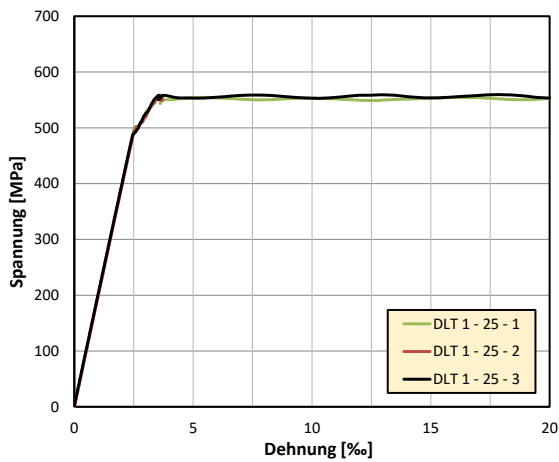


Bild A 1-35: Spannungs-Dehnungs-Beziehung des Betonstahls Ø25 für DLT 1; Ergebnisdarstellung bis $\epsilon_s = 20\%$

Tabelle 1.13: Ermittelte Festigkeitswerte aus Zugversuchen an Betonstahl des Typs B500B für Betonstähle des Versuchsträgers DLT 2 und DLT 3

Versuchsträger DLT 2-3					
Ø [mm]	Probe	f_y bzw. $f_{0,2}$ [MPa]	f_t [MPa]	f_t/f_y bzw. $f_t/f_{0,2}$ [-]	E-Modul [MPa]
6	6-1	654,8	666,0	1,02	194.832
	6-2	651,1	667,2	1,02	202.792
	6-3	649,1	662,8	1,02	199.885
Mittelwert		651,7	665,3	1,02	199.170
8	8-1	485,6	587,0	1,21	199313
	8-2	484,6	592,2	1,22	196002
	8-3	488,8	592,1	1,21	199601
Mittelwert		486,3	590,4	1,21	198305
10	10-1	573,1	626,1	1,09	200.119
	10-2	573,5	630,7	1,10	200.218
	10-3	568,6	628,6	1,11	202.083
Mittelwert		571,7	628,5	1,10	200.807
12	12-1	534,6	606,6	1,13	200.261
	12-2	539,5	612,0	1,13	199.277
	12-3	535,2	609,0	1,13	199.551
Mittelwert		536,4	609,2	1,13	199.696
16	16-1	539,1	641,3	1,19	200.012
	16-2	529,7	635,6	1,20	200.969
	16-3	539,5	643,1	1,19	201.067
Mittelwert		536,1	640,0	1,19	200.683
20	20-1	557,6	653,0	1,17	205.832
	20-2	558,8	650,2	1,16	203.050
	20-3	547,2	644,6	1,18	203.176
Mittelwert		554,5	649,3	1,17	204.019

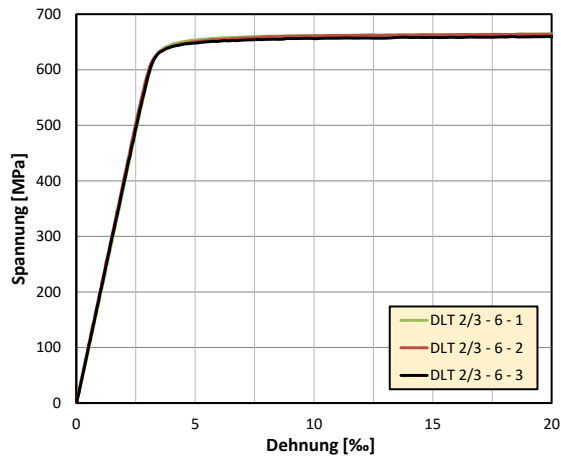


Bild A 1-36: Spannungs-Dehnungs-Beziehung des Betonstahls Ø6 für DLT 2-3; Ergebnisdarstellung bis $\epsilon_s = 20\text{‰}$

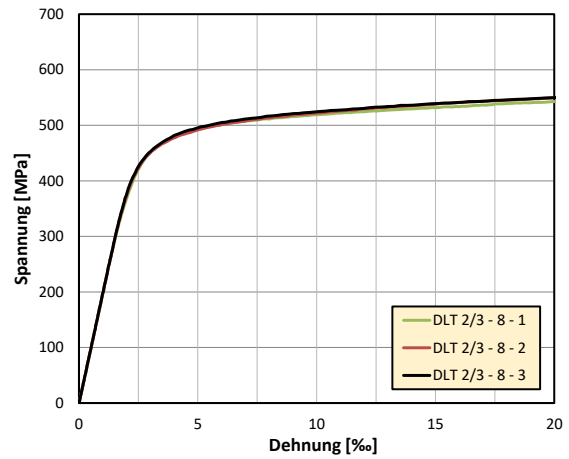


Bild A 1-37: Spannungs-Dehnungs-Beziehung des Betonstahls Ø8 für DLT 2-3; Ergebnisdarstellung bis $\epsilon_s = 20\text{‰}$

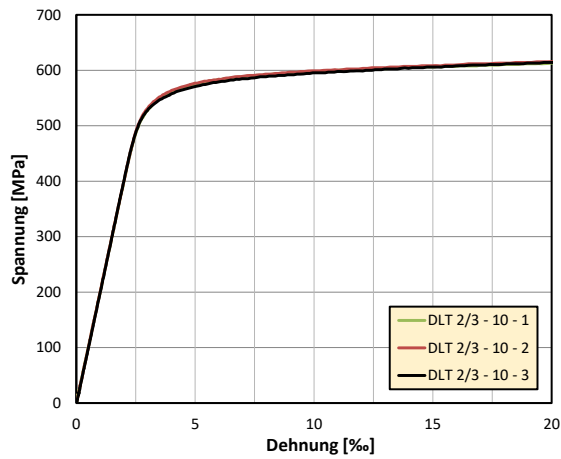


Bild A 1-38: Spannungs-Dehnungs-Beziehung des Betonstahls Ø10 für DLT 2-3; Ergebnisdarstellung bis $\epsilon_s = 20\text{‰}$

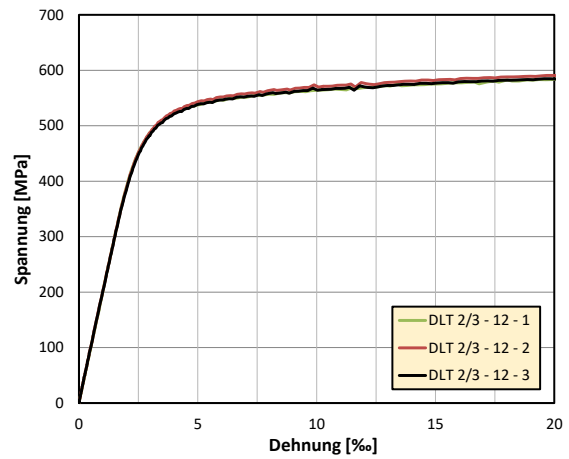


Bild A 1-39: Spannungs-Dehnungs-Beziehung des Betonstahls Ø12 für DLT 2-3; Ergebnisdarstellung bis $\epsilon_s = 20\text{‰}$

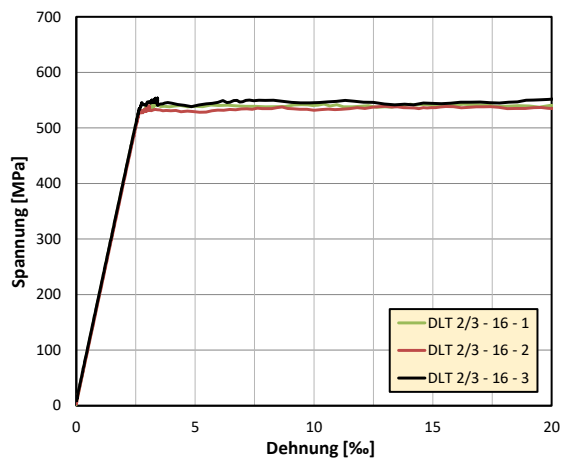


Bild A 1-40: Spannungs-Dehnungs-Beziehung des Betonstahls Ø16 für DLT 2-3; Ergebnisdarstellung bis $\epsilon_s = 20\text{‰}$

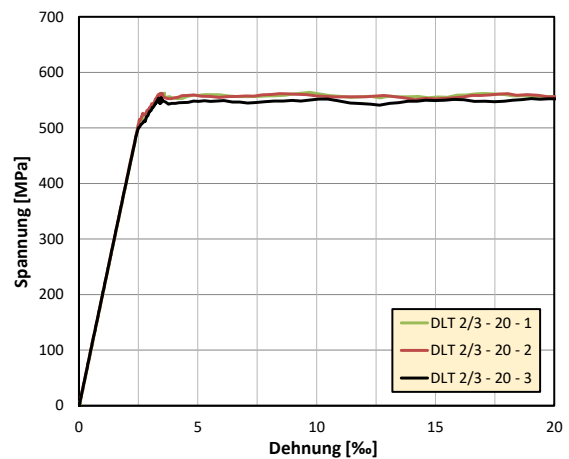


Bild A 1-41: Spannungs-Dehnungs-Beziehung des Betonstahls Ø20 für DLT 2-3; Ergebnisdarstellung bis $\epsilon_s = 20\text{‰}$

Tabelle 1.14: Ermittelte Festigkeitswerte aus Zugversuchen an Betonstahl des Typs B500B für Betonstähle des Versuchsträgers DLT 4

Versuchsträger DLT 4					
Ø [mm]	Probe	f_y bzw. $f_{0,2}$ [MPa]	f_t [MPa]	f_t/f_y bzw. $f_t/f_{0,2}$ [-]	E-Modul [MPa]
6	6-1	568,6	582,0	1,02	210.988
	6-2	582,0	599,8	1,03	207.828
	6-3	539,2	588,2	1,09	209.875
Mittelwert		563,3	590,0	1,05	209.564
8	8-1	546,0	575,5	1,05	209.115
	8-2	560,5	629,7	1,12	212.213
	8-3	553,6	624,2	1,13	209.089
Mittelwert		553,4	609,8	1,10	210.139
12	12-1	633,2	705,4	1,11	217.786
	12-2	607,6	687,6	1,13	224.697
	12-3	612,7	681,4	1,11	219.617
Mittelwert		617,9	691,5	1,12	220.700
16	16-1	567,8	653,5	1,15	204.497
	16-2	571,9	656,2	1,15	204.101
	16-3	569,5	654,0	1,15	204.201
Mittelwert		569,7	654,6	1,15	204.266
20	20-1	543,4	657,0	1,21	208.997
	20-2	553,6	663,9	1,20	205.431
	20-3	547,3	658,8	1,20	204.709
Mittelwert		548,1	659,9	1,20	206.379

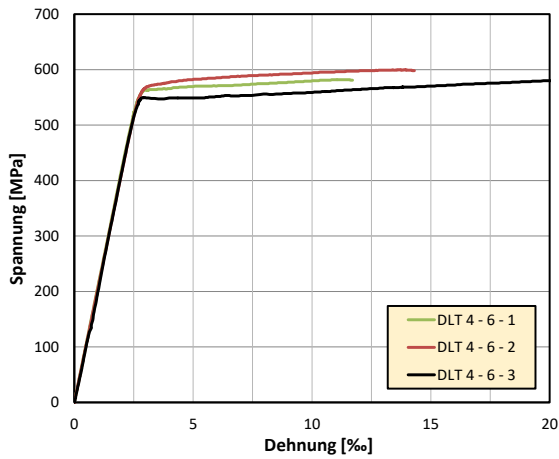


Bild A 1-42: Spannungs-Dehnungs-Beziehung des Betonstahls Ø6 für DLT 4; Ergebnisdarstellung bis $\epsilon_s = 20\text{‰}$

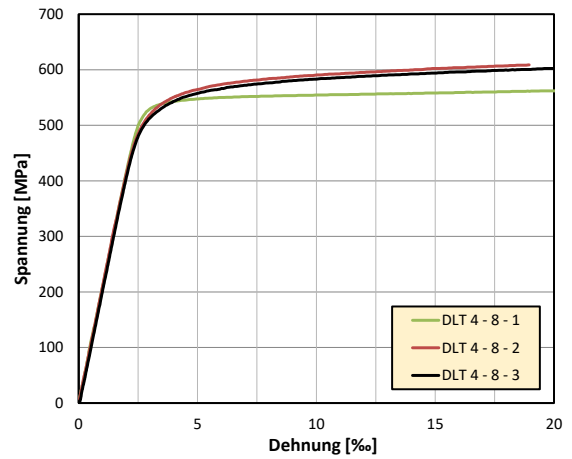


Bild A 1-43: Spannungs-Dehnungs-Beziehung des Betonstahls Ø8 für DLT 4; Ergebnisdarstellung bis $\epsilon_s = 20\text{‰}$

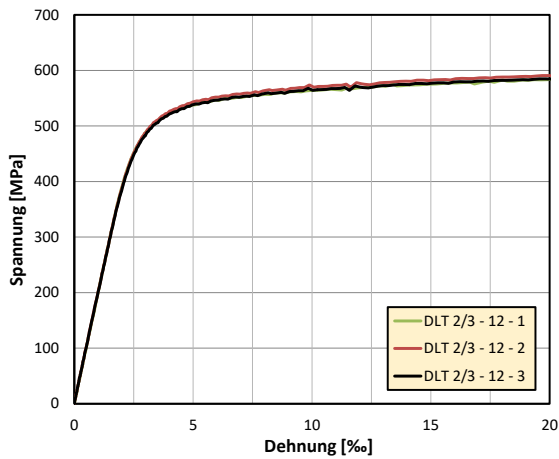


Bild A 1-44: Spannungs-Dehnungs-Beziehung des Betonstahls Ø12 für DLT 4; Ergebnisdarstellung bis $\epsilon_s = 20\text{‰}$

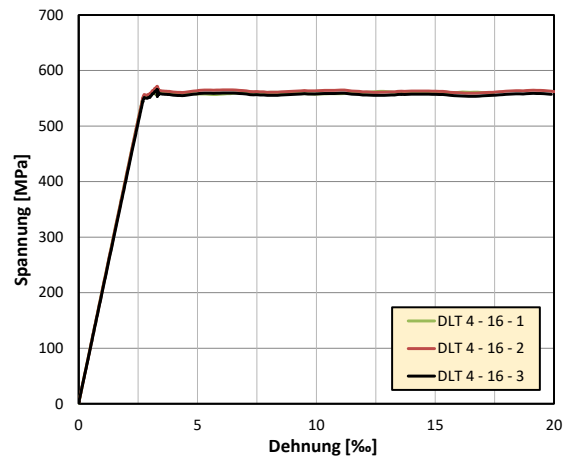


Bild A 1-45: Spannungs-Dehnungs-Beziehung des Betonstahls Ø16 für DLT 4; Ergebnisdarstellung bis $\epsilon_s = 20\text{‰}$

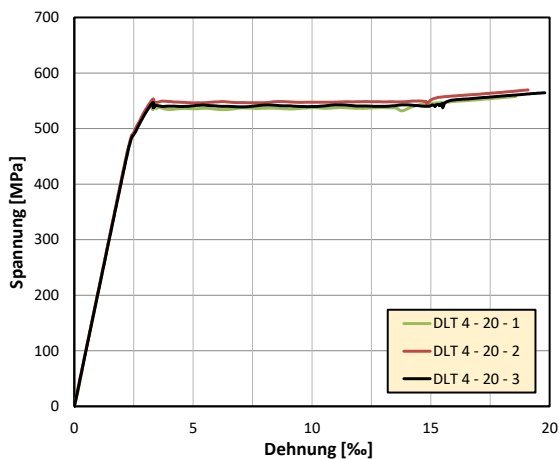


Bild A 1-46: Spannungs-Dehnungs-Beziehung des Betonstahls Ø20 für DLT 4; Ergebnisdarstellung bis $\epsilon_s = 20\text{‰}$

A1.4.3 Spannstahl

Tabelle 1.15: Ermittelte Festigkeitswerte aus Zugversuchen an Spannstahl des Typs St 1570/1770 für den Spannstahl des Versuchsträgers DLT 1

Versuchsträger DLT 1					
Probe	A_p [mm ²]	$f_{p,0.1}$ [MPa]	$f_{p,0.2}$ [MPa]	f_p' [MPa]	E-Modul [MPa]
SP1-DLT 1	140	1593,4	1665,5	1924,9*	201.625
SP2-DLT 1	140	1740,4	1771,7	1894,7*	198.234
SP3-DLT 1	140	1666,8	1717,6	1915,2*	199.652
Mittelwert		1666,9	1718,3	1911,6	199.837

Tabelle 1.16: Ermittelte Festigkeitswerte aus Zugversuchen an Spannstahl des Typs St 1570/1770 für den Spannstahl der Versuchsträger DLT 2-4

Versuchsträger DLT 2-4					
Probe	A_p [mm ²]	$f_{p,0.1}$ [MPa]	$f_{p,0.2}$ [MPa]	f_p' [MPa]	E-Modul [MPa]
SP1-DLT 2-4	140	1656,3	1713,4	1888,3*	196.832
SP2-DLT 2-4	140	1648,0	1709,3	1883,8*	198.394
SP3-DLT 2-4	140	1659,0	1717,5	1858,0*	196.767
Mittelwert		1654,4	1713,4	1876,7	197.331

* Die Spannstahlproben wurden in der Prüfmaschine mithilfe der zugehörigen Klemmkeile gem. Zulassung an beiden Enden in einer eingespannten Stahlhülse mit innen konischer Bohrung verankert (Bild A 1-47). Das Zugversagen trat dabei stets im Bereich der Einspannung durch die Klemmkeile infolge der Kerbwirkung der gerippten Keiloberfläche auf (Bild A 1-47 (a)). Die tatsächliche Zugfestigkeit des Spannstahls f_p wurde daher nicht bestimmt und liegt oberhalb des Wertes f_p' .

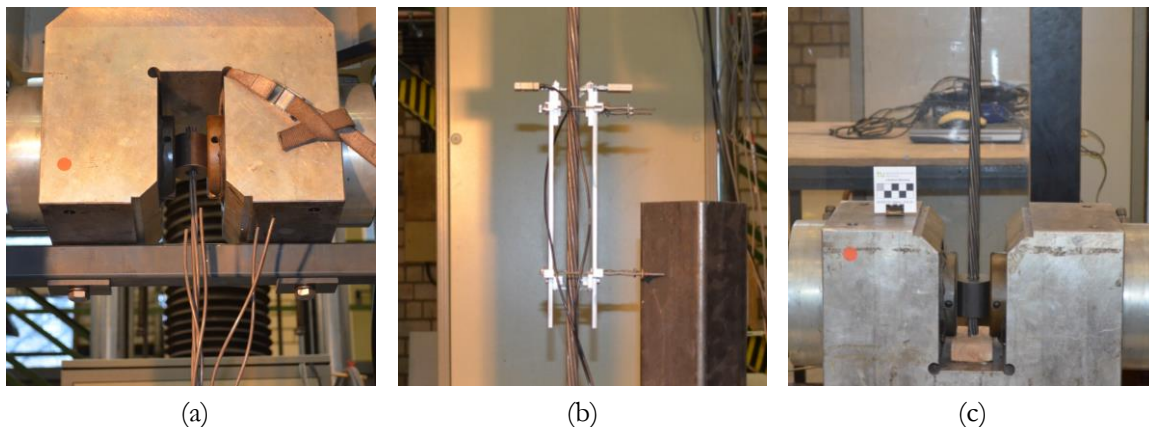


Bild A 1-47: Versuchsstand Zugversuche Spannstahl: (a) obere Einspannung; (b) Messtechnik zur Dehnungsbestimmung; (c) untere Einspannung

A1.5 Auflagerkräfte

A1.5.1 Einzellastversuche DLT 1-3

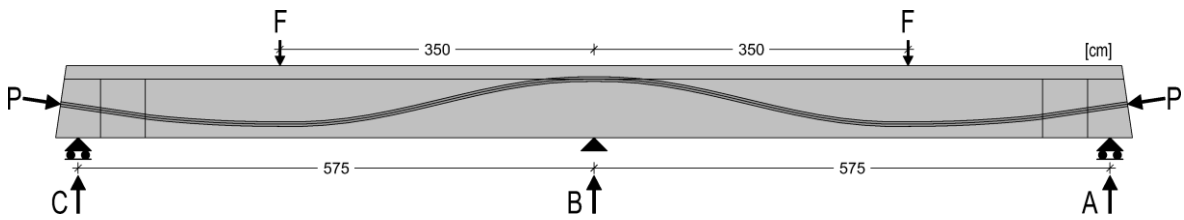


Bild A 1-48: Konvention bei der Benennung von Auflagerkräften und Pressenlasten für Träger DLT 1-3

Tabelle 17: Auflagerkräfte in Abhängigkeit von Vorspannkraft und Pressenlast für Träger DLT 1-3

Auflager	Vorspannkraft P [%]	Einzel-last F [kN]	Auflagerkräfte			Verteilung Einzellast F		
			C [kN]	B [kN]	A [kN]	$(C-C_0)/F$ [%]	$(B-B_0)/F$ [%]	$(A-A_0)/F$ [%]
DLT 1	0 %	0	21	53	21	-	-	-
	100 %	0	35 = C_0	25 = B_0	35 = A_0	0	0	0
	100 %	800	371	954	371	41,9	116,1	41,9
	100 %	1200	538	1420	538	41,9	116,3	41,9
	100 %	1400	627	1642	627	42,3	115,5	42,3
	100 %	1540	690	1796	690	42,5	115,0	42,5
	100 %	1600	715	1866	715	42,5	115,1	42,5
	100 %	1650	739	1918	739	42,6	114,7	42,6
	100 %	1743	780	2021	780	42,7	114,5	42,7
	100 %	1800	802	2091	802	42,6	114,8	42,6
	100 %	1890	834	2207	834	42,3	115,4	42,3
DLT 2	0 %	0	22	51	21	-	-	-
	100 %	0	41 = C_0	17 = B_0	35 = A_0	0	0	0
	100 %	800	383	933	380	42,8	114,5	43,1
	100 %	1200	574	1398	550	44,4	115,1	42,9
	100 %	1400	638	1619	641	42,6	114,4	43,3
	100 %	1607	730	1841	736	42,9	113,5	43,6
	100 %	1700	776	1935	783	43,2	112,8	44,0
	100 %	1800	816	2055	824	43,1	113,2	43,8
	100 %	1900	858	2172	866	43,0	113,4	43,7
	100 %	2000	898	2302	903	42,9	114,3	43,4
	100 %	2100	924	2443	929	42,0	115,5	42,6
DLT 3	0 %	0	22	53	20	-	-	-
	100 %	0	36 = C_0	26 = B_0	34 = A_0	0	0	0
	100 %	800	379	939	385	42,9	114,1	43,9
	100 %	1000	460	1171	467	42,4	114,5	43,3
	100 %	1200	547	1398	554	42,6	114,3	43,3
	100 %	1300	590	1506	598	42,6	113,8	43,4
	100 %	1400	636	1612	648	42,9	113,3	43,9
	100 %	1500	687	1713	699	43,4	112,5	44,3
	100 %	1600	733	1819	744	43,6	112,1	44,4
	100 %	1700	777	1935	787	43,6	112,3	44,3
	100 %	1798	821	2034	828	43,7	111,7	44,2

A1.5.2 Streckenlastversuch DLT 4

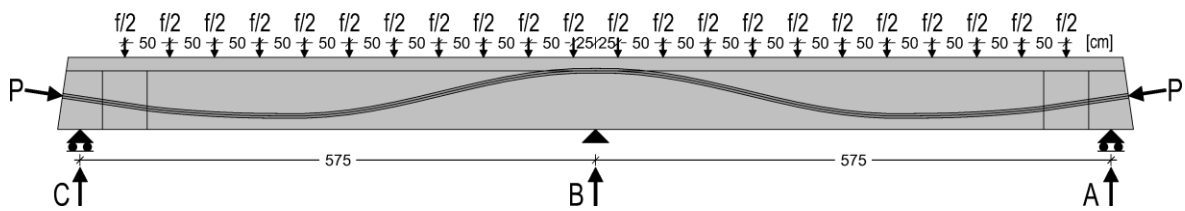


Bild A 1-49: Konvention bei der Benennung von Auflagerkräften und Pressenlasten für Träger DLT 4

Tabelle 18: Auflagerkräfte in Abhängigkeit von Vorspannkraft und Pressenlast für Träger DLT 4

Auflager	Vorspannkraft P [%]	Streckenlast f [kN/m]	Auflagerkräfte			Verteilung Streckenlast f		
			C [kN]	B [kN]	A [kN]	(C-C ₀)/5,5·f [%]	(B-B ₀)/5,5·f [%]	(A-A ₀)/5,5·f [%]
	0 %	0	21	53	21	-	-	-
	100 %	0	35* = C ₀	25* = B ₀	35* = A ₀	0	0	0
DLT 4	100 %	200	421	1461	413	35,1	130,5	34,4
	100 %	250	519	1815	511	35,2	130,2	34,6
	100 %	275	569	1985	562	35,3	129,6	34,8
	100 %	300	624	2151	617	35,7	128,8	35,3
	100 %	350	722	2504	715	35,7	128,8	35,3
	100 %	375	765	2689	761	35,4	129,2	35,2
	100 %	380	781	2710	779	35,7	128,5	35,6
	100 %	413	867	2907	861	36,6	126,9	36,4
	100 %	496	1016	3503	1017	36,0	127,5	36,0

* Ohne Eigengewichtslasten aus Pressen sowie Längs- und Quertraversen.

A1.6 Vorspannkräfte

A1.6.1 Versuchsträger DLT 1 – Versuch 1 (85d)

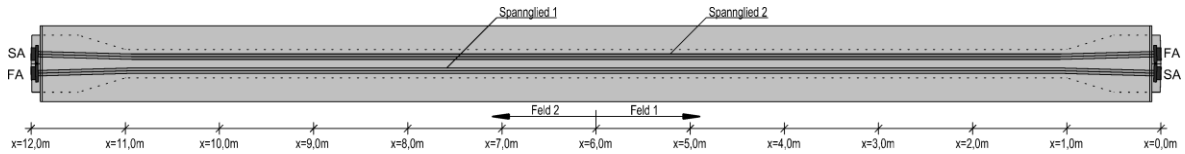


Bild A 1-50: Aufsicht des Versuchsträgers DLT 1

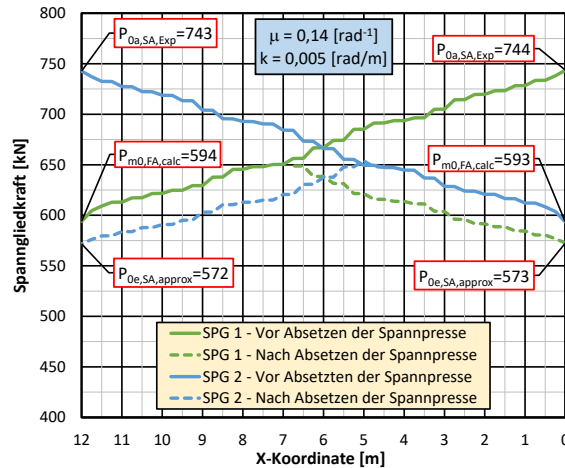


Bild A 1-51: Spanngliedkräfte längs des Trägers DLT 1 (Versuch 1), Berechnung auf Basis dokumentierter Vorspannkräfte (Spannprotokoll) und abgeschätzter Reibungsverluste

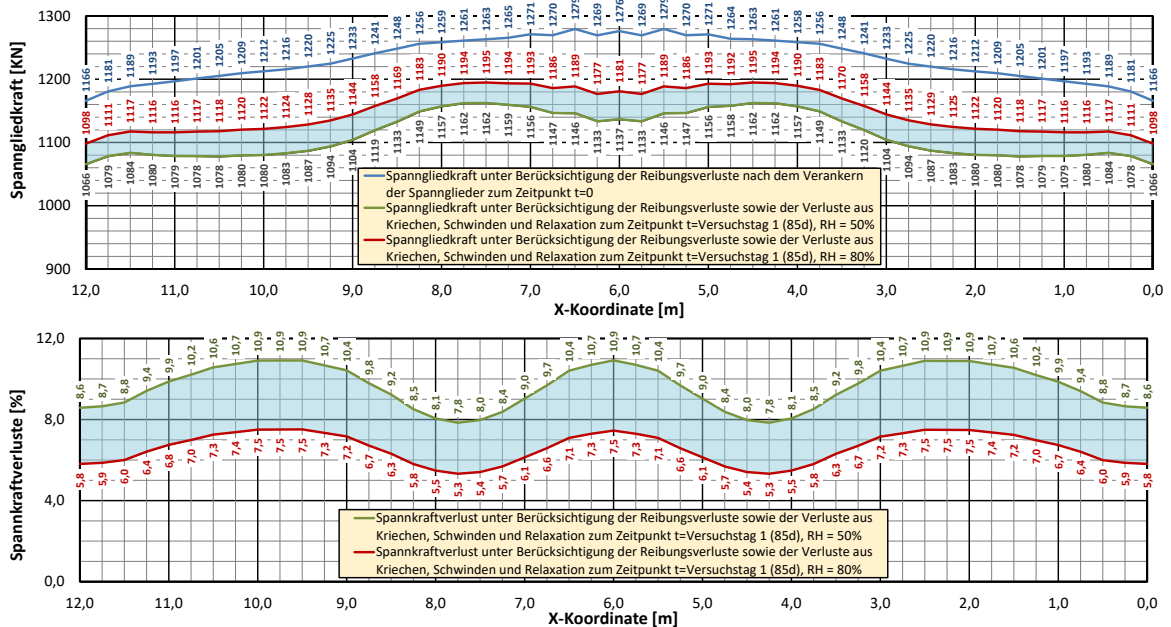


Bild A 1-52: Spanngliedkräfte (oben) und Spannkraftverluste (unten) des Versuchsträgers DLT 1 (Versuch 1) unter Berücksichtigung der Reibungsverluste sowie der zeitabhängigen Verluste infolge Kriechen, Schwinden (RH = 50% bzw. RH = 80%) und Relaxation

A1.6.2 Versuchsträger DLT 1 – Versuch 2 (175d)

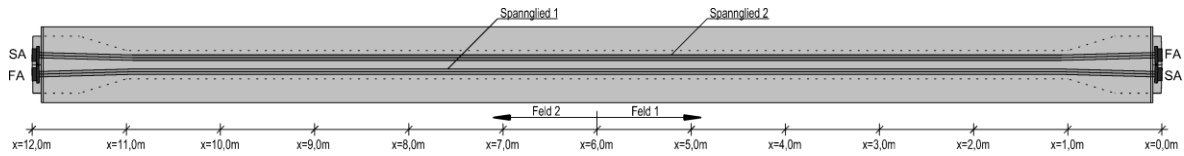


Bild A 1-53: Aufsicht des Versuchsträgers DLT 1

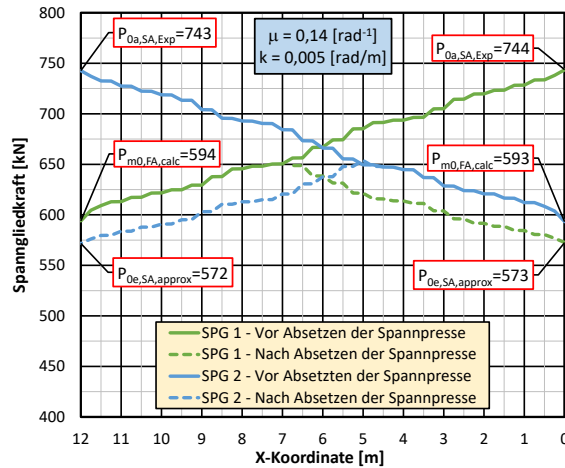


Bild A 1-54: Spannliedkräfte längs des Trägers DLT 1 (Versuch 2), Berechnung auf Basis dokumentierter Vorspannkraft (Spannprotokoll) und abgeschätzter Reibungsverluste

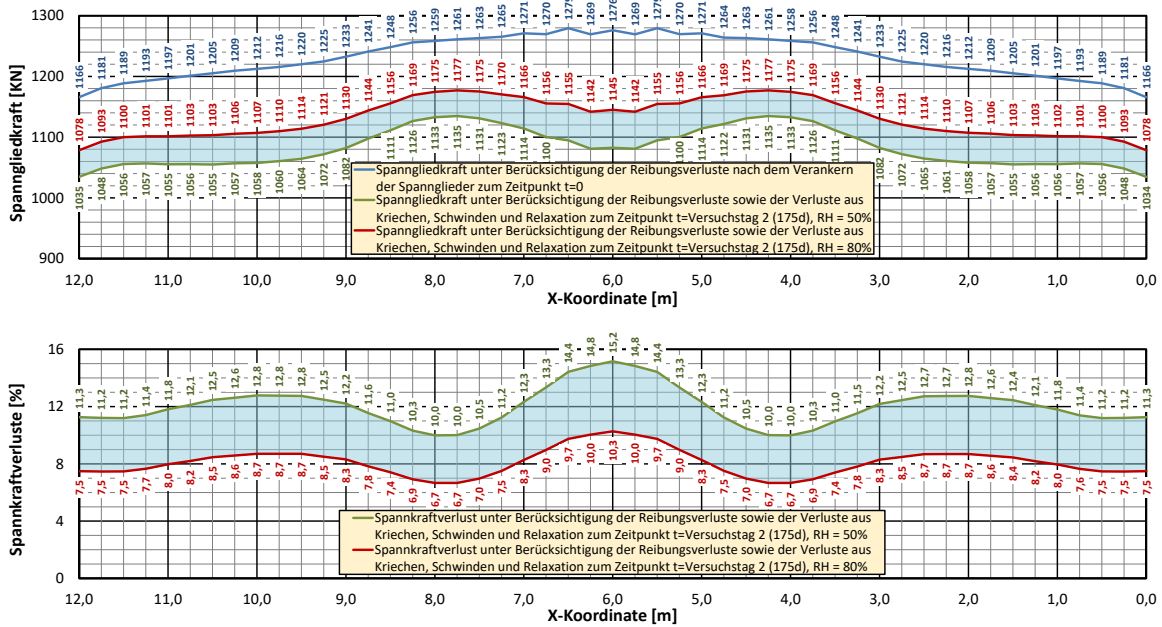


Bild A 1-55: Spannliedkräfte (oben) und Spannkraftverluste (unten) des Versuchsträgers DLT 1 (Versuch 2) unter Berücksichtigung der Reibungsverluste sowie der zeitabhängigen Verluste infolge Kriechen, Schwinden (RH = 50% bzw. RH = 80%) und Relaxation

A1.6.3 Versuchsträger DLT 2

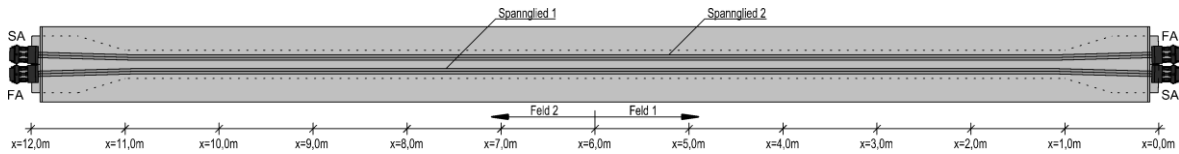


Bild A 1-56: Aufsicht des Versuchsträgers DLT 2

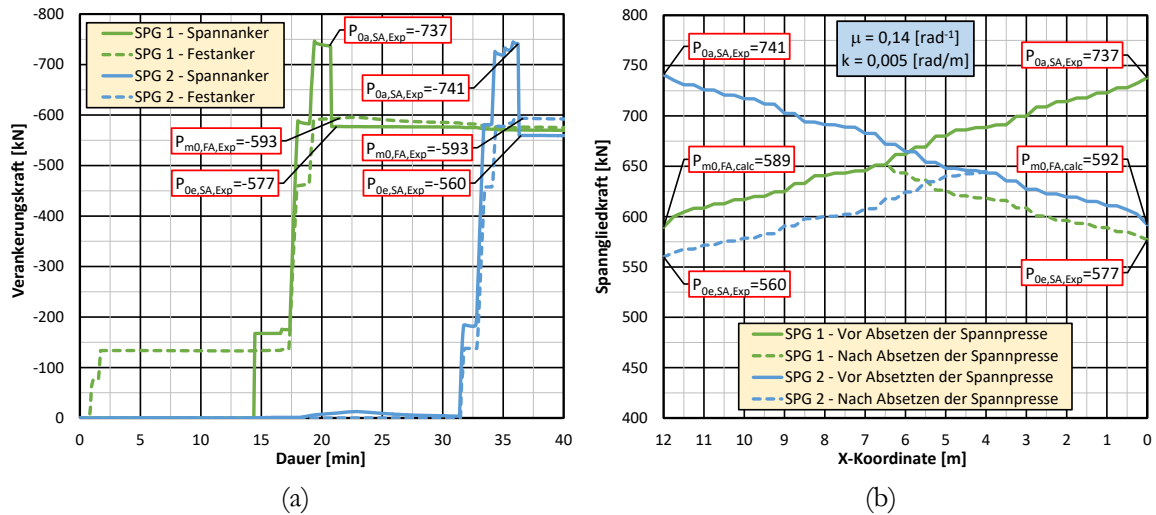


Bild A 1-57: Gemessene Vorspannkraften im Zuge des Vorspannens des Trägers DLT 2 (a) und daraus unter Berücksichtigung der Reibungsverluste errechnete Spanngliedkräfte längs des Balkens (b)

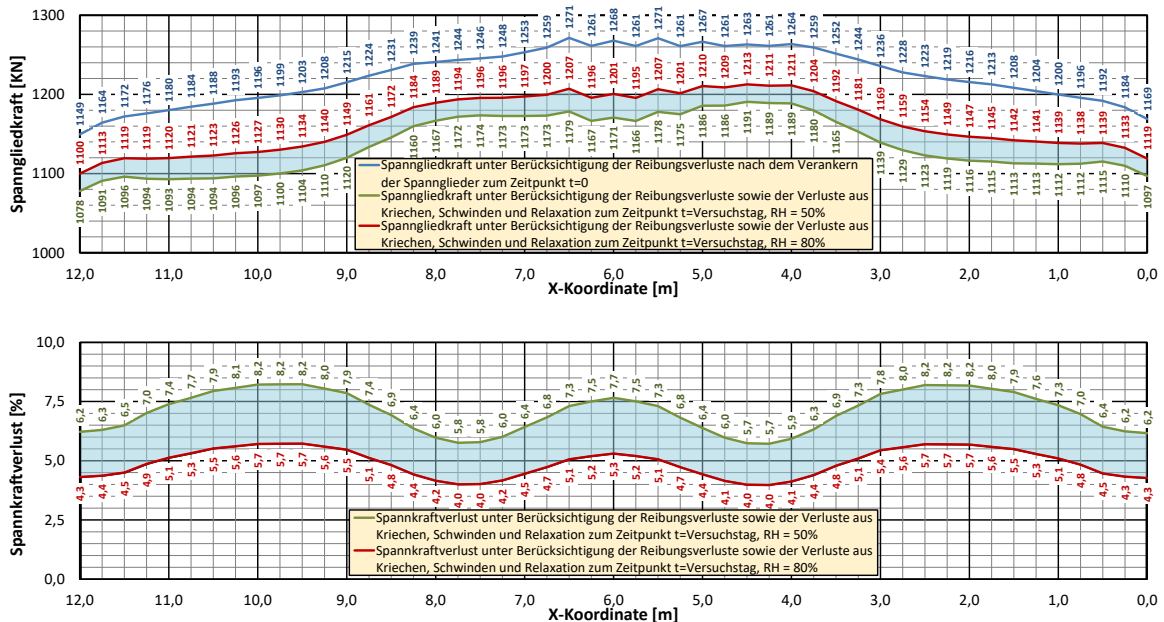


Bild A 1-58: Spanngliedkräfte (oben) und Spannkraftverluste (unten) des Versuchsträgers DLT 2 unter Berücksichtigung der Reibungsverluste sowie der zeitabhängigen Verluste infolge Kriechen, Schwinden (RH = 50% bzw. RH = 80%) und Relaxation

A1.6.4 Versuchsträger DLT 3

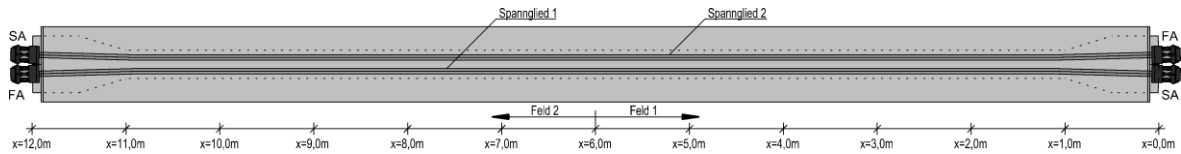


Bild A 1-59: Aufsicht des Versuchsträgers DLT 3

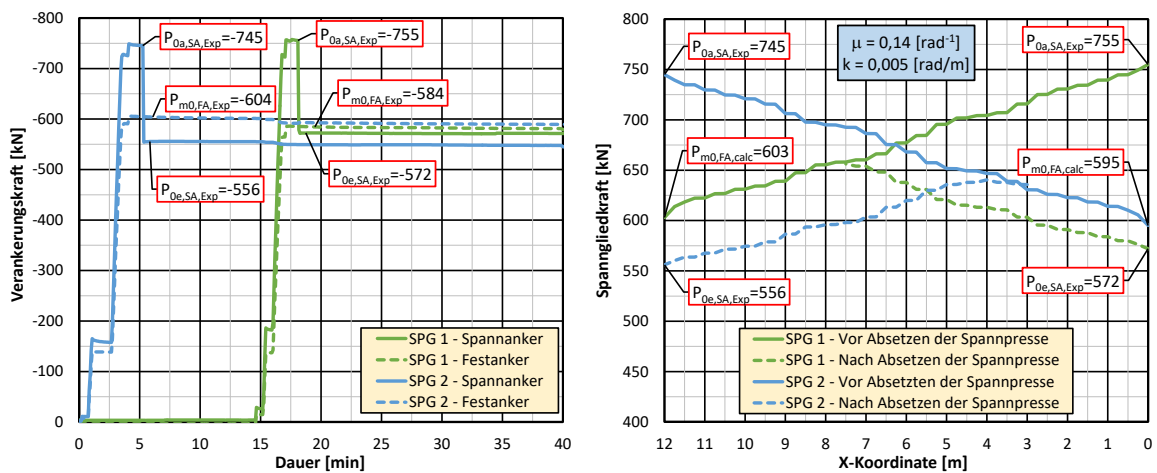


Bild A 1-60: Gemessene Vorspannkraft im Zuge des Vorspanns des Trägers DLT 3 (a) und daraus unter Berücksichtigung der Reibungsverluste errechnete Spanngliedkräfte längs des Balkens (b)

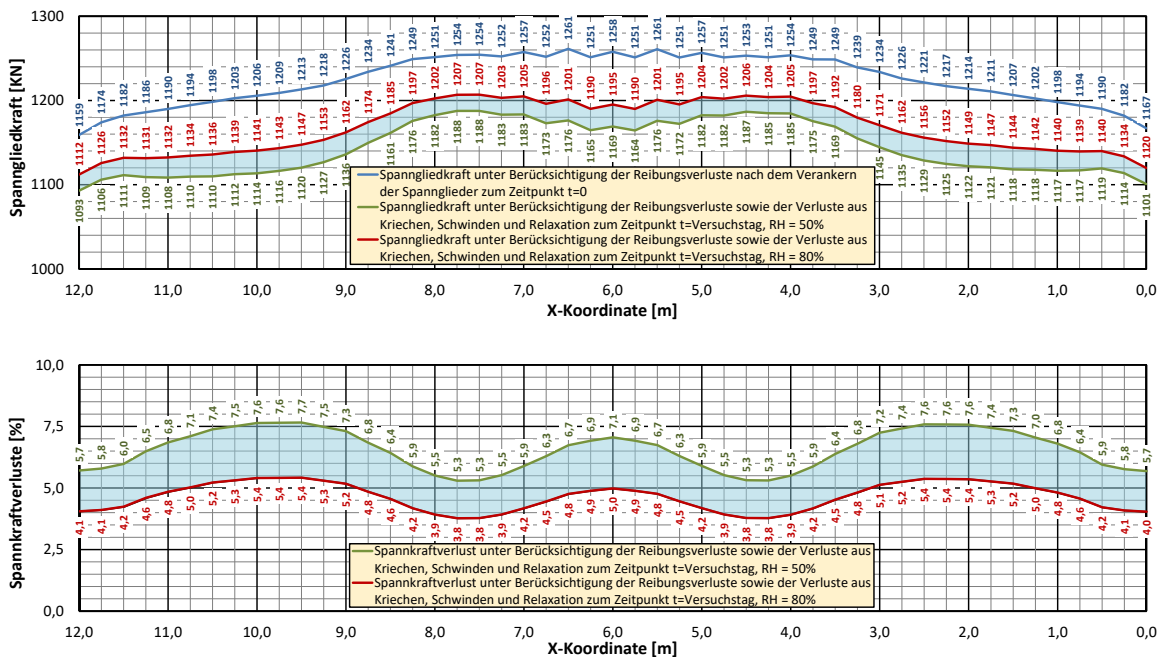


Bild A 1-61: Spanngliedkräfte (oben) und Spannkraftverluste (unten) des Versuchsträgers DLT 3 unter Berücksichtigung der Reibungsverluste sowie der zeitabhängigen Verluste infolge Kriechen, Schwinden (RH = 50% bzw. RH = 80%) und Relaxation

A1.6.5 Versuchsträger DLT 4

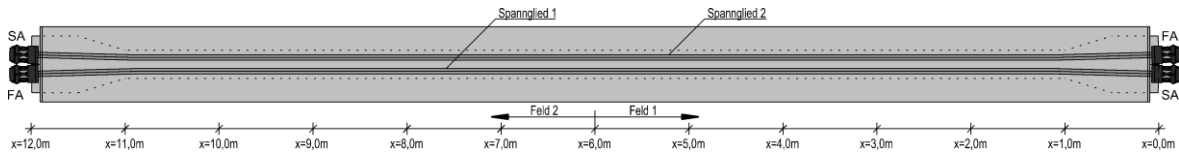


Bild A 1-62: Aufsicht des Versuchsträgers DLT 4

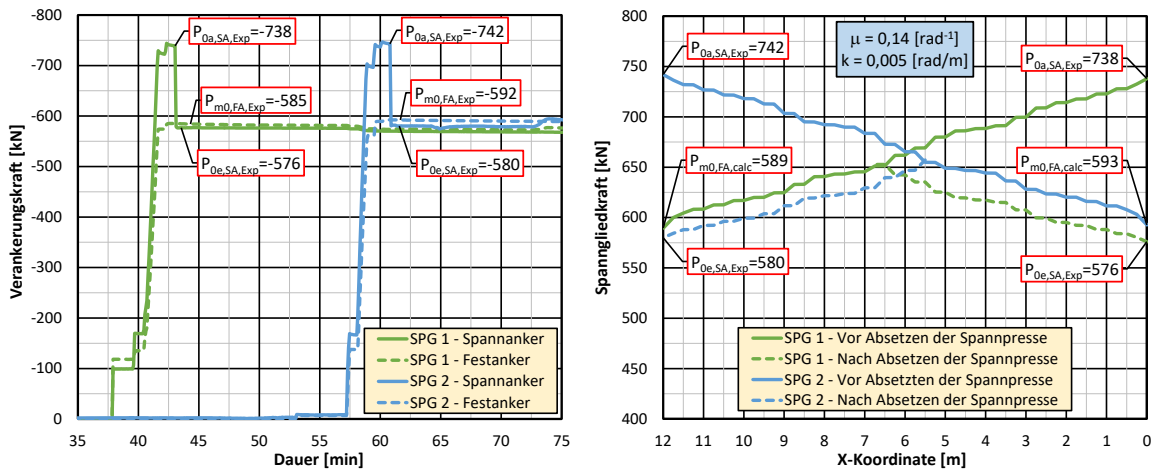


Bild A 1-63: Gemessene Vorspannkraften im Zuge des Vorspannens des Trägers DLT 4 (a) und daraus unter Berücksichtigung der Reibungsverluste errechnete Spanngliedkräfte längs des Balkens (b)

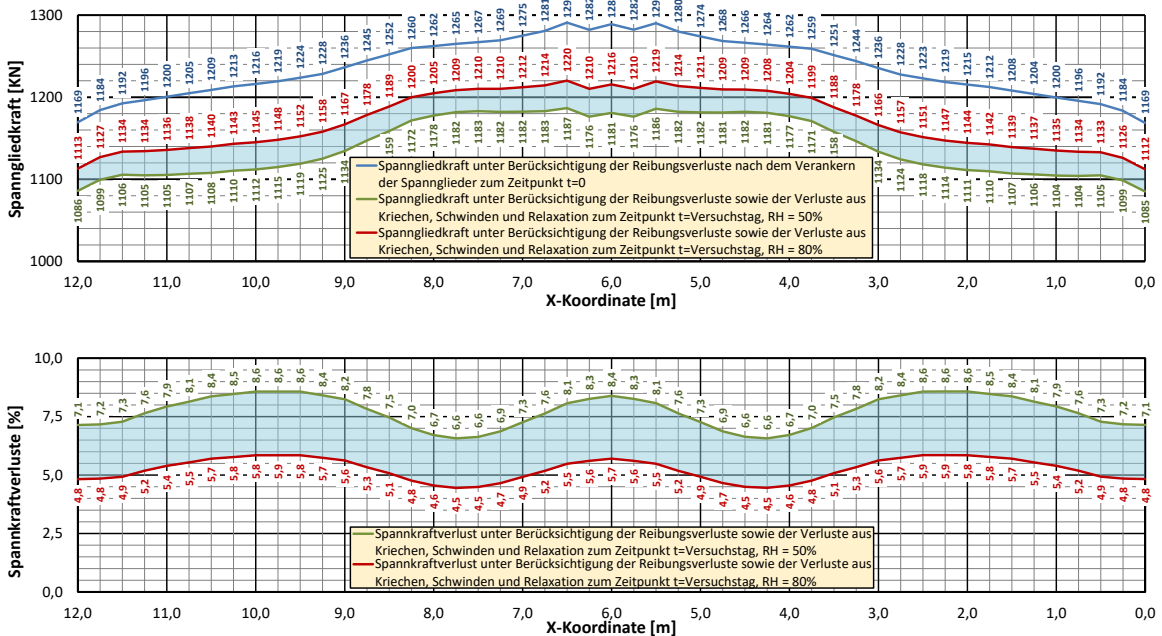


Bild A 1-64: Spanngliedkräfte (oben) und Spannkraftverluste (unten) des Versuchsträgers DLT 4 unter Berücksichtigung der Reibungsverluste sowie der zeitabhängigen Verluste infolge Kriechen, Schwinden (RH = 50% bzw. RH = 80%) und Relaxation

A1.7 Rissbilder für ausgewählte Laststufen

A1.7.1 Versuchsträger DLT 1

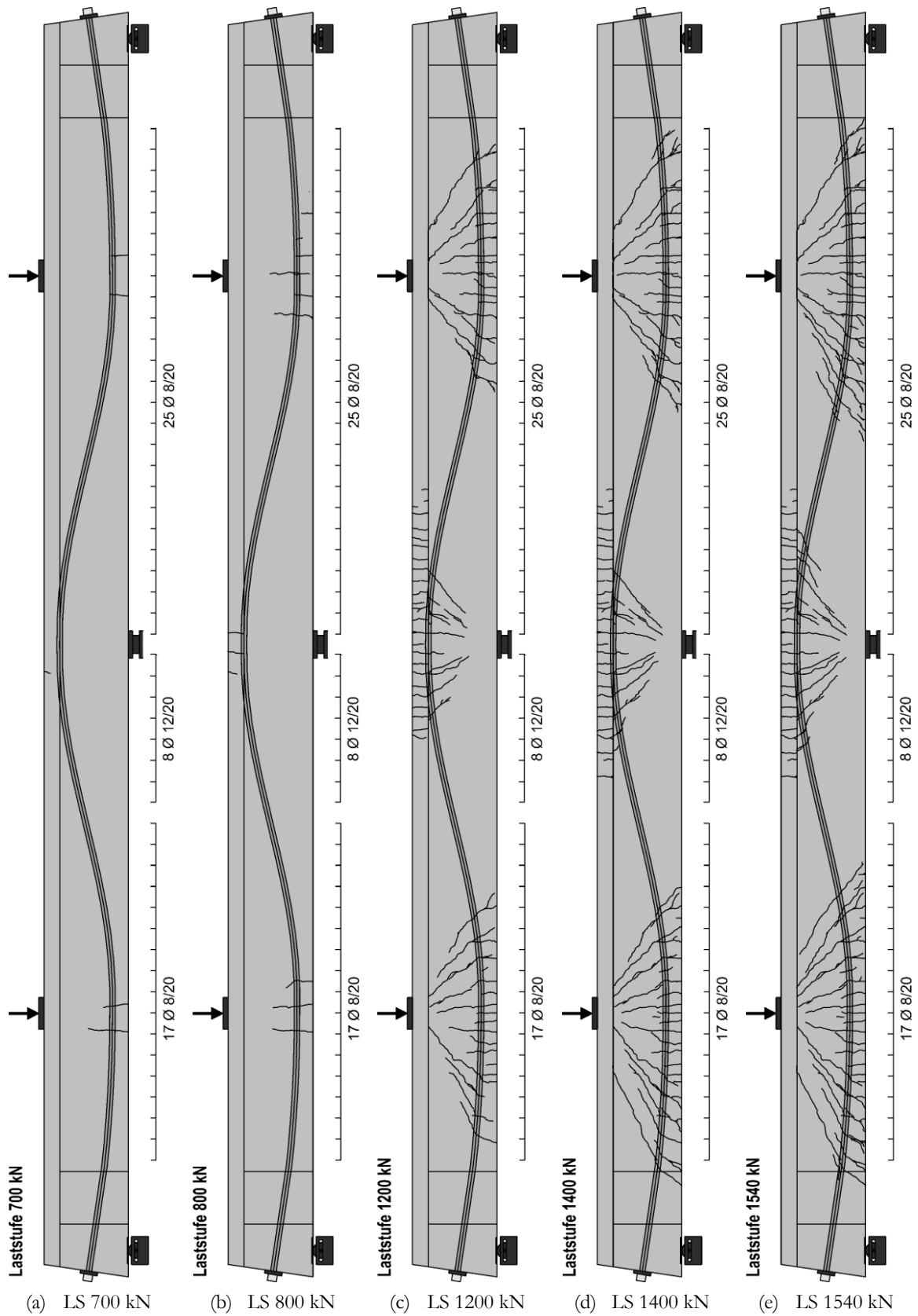


Bild A 1-65: Rissbilder des Versuchsträgers DLT 1 für ausgewählte Laststufen, Teil 1

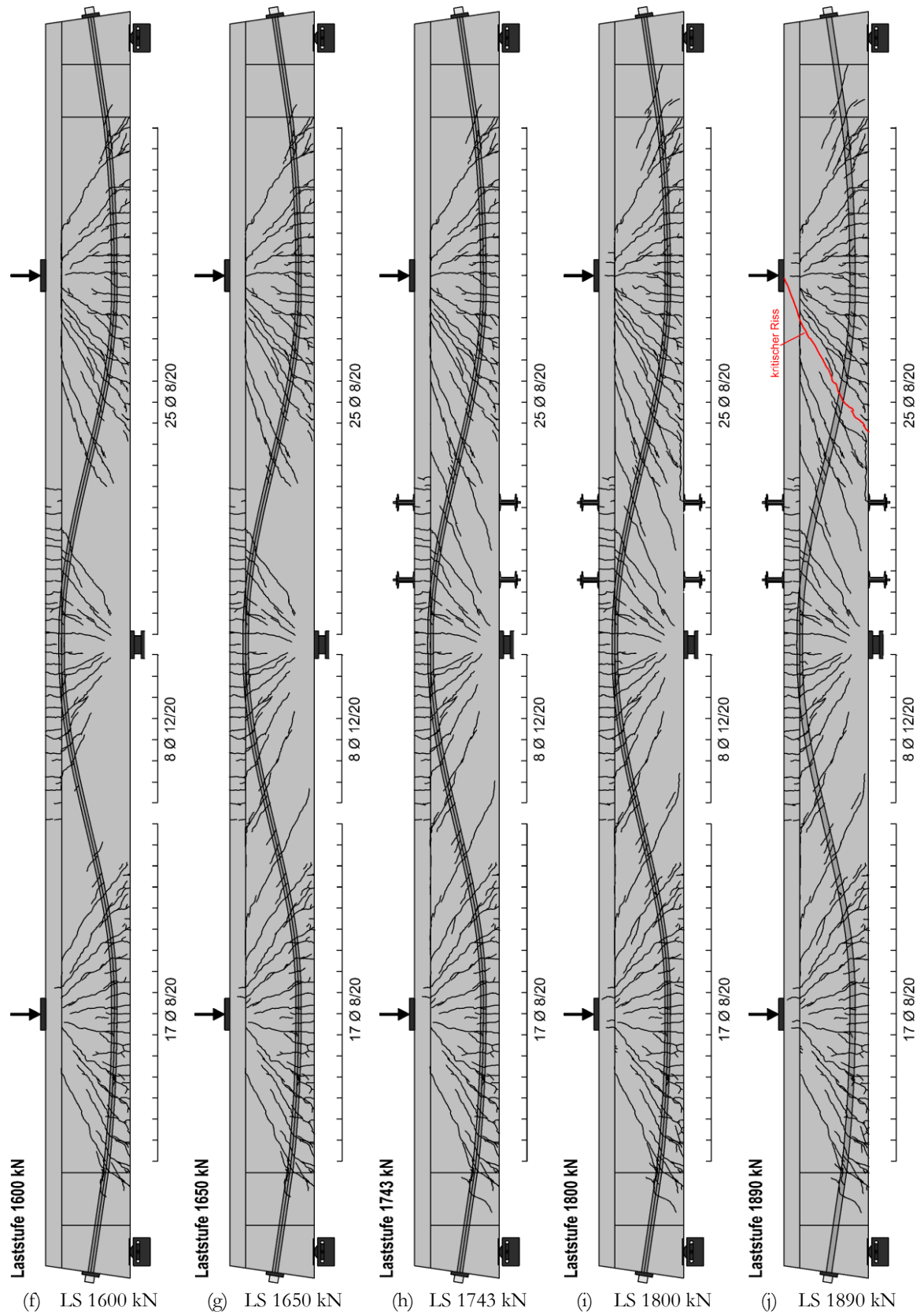


Bild A 1-66: Rissbilder des Versuchsträgers DLT 1 für ausgewählte Laststufen, Teil 2

A1.7.2 Versuchsträger DLT 2

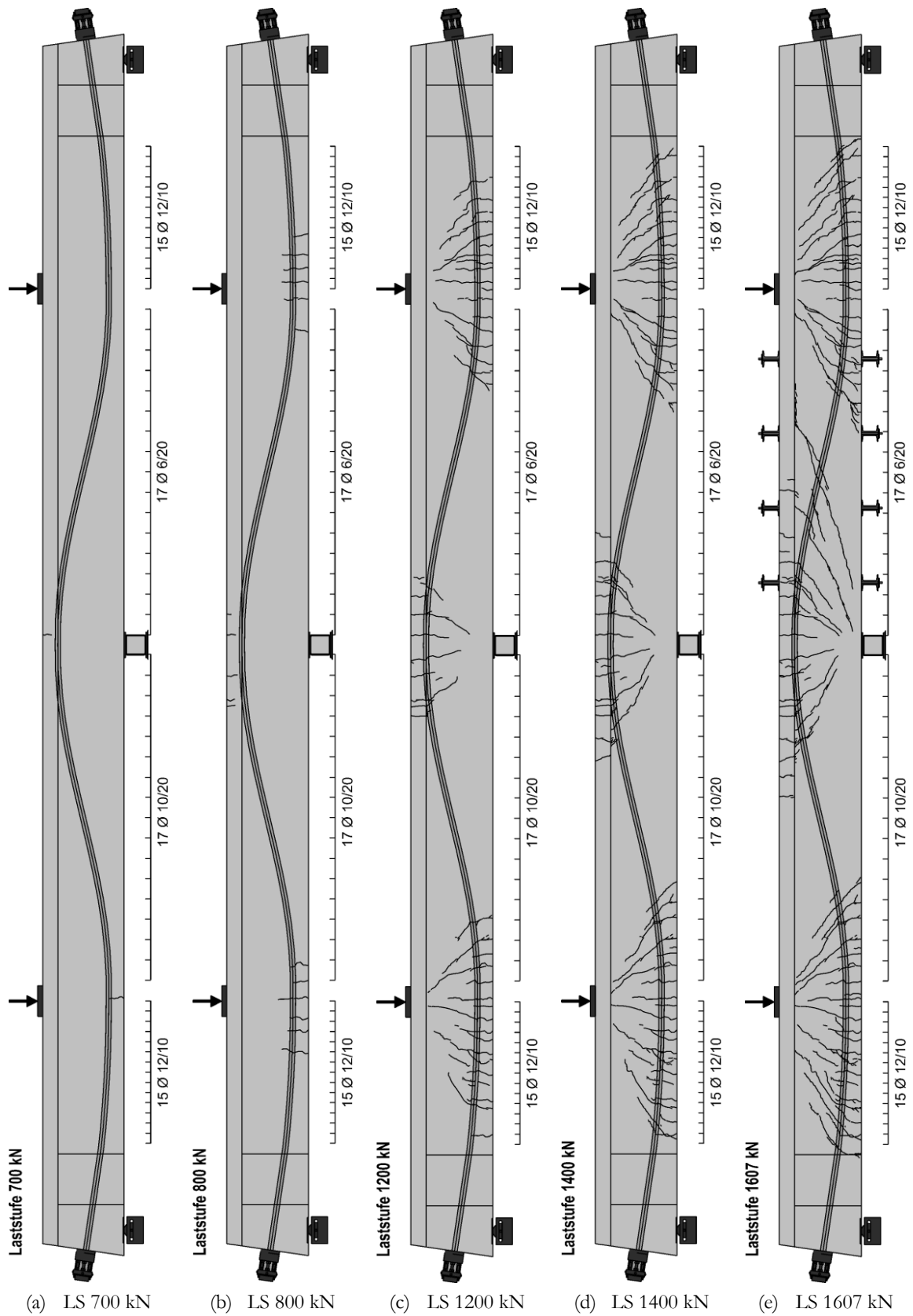


Bild A 1-67: Rissbilder des Versuchsträgers DLT 2 für ausgewählte Laststufen, Teil 1

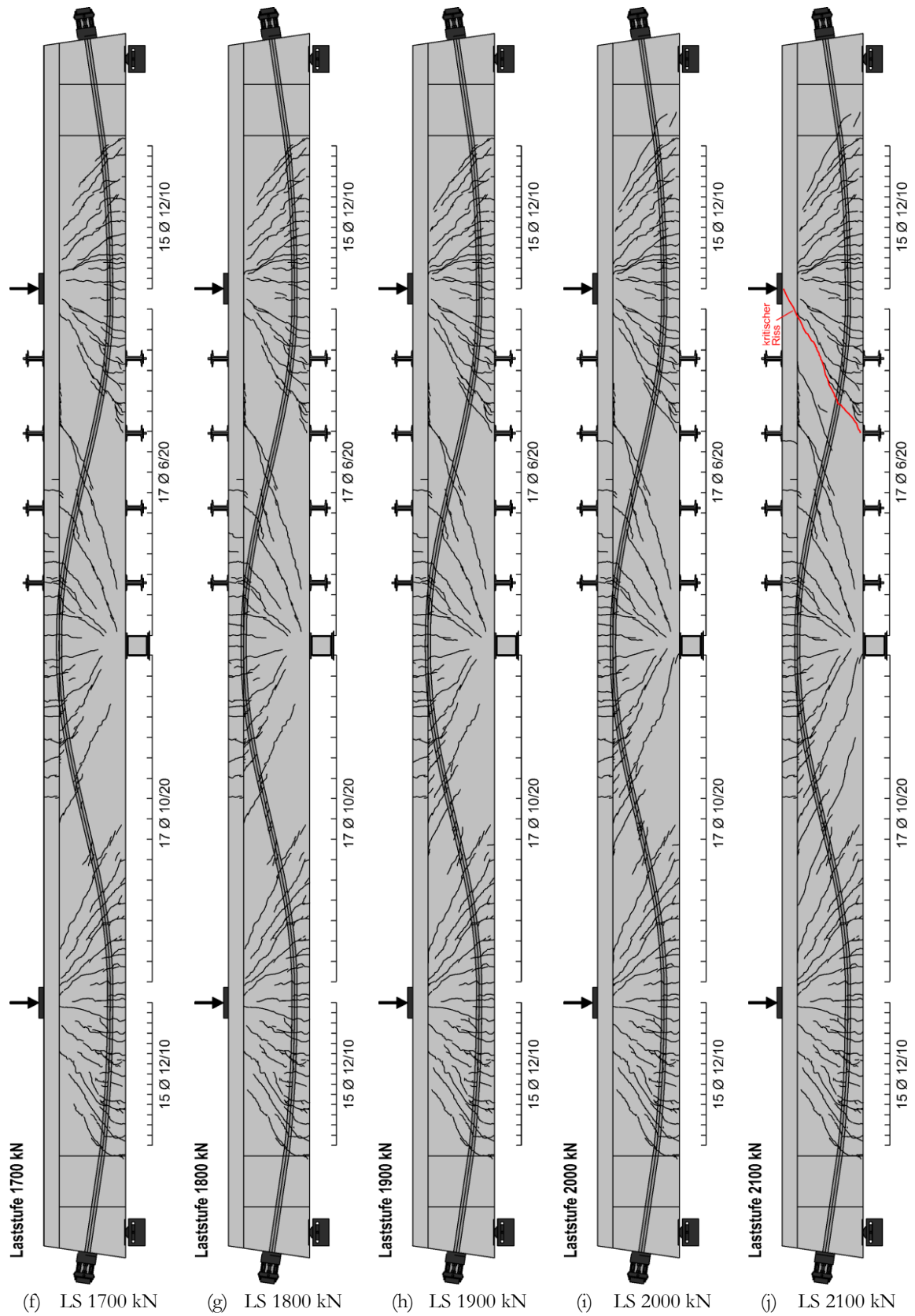


Bild A 1-68: Rissbilder des Versuchsträgers DLT 2 für ausgewählte Laststufen, Teil 2

A1.7.3 Versuchsträger DLT 3

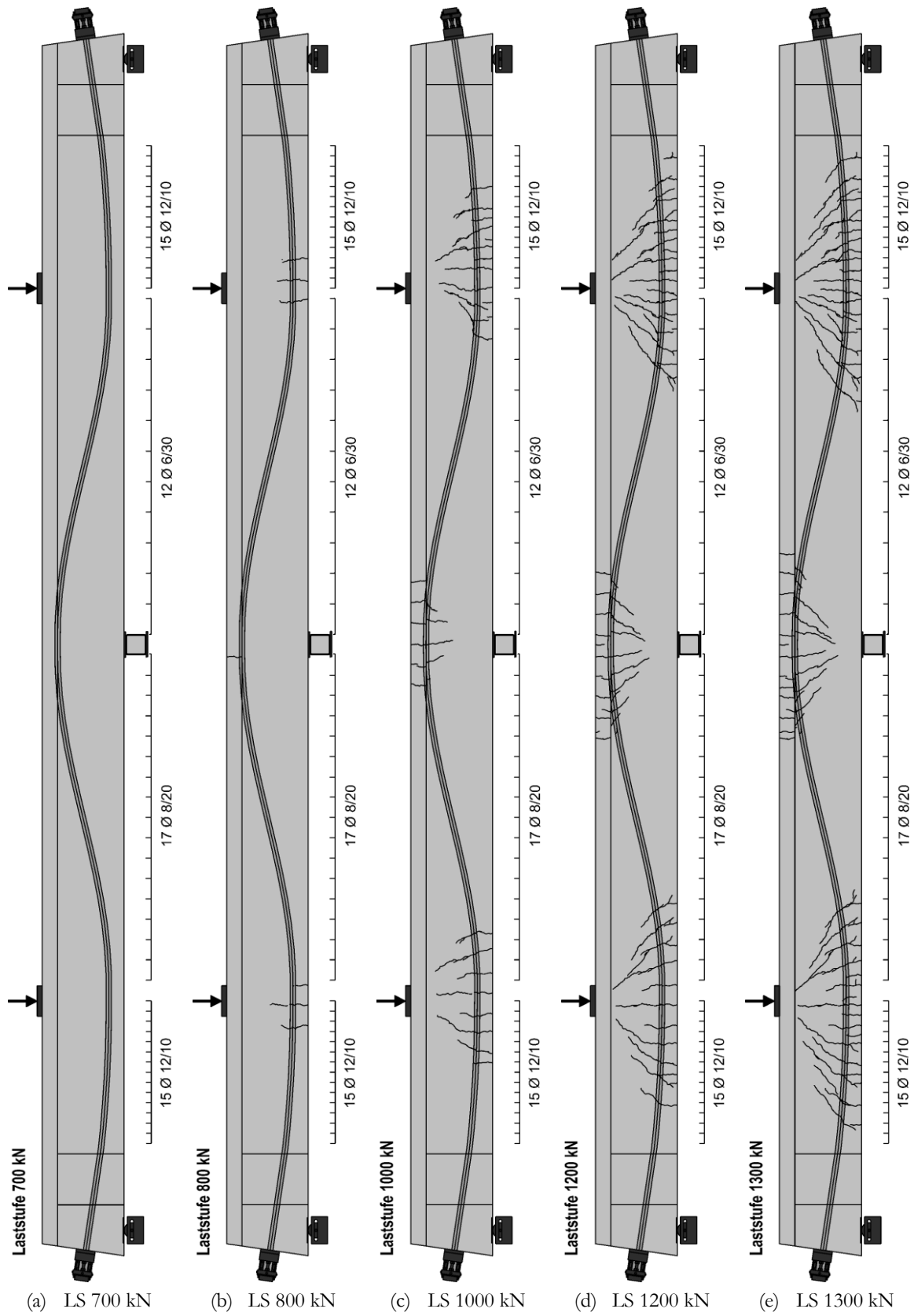


Bild A 1-69: Rissbilder des Versuchsträgers DLT 3 für ausgewählte Laststufen, Teil 1

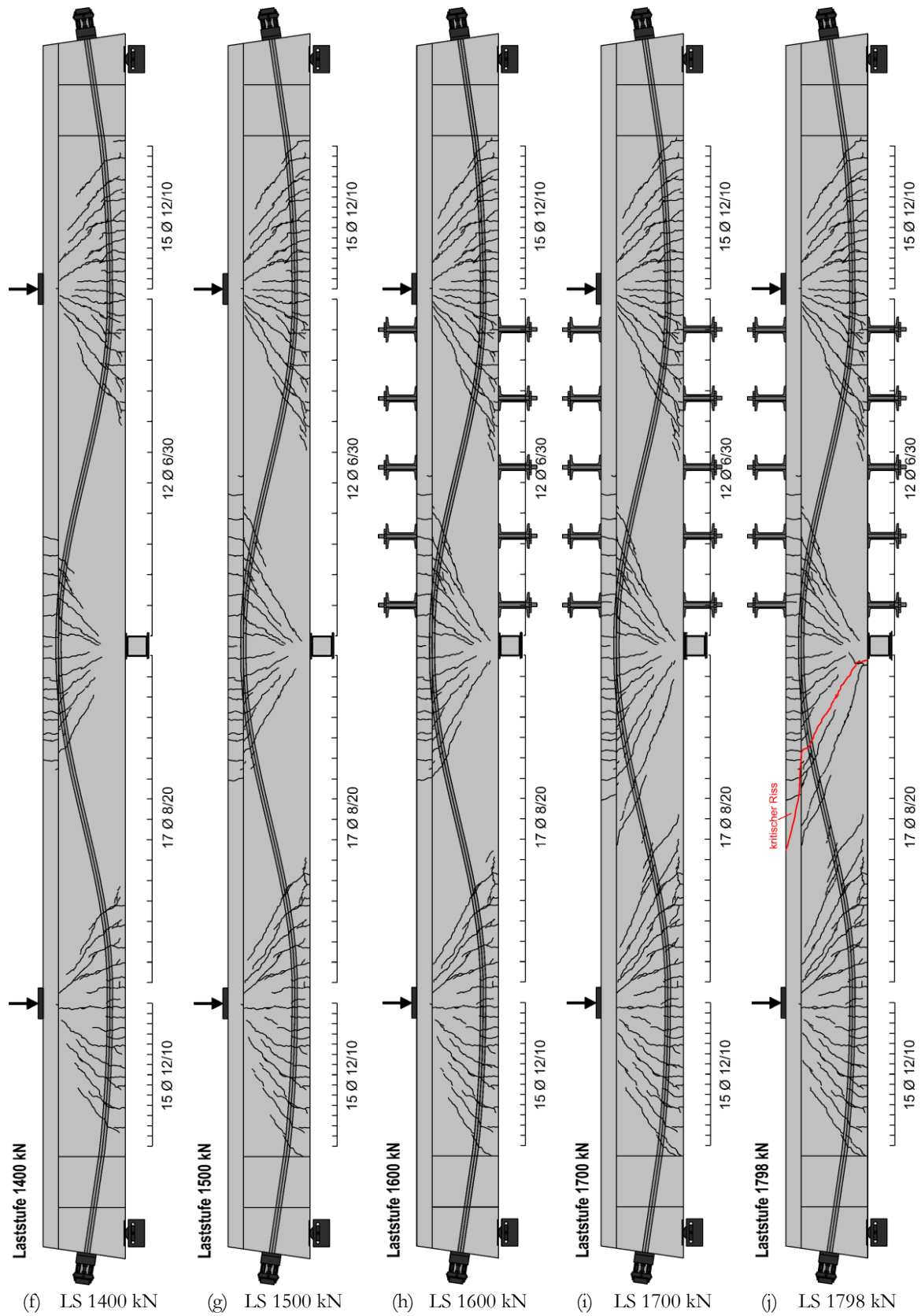


Bild A 1-70: Rissbilder des Versuchsträgers DLT 3 für ausgewählte Laststufen, Teil 2

A1.7.4 Versuchsträger DLT 4

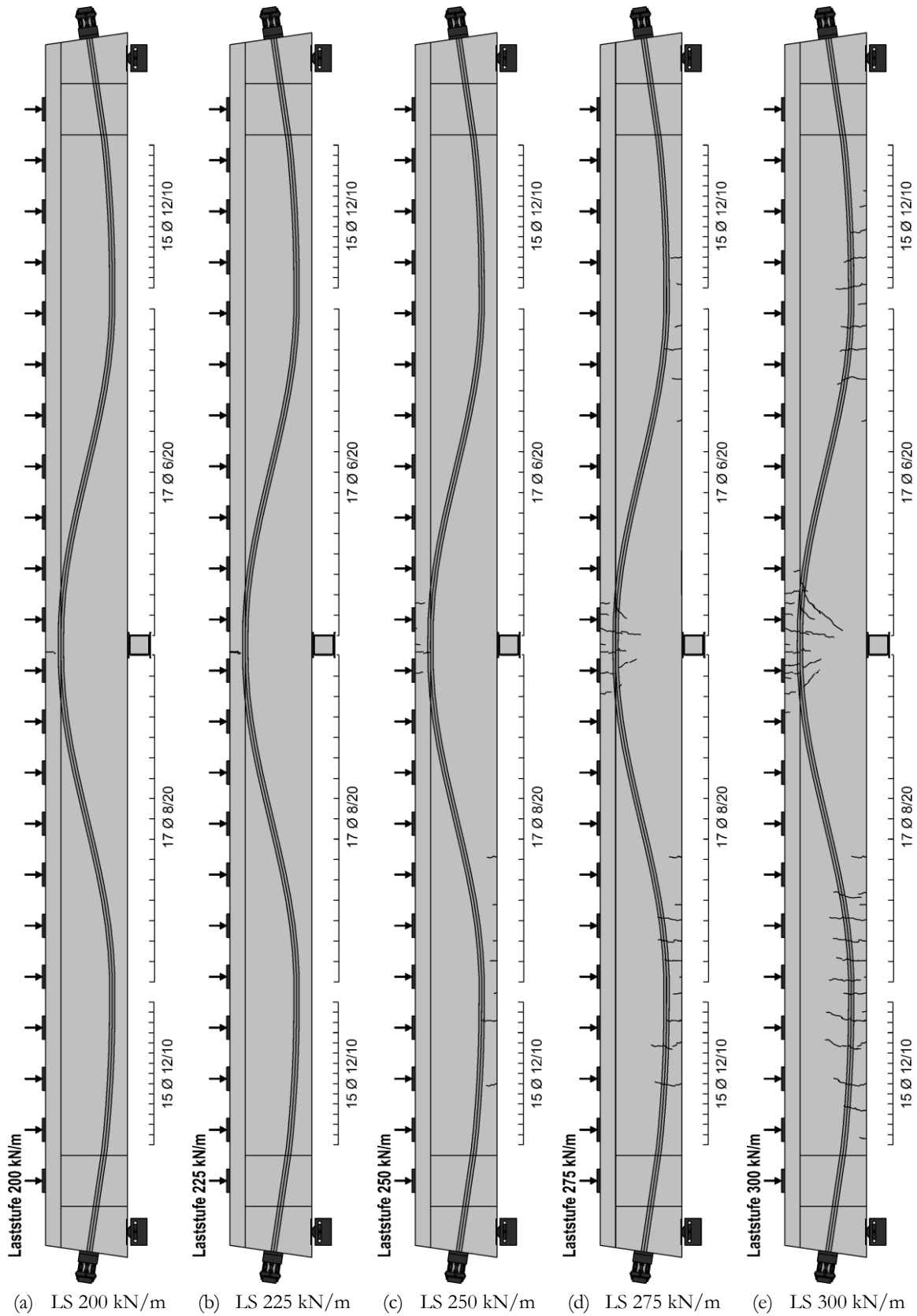


Bild A 1-71: Rissbilder des Versuchsträgers DLT 4 für ausgewählte Laststufen, Teil 1

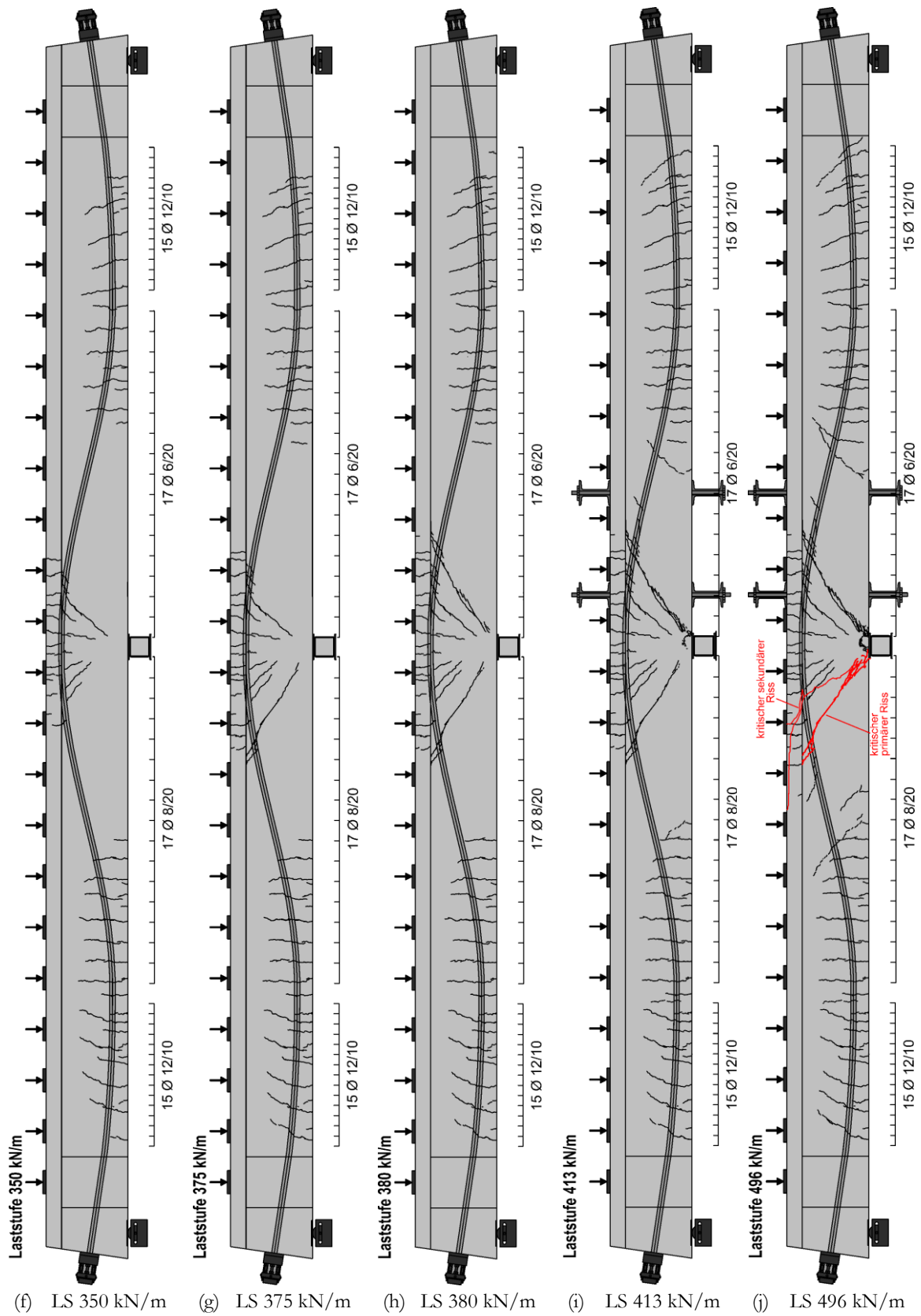
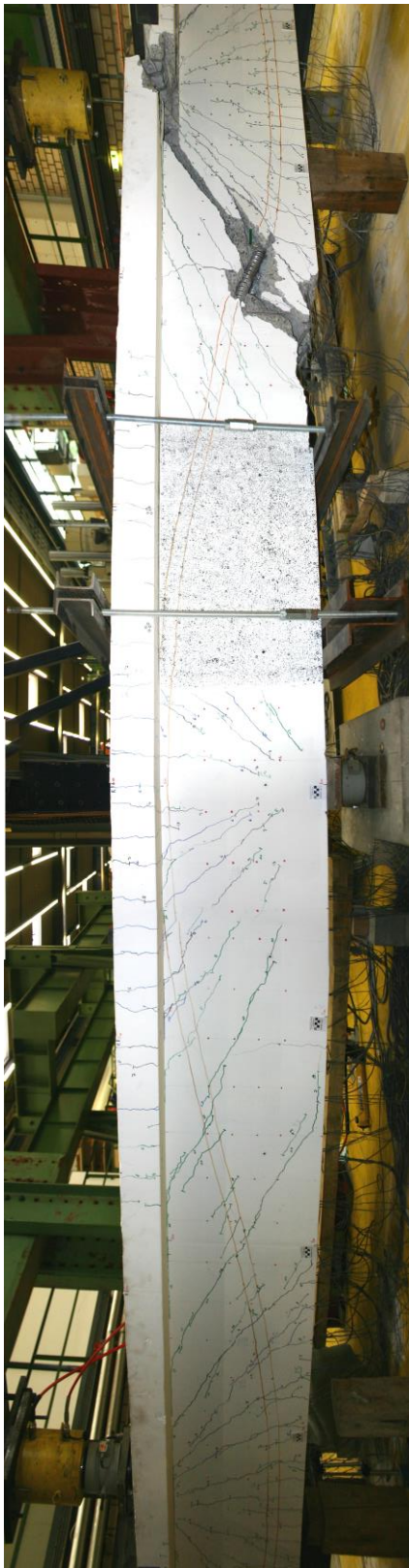
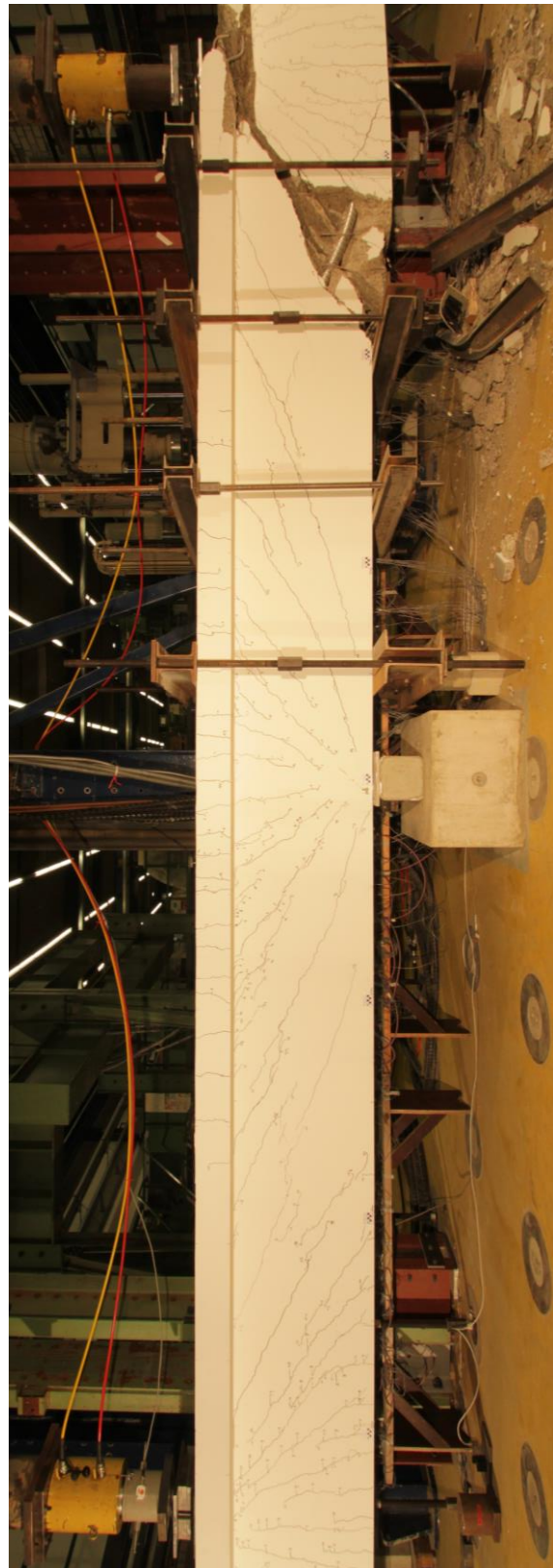


Bild A 1-72: Rissbilder des Versuchsträgers DLT 4 für ausgewählte Laststufen, Teil 2

A1.8 Bruchbilder



(a) Versuchsträger DLT 1



(b) Versuchsträger DLT 2

Bild A 1-73: Foto der Versuchsträger DLT 1 (a) und DLT 2 (b) im Bruchzustand; dargestellt ist der Balkenbereich im Abstand von ca. 4,0 m links und rechts der Innenstütze



(a) Versuchsträger DLT 3



(b) Versuchsträger DLT 4

Bild A 1-74: Foto der Versuchsträger DLT 3 (a) und DLT 4 (b) im Bruchzustand; dargestellt ist der Balkenbereich im Abstand von ca. 4,0 m links und rechts der Innenstütze

A1.9 Numerische Spannungswerte für ausgewählte Laststufen

A1.9.1 Versuchsträger DLT 1

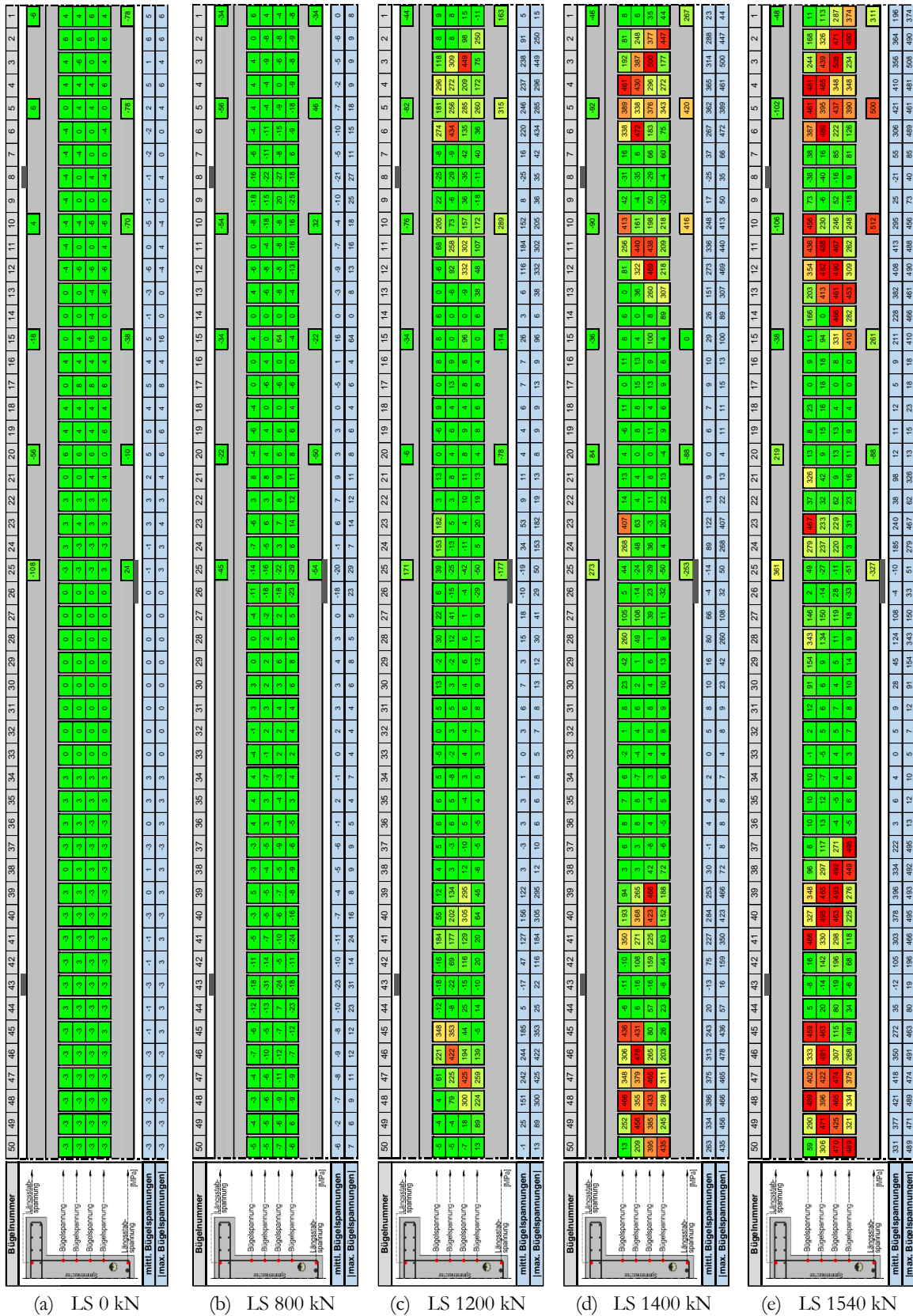


Bild A 1-75: Betonstahlspannungen des Versuchsträgers DLT 1 für ausgewählte Laststufen, Teil 1

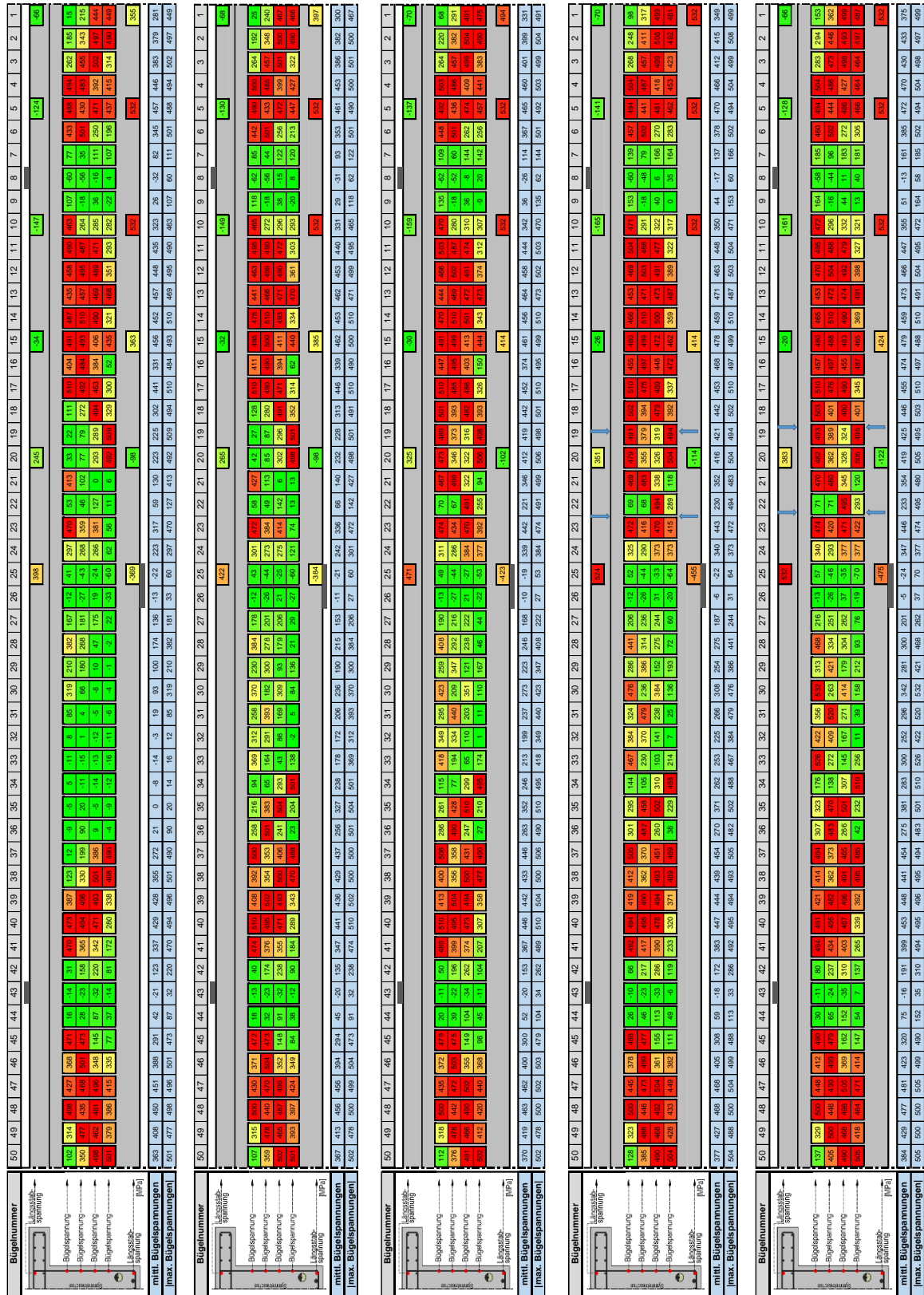


Bild A 1-76: Betonstahlspannungen des Versuchsträgers DLT 1 für ausgewählte Laststufen, Teil 2

A1.9.2 Versuchsträger DLT 2

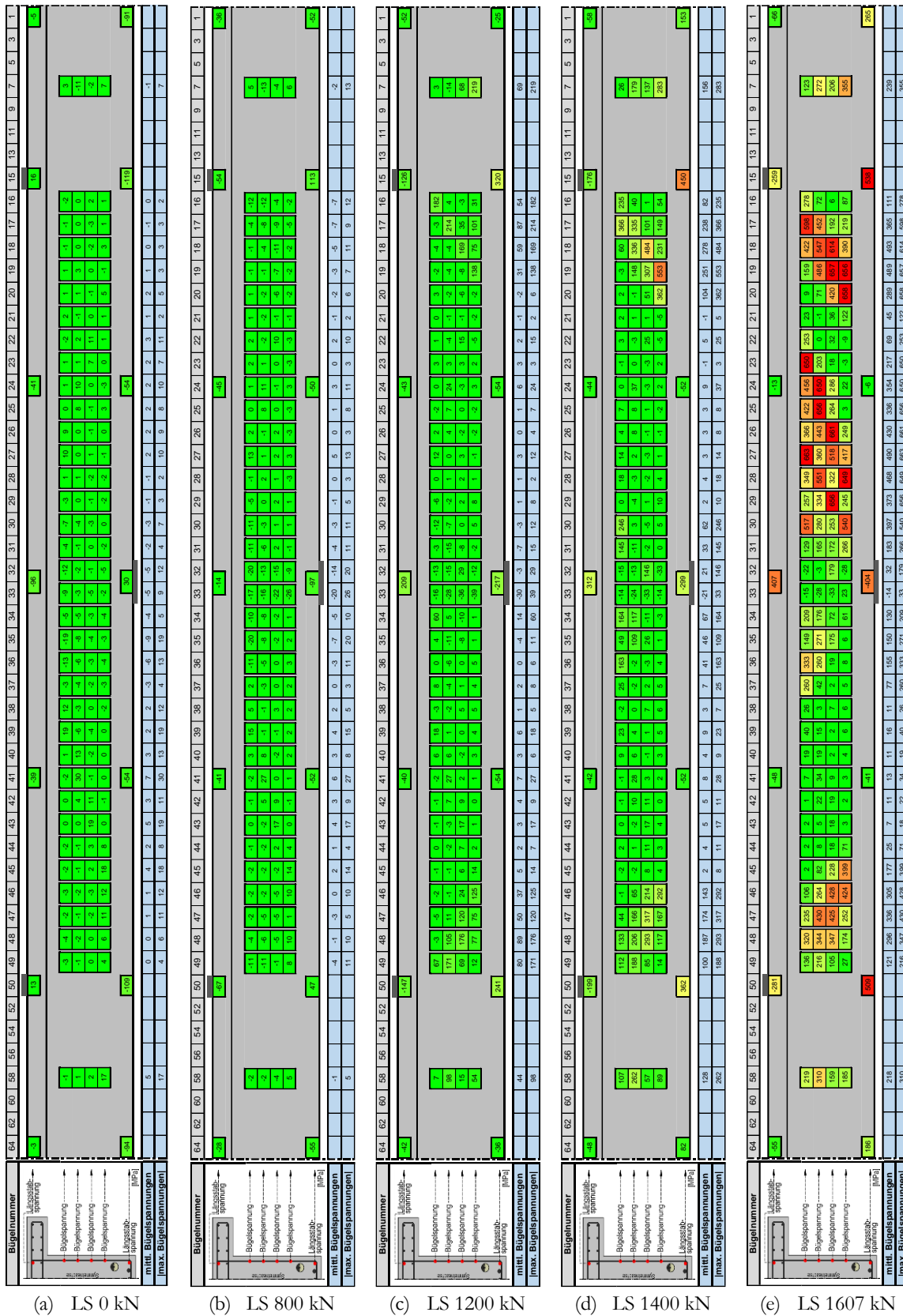


Bild A 1-77: Betonstahlspannungen des Versuchsträgers DLT 2 für ausgewählte Laststufen, Teil 1

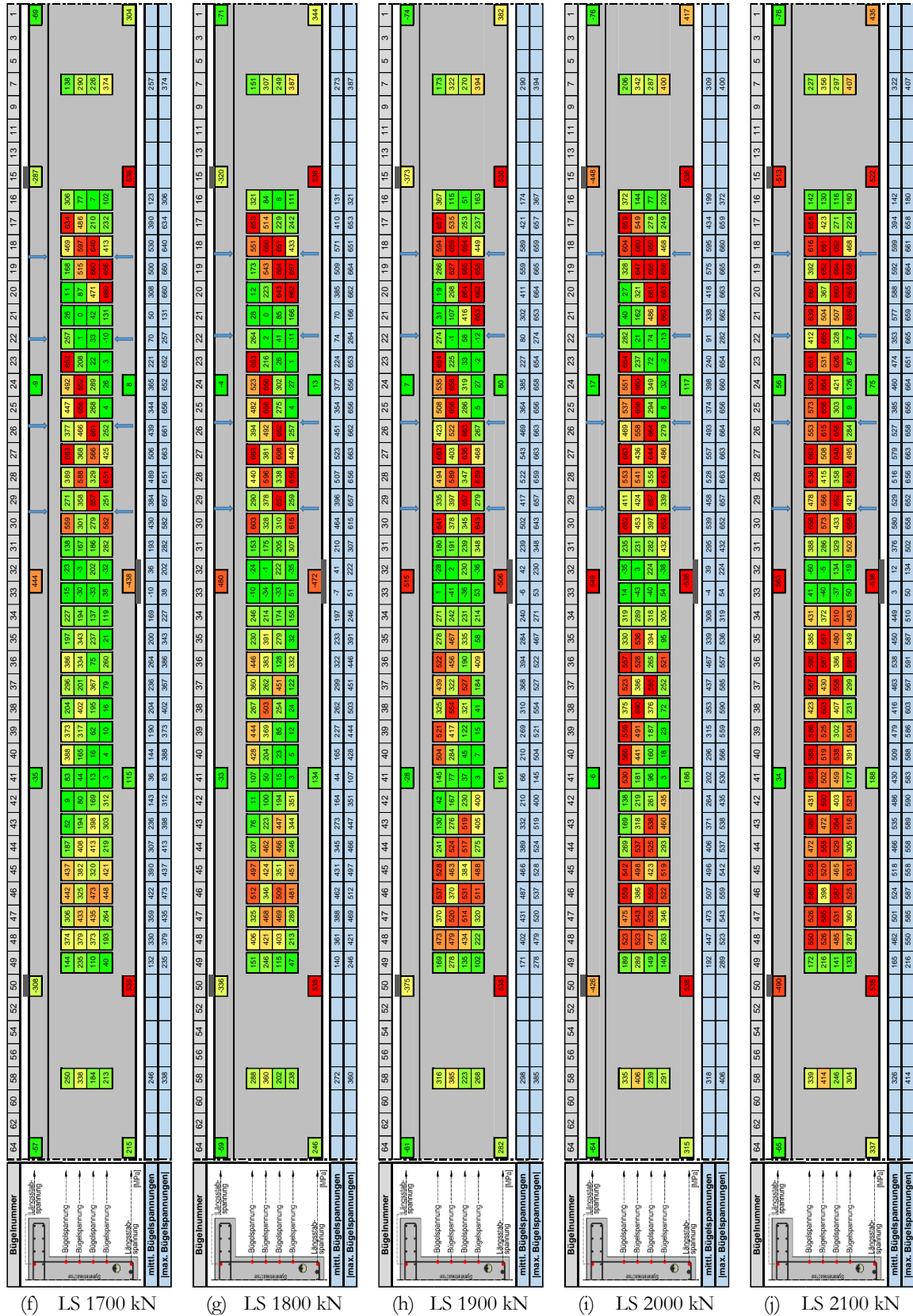


Bild A 1-78: Betonstahlspannungen des Versuchsträgers DLT 2 für ausgewählte Laststufen, Teil 2

A1.9.3 Versuchsträger DLT 3

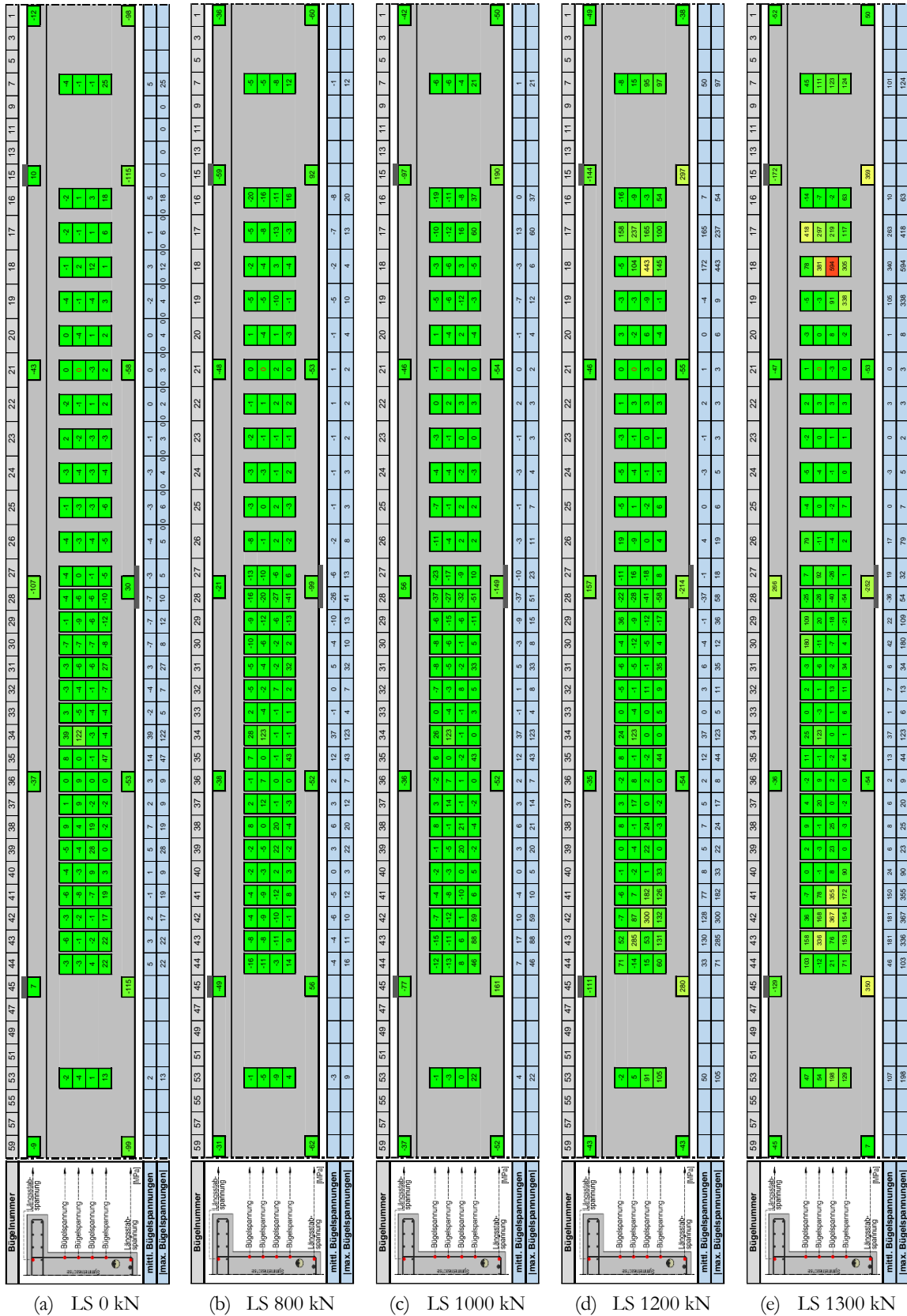


Bild A 1-79: Betonstahlspannungen des Versuchsträgers DLT 3 für ausgewählte Laststufen, Teil 1

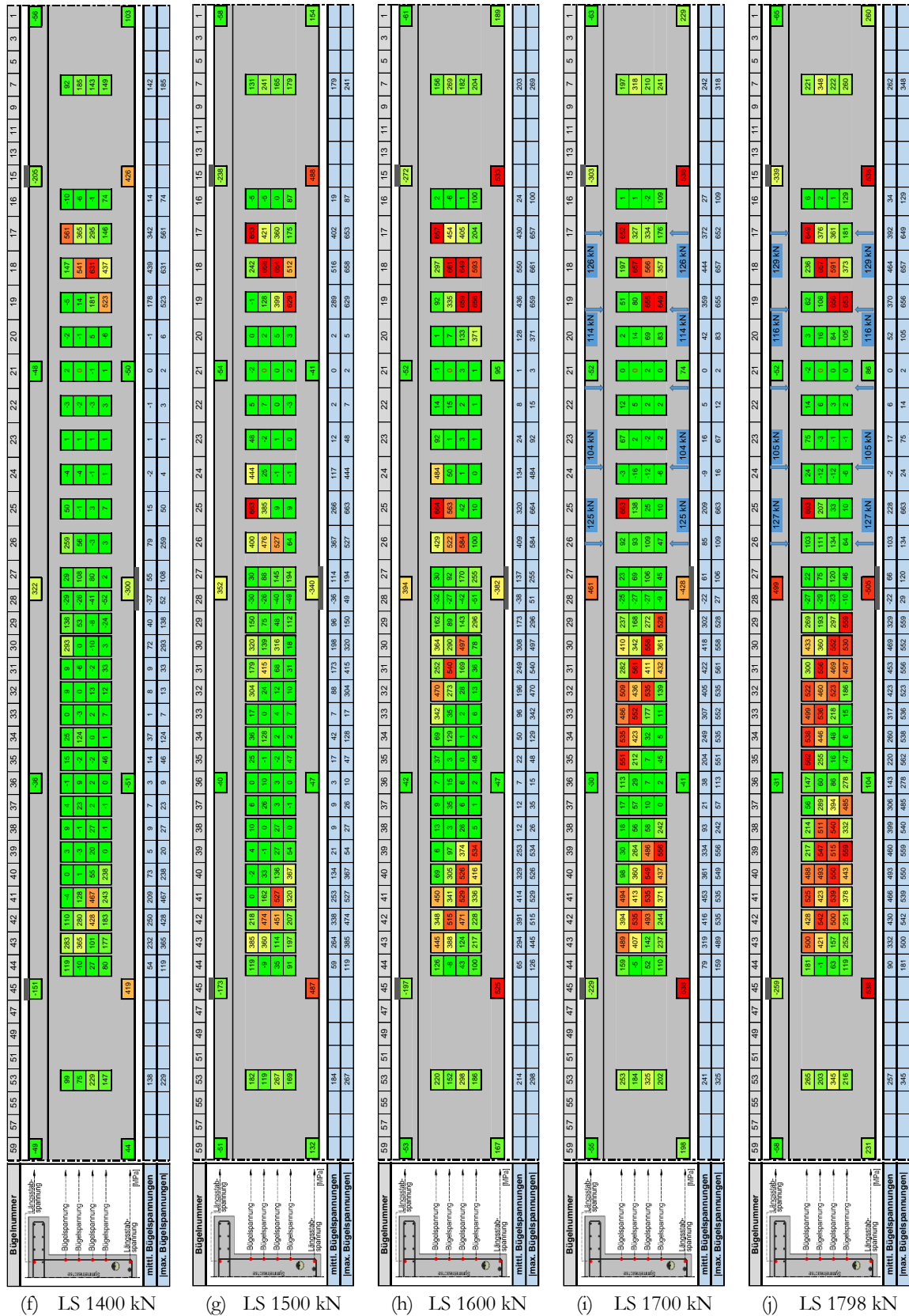
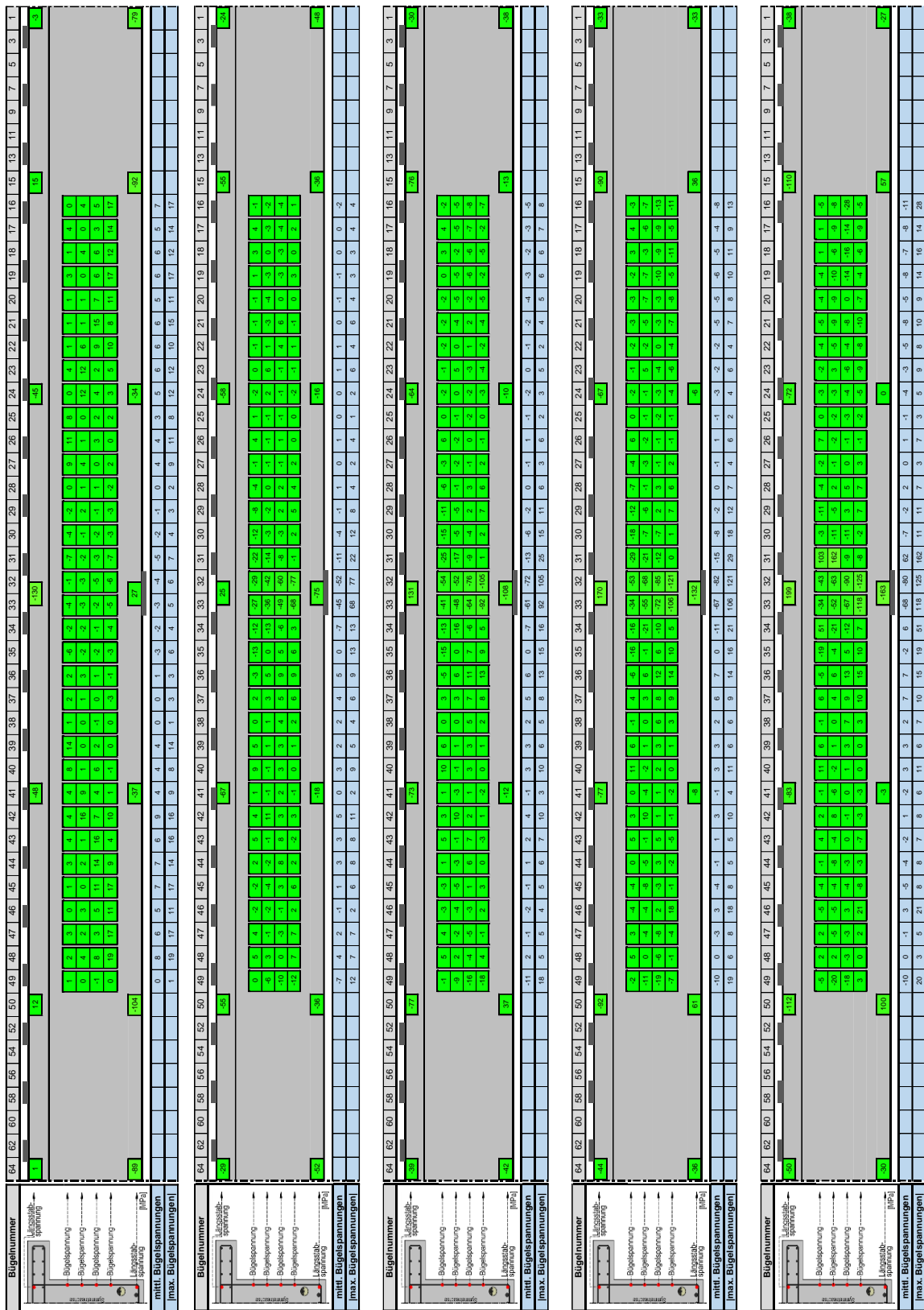


Bild A 1-80: Betonstahlspannungen des Versuchsträgers DLT 3 für ausgewählte Laststufen, Teil 2

A1.9.4 Versuchsträger DLT 4



(a) LS 0 kN/m (b) LS 200 kN/m (c) LS 250 kN/m (d) LS 275 kN/m (e) LS 300 kN/m

Bild A 1-81: Betonstahlspannungen des Versuchsträgers DLT 4 für ausgewählte Laststufen, Teil 1

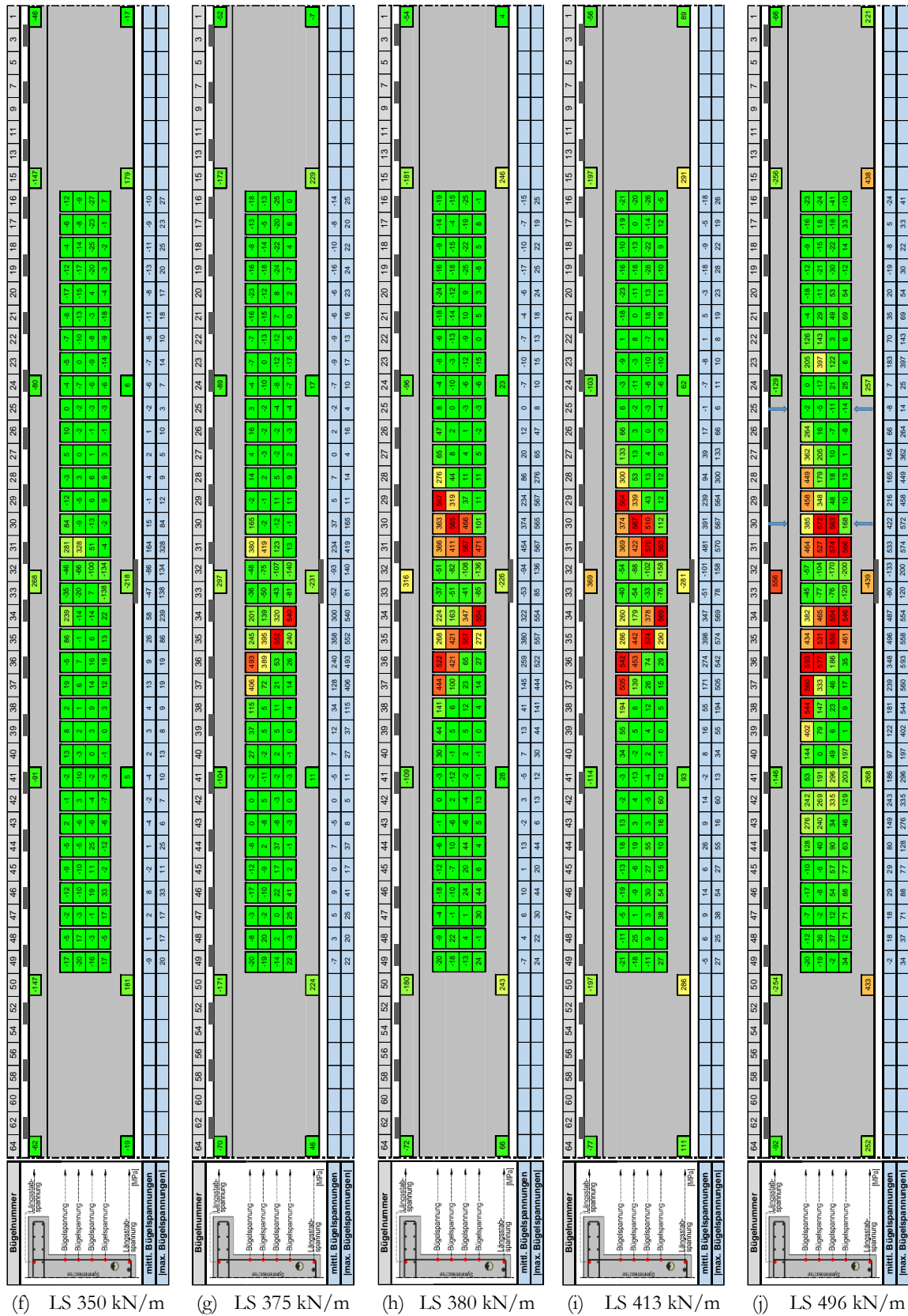


Bild A 1-82: Betonstahlspannungen des Versuchsträgers DLT 4 für ausgewählte Laststufen, Teil 2

A1.10 Bügelspannungen für ausgewählte Laststufen

A1.10.1 Versuchsträger DLT 1

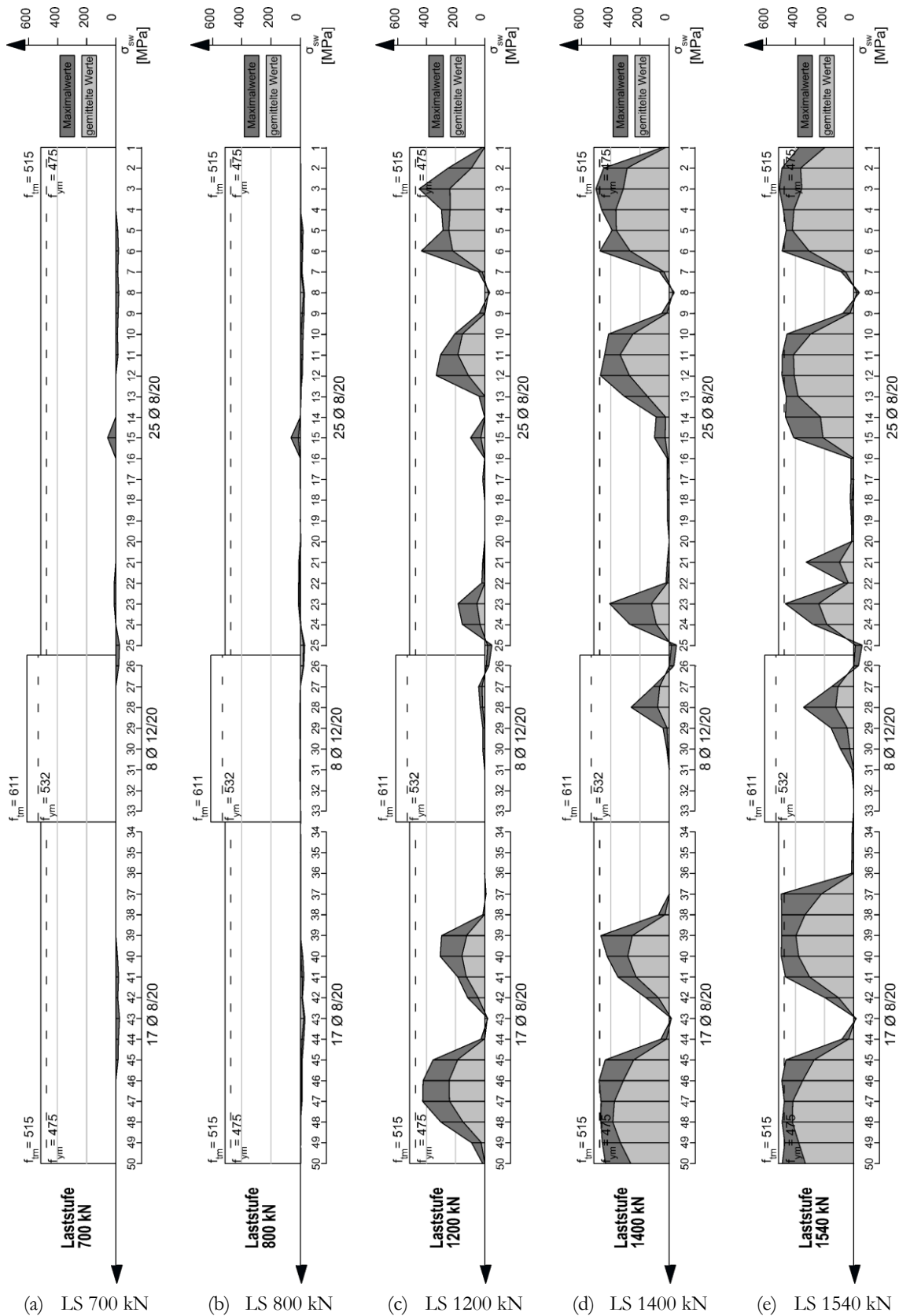


Bild A 1-83: Bügelspannungen des Versuchsträgers DLT 1 für ausgewählte Laststufen, Teil 1

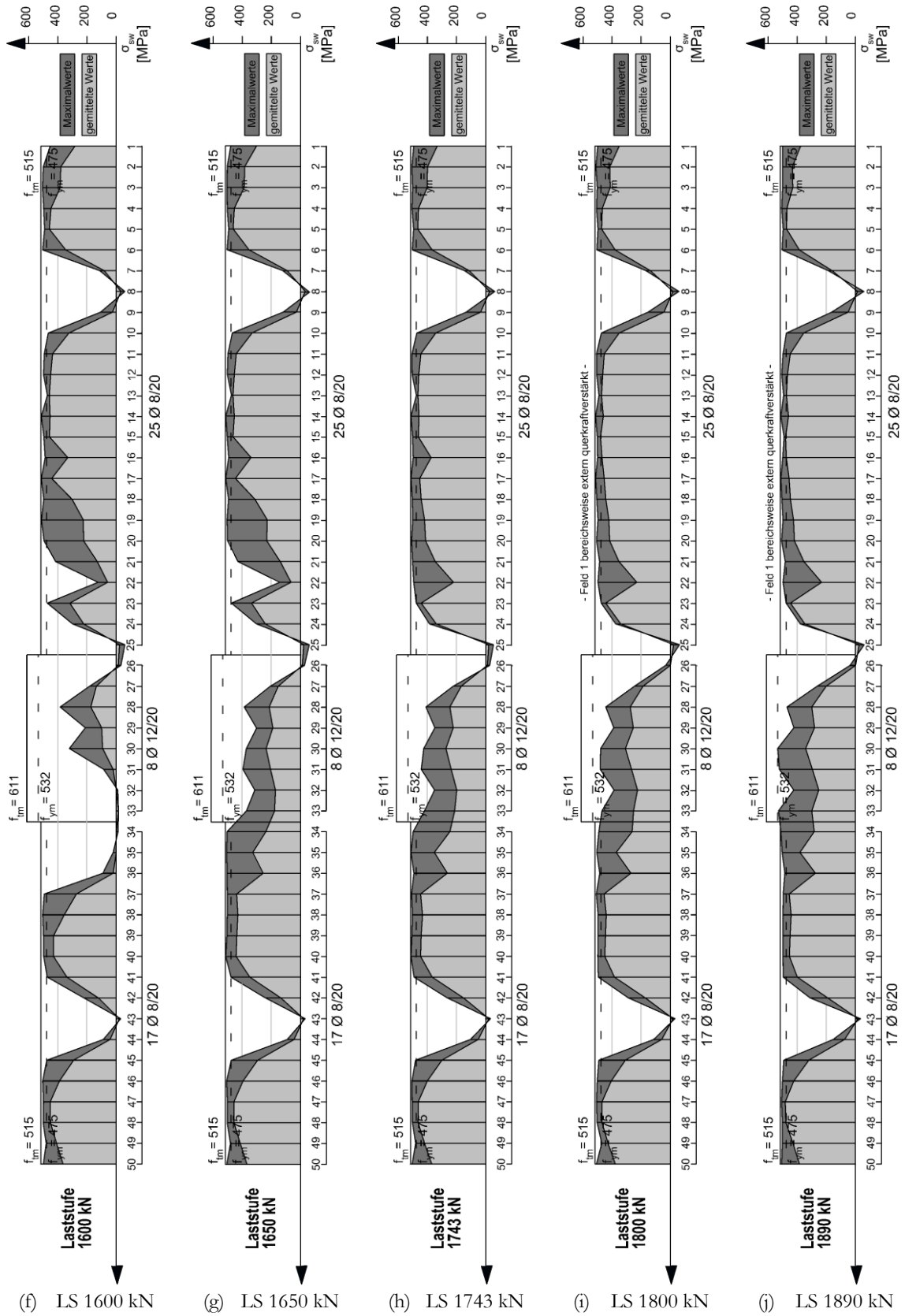


Bild A 1-84: Bügelspannungen des Versuchsträgers DLT 1 für ausgewählte Laststufen, Teil 2

A1.10.2 Versuchsträger DLT 2

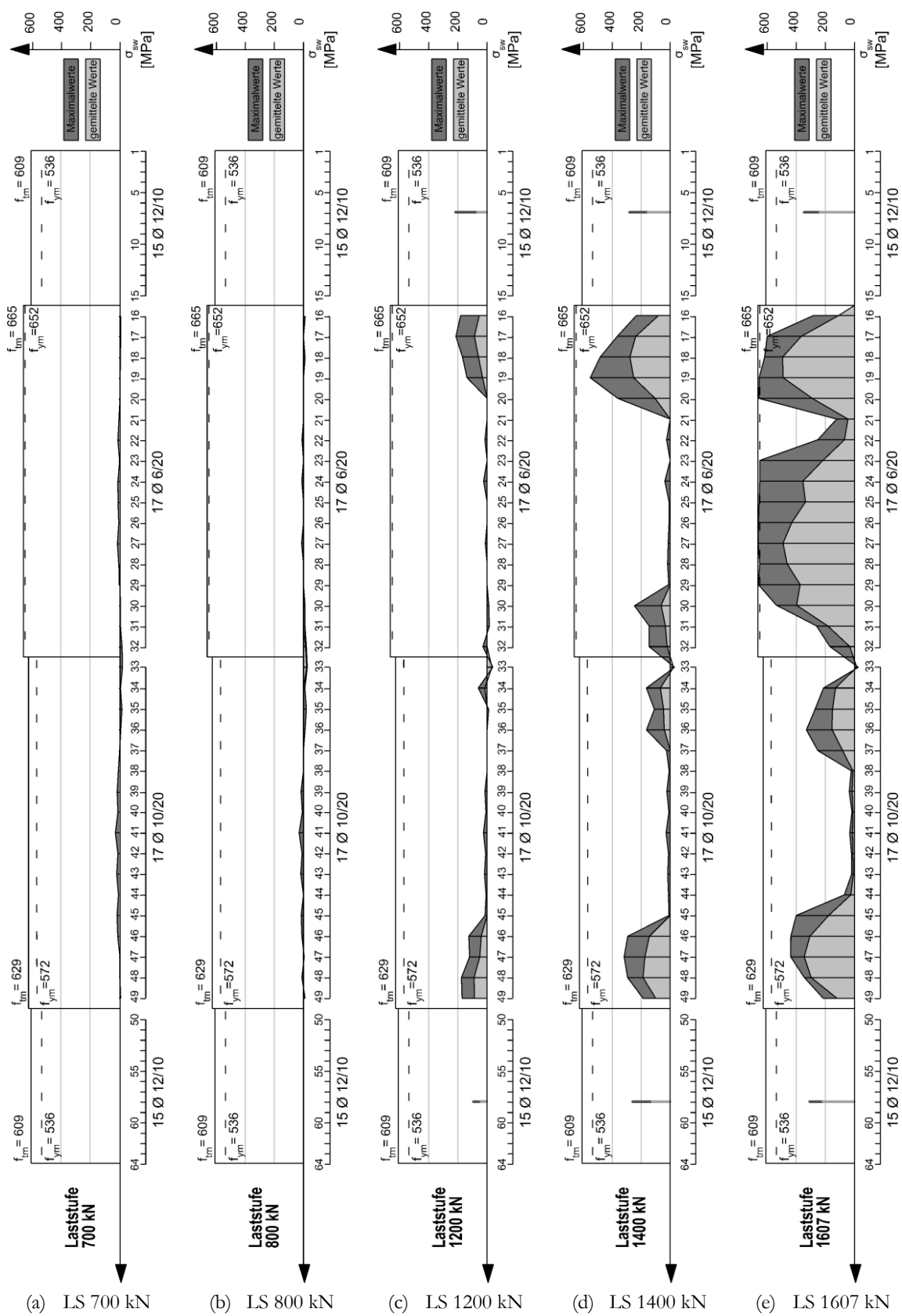


Bild A 1-85: Bügelspannungen des Versuchsträgers DLT 2 für ausgewählte Laststufen, Teil 1

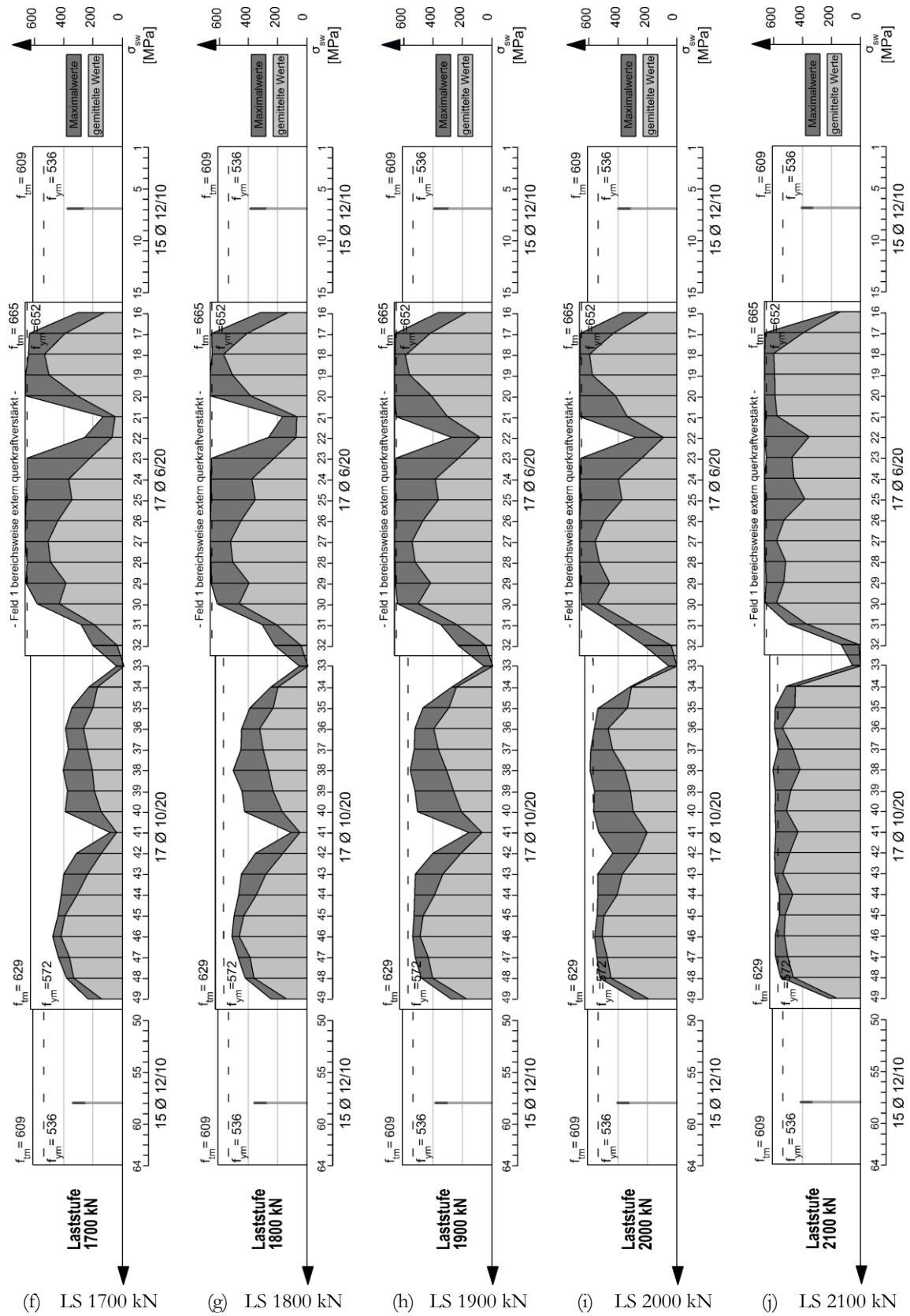


Bild A 1-86: BÜGELSPANNUNGEN DES VERSUCHSTRÄGERS DLT 2 FÜR AUSGEWÄHLTE LASTSTUFEN, TEIL 2

A1.10.3 Versuchsträger DLT 3

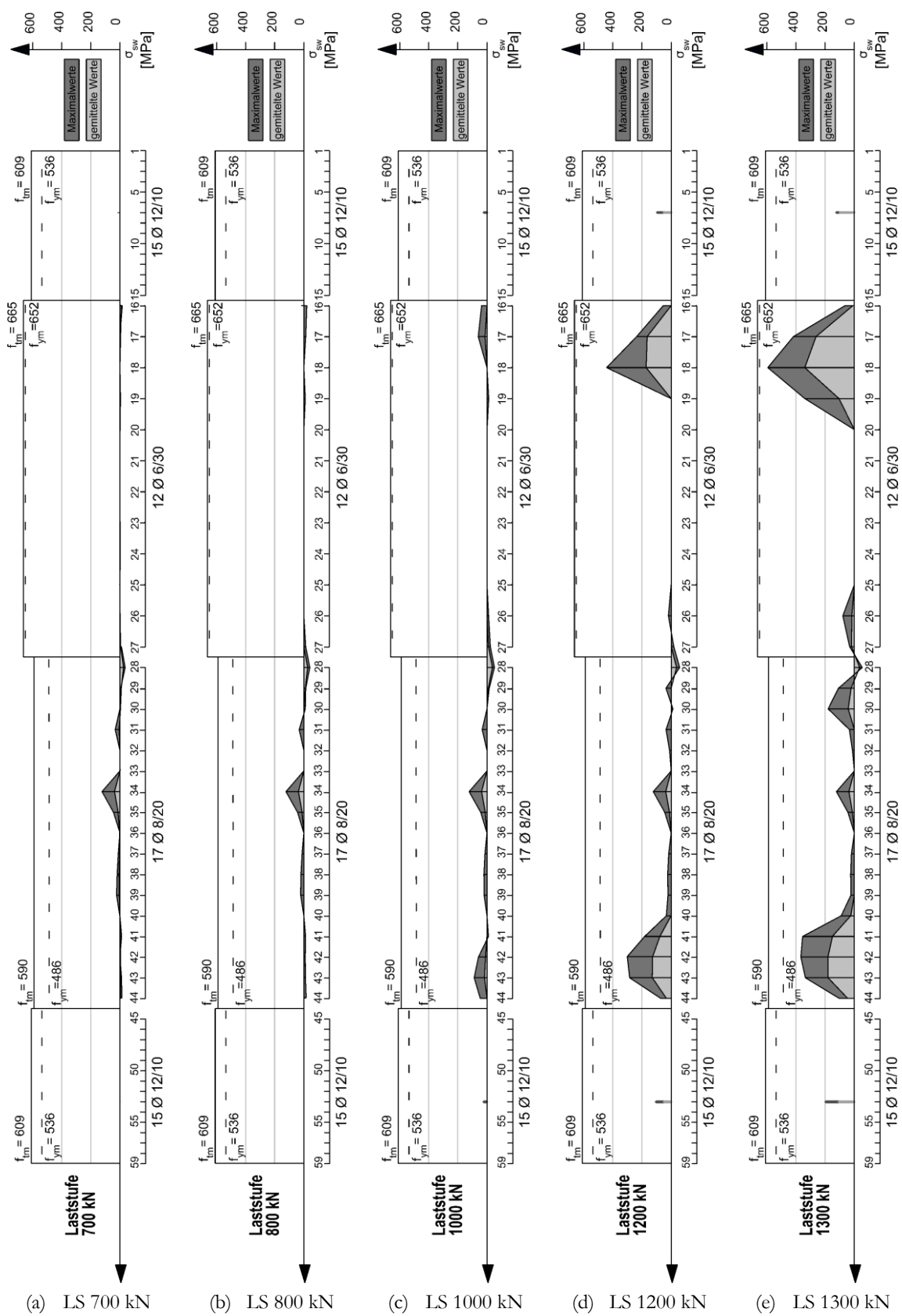


Bild A 1-87: Bügelspannungen des Versuchsträgers DLT 3 für ausgewählte Laststufen, Teil 1

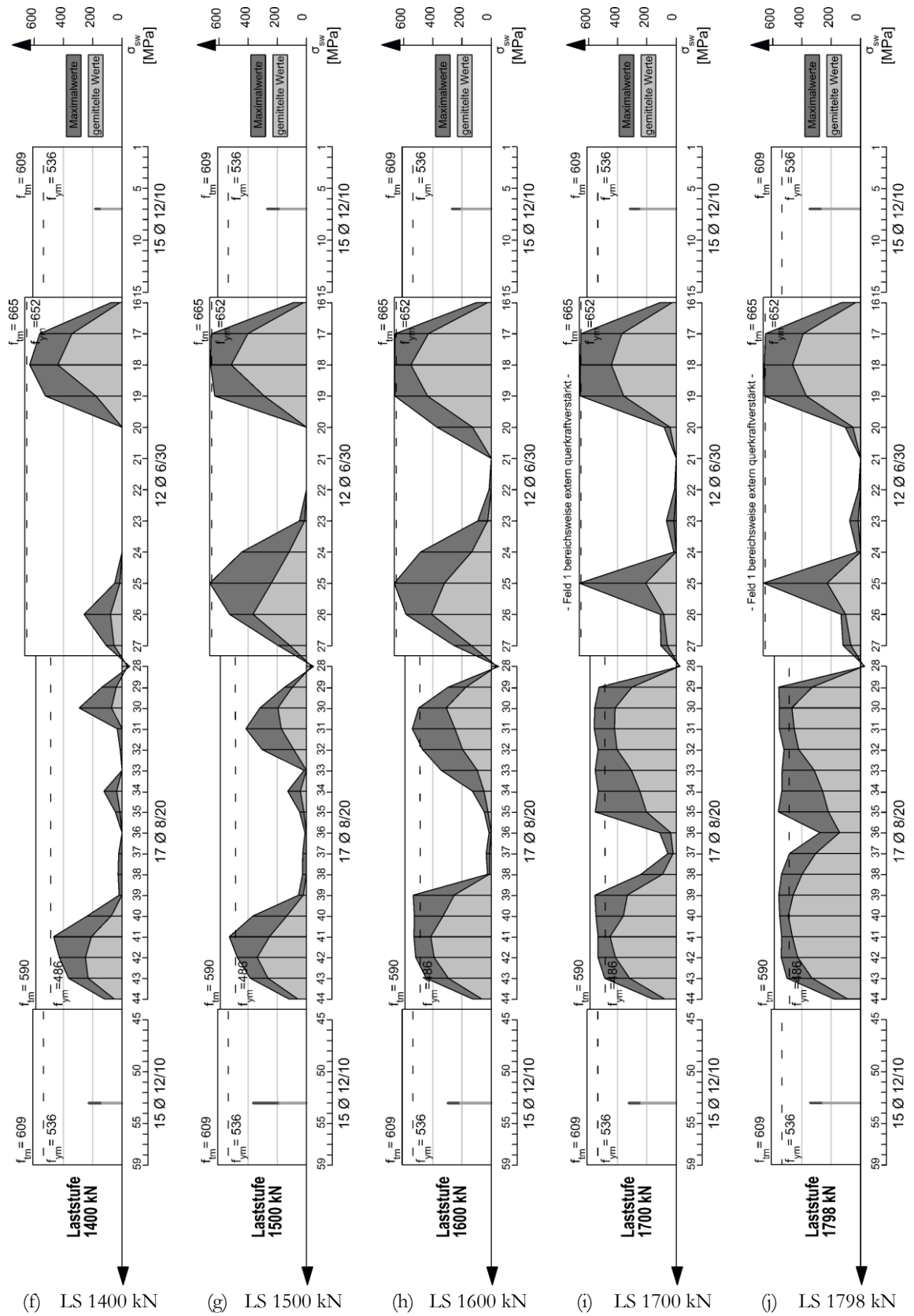


Bild A 1-88: BÜGELSPANNUNGEN DES VERSUCHSTRÄGERS DLT 3 FÜR AUSGEWÄHLTE LASTSTUFEN, TEIL 2

A1.10.4 Versuchsträger DLT 4

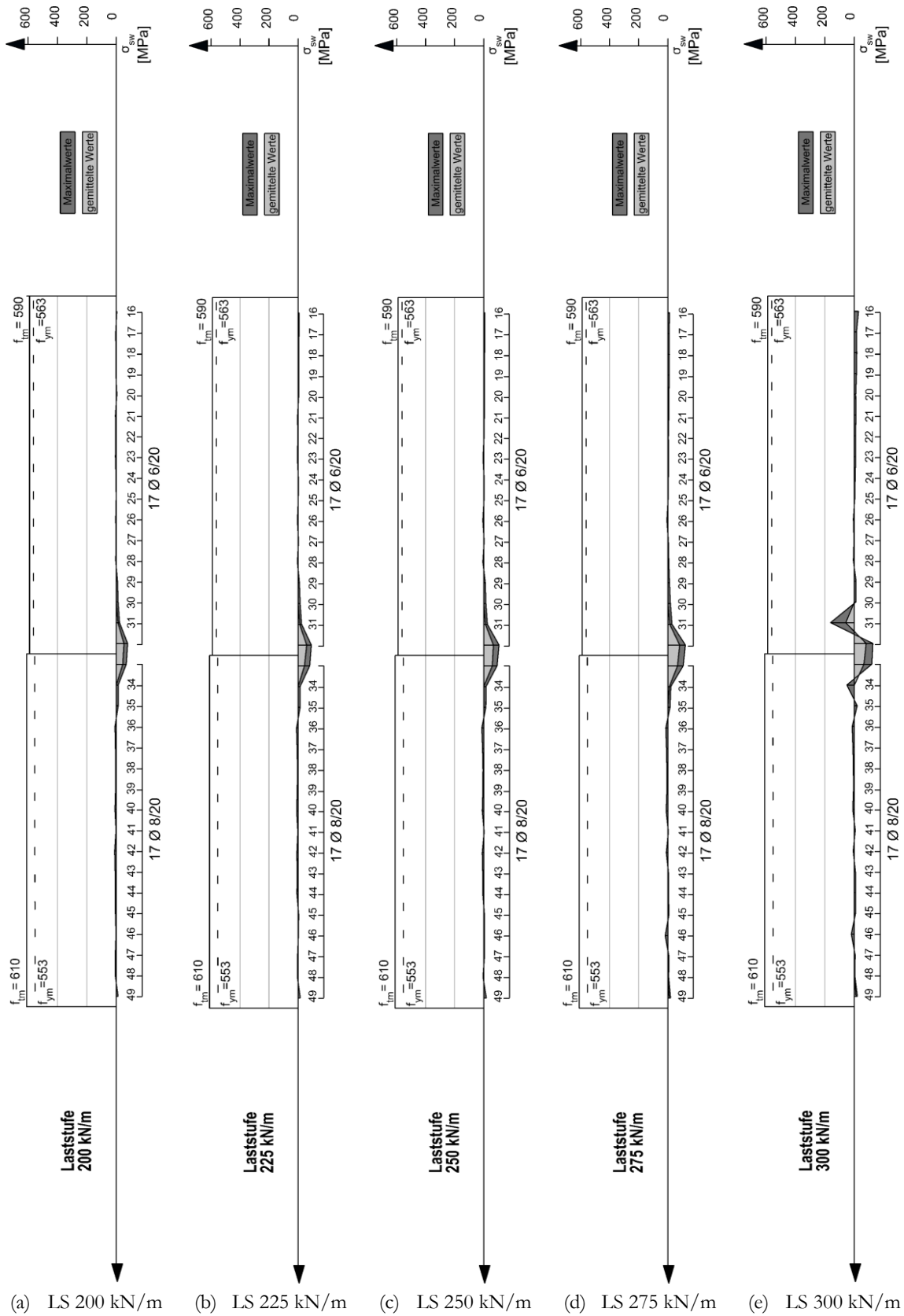


Bild A 1-89: Bügelspannungen des Versuchsträgers DLT 4 für ausgewählte Laststufen, Teil 1

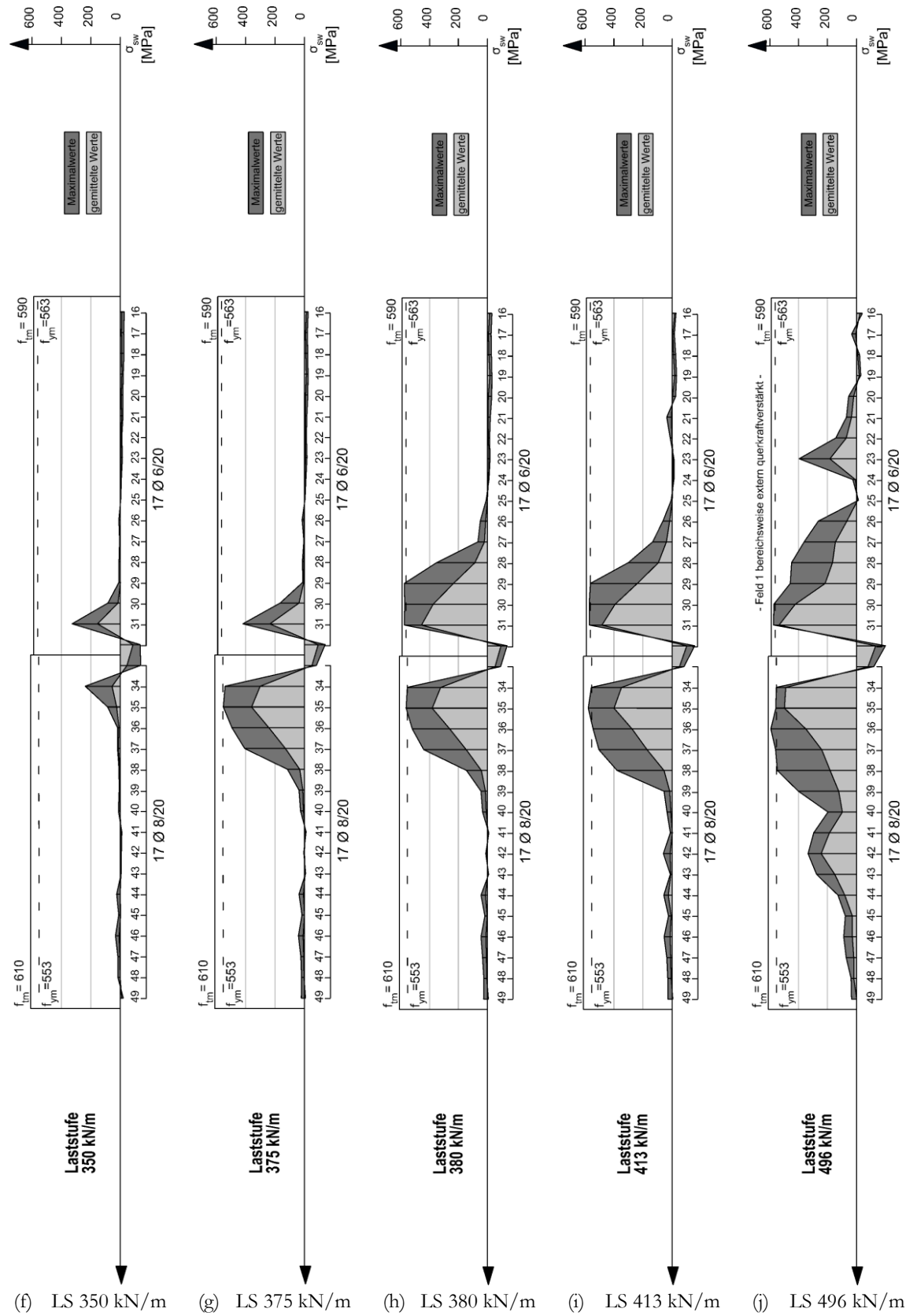


Bild A 1-90: BÜGELSPANNUNGEN DES VERSUCHSTRÄGERS DLT 4 FÜR AUSGEWÄHLTE LASTSTUFEN, TEIL 2

A1.11 Dehnungen der Längsbewehrung für ausgewählte Laststufen

A1.11.1 Versuchsträger DLT 1

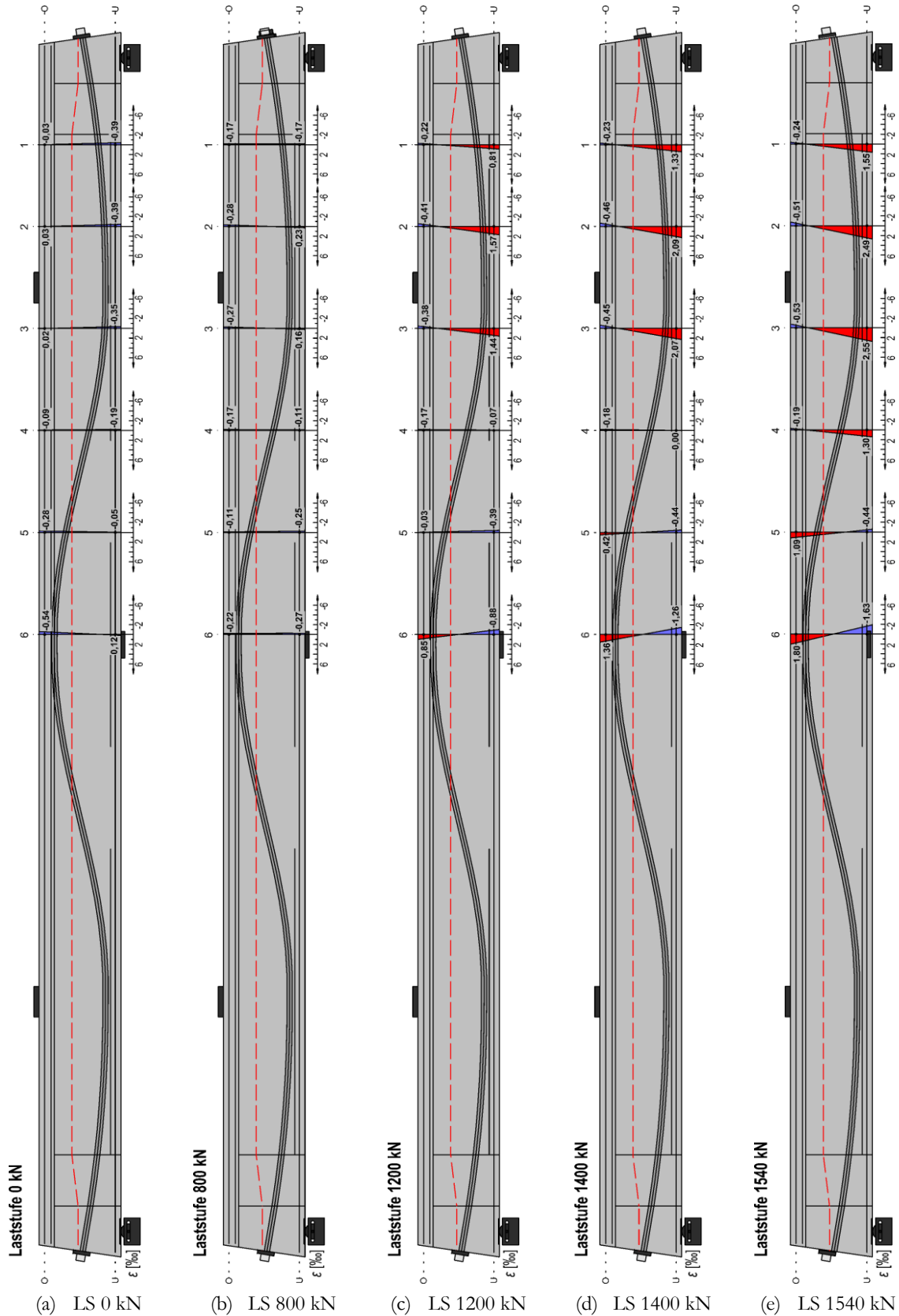


Bild A 1-91: Dehnungen der Längsbewehrung des Versuchsträgers DLT 1 für ausgewählte Laststufen, Teil 1

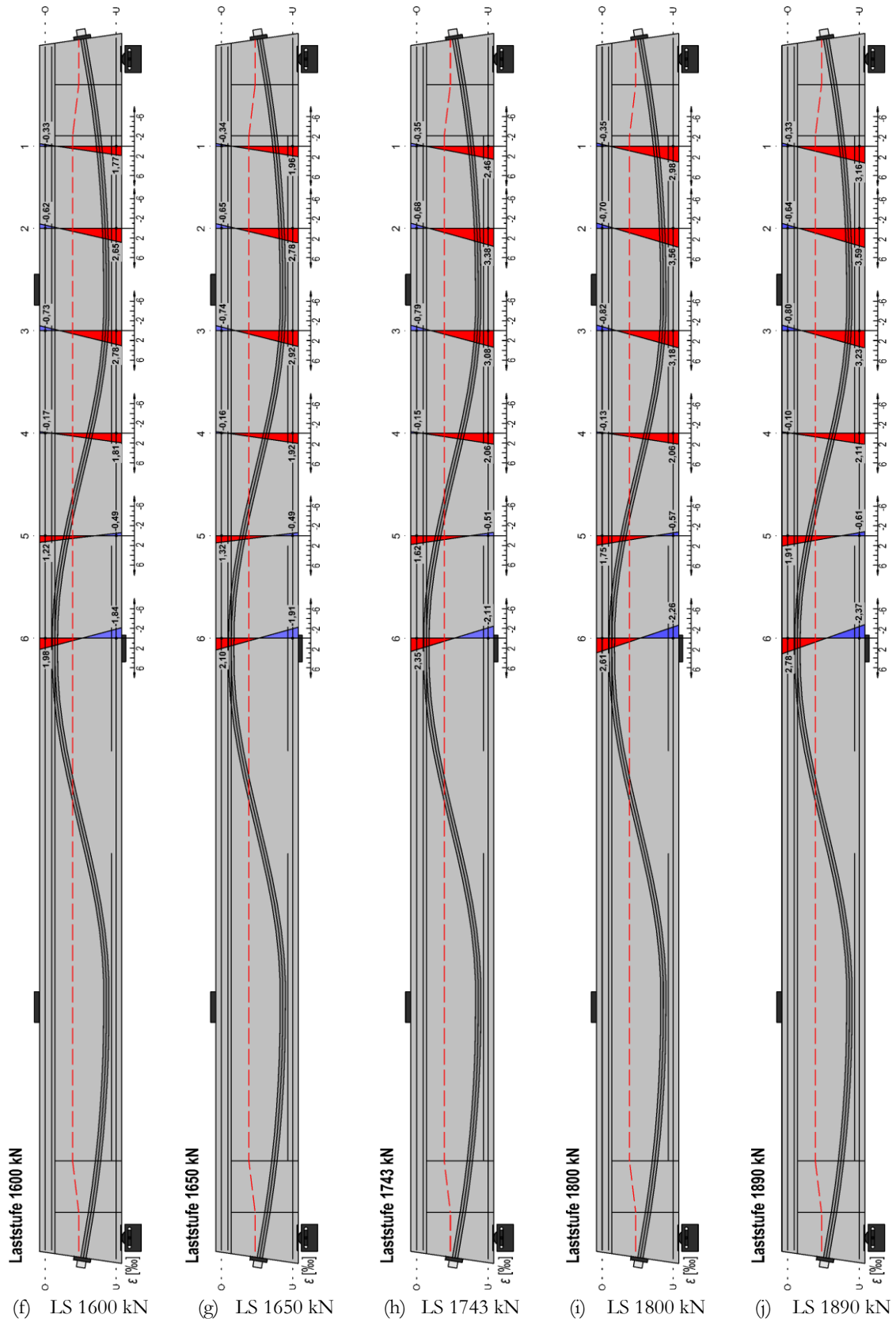


Bild A 1-92: Dehnungen der Längsbewehrung des Versuchsträgers DLT 1 für ausgewählte Laststufen, Teil 2

A1.11.2 Versuchsträger DLT 2

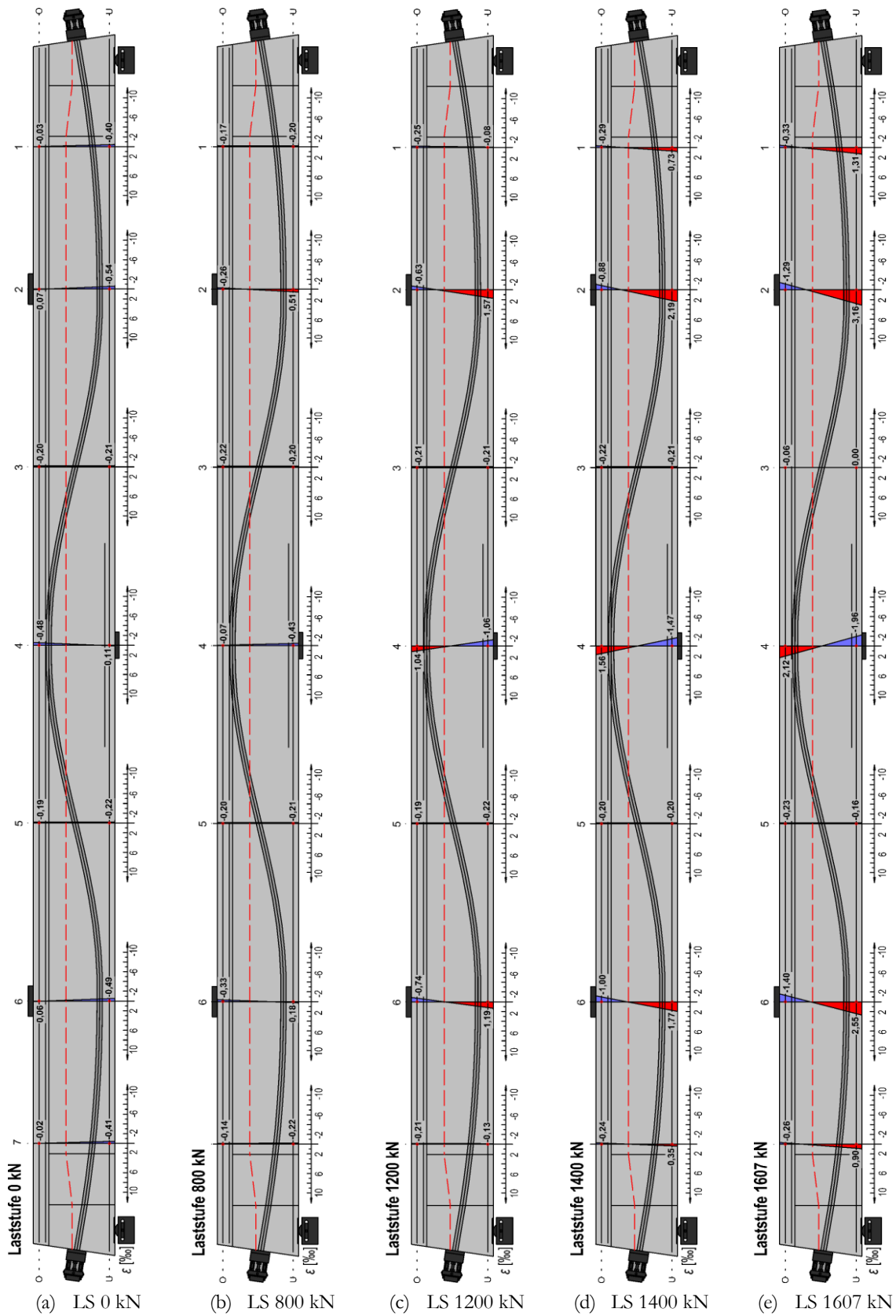


Bild A 1-93: Dehnungen der Längsbewehrung des Versuchsträgers DLT 2 für ausgewählte Laststufen, Teil 1

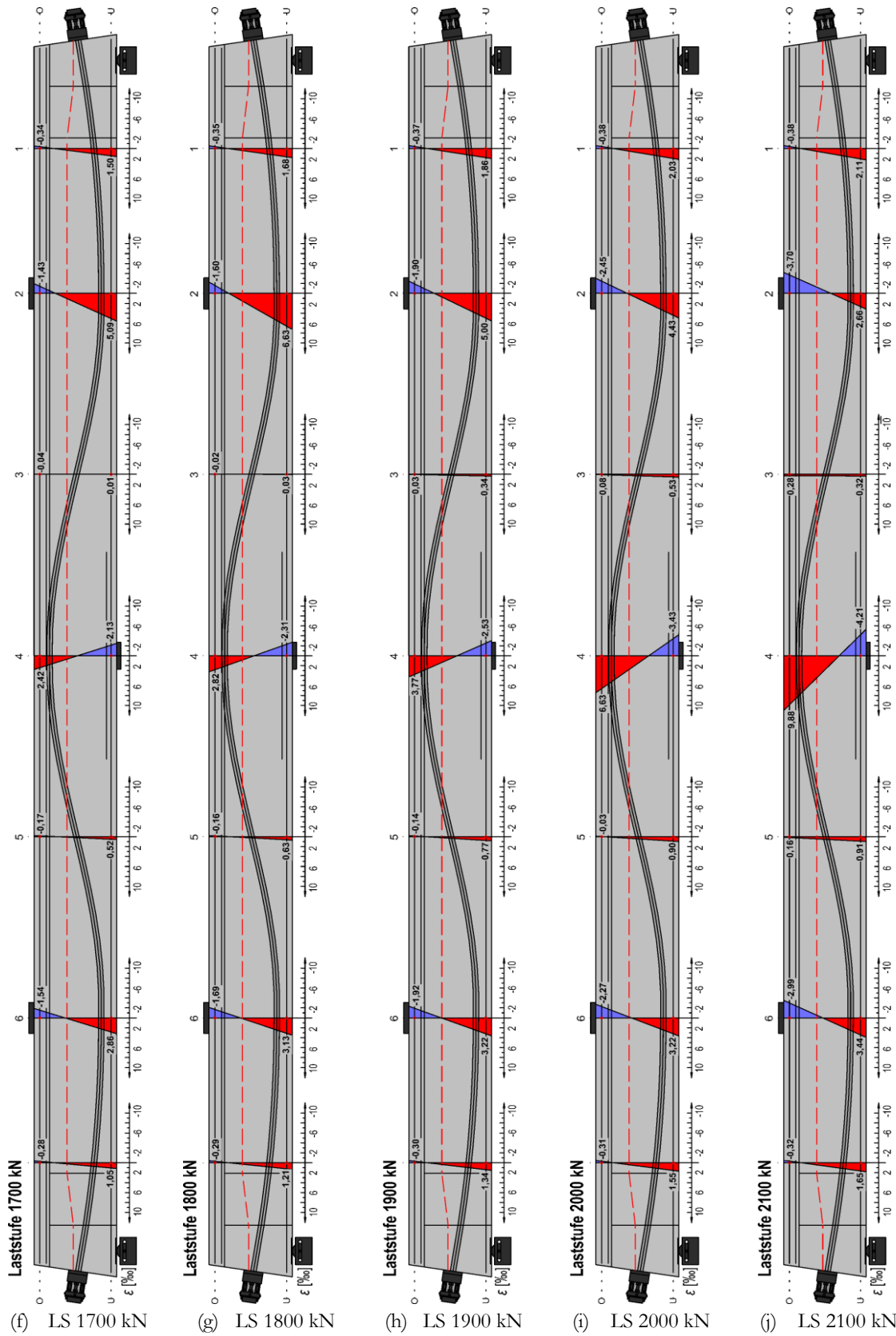


Bild A 1-94: Dehnungen der Längsbewehrung des Versuchsträgers DLT 2 für ausgewählte Laststufen, Teil 2

A1.11.3 Versuchsträger DLT 3

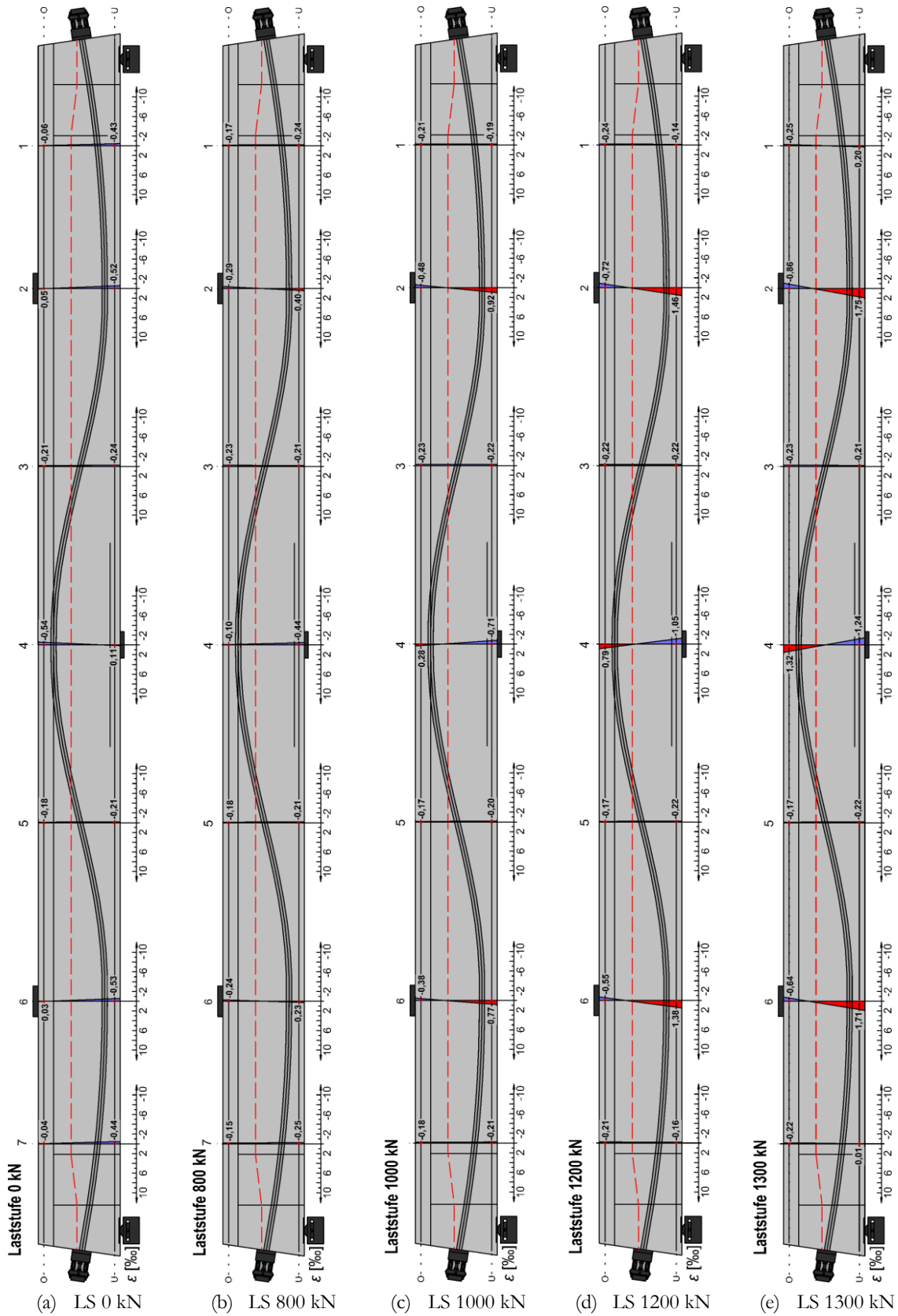


Bild A 1-95: Dehnungen der Längsbewehrung des Versuchsträgers DLT 3 für ausgewählte Laststufen, Teil 1

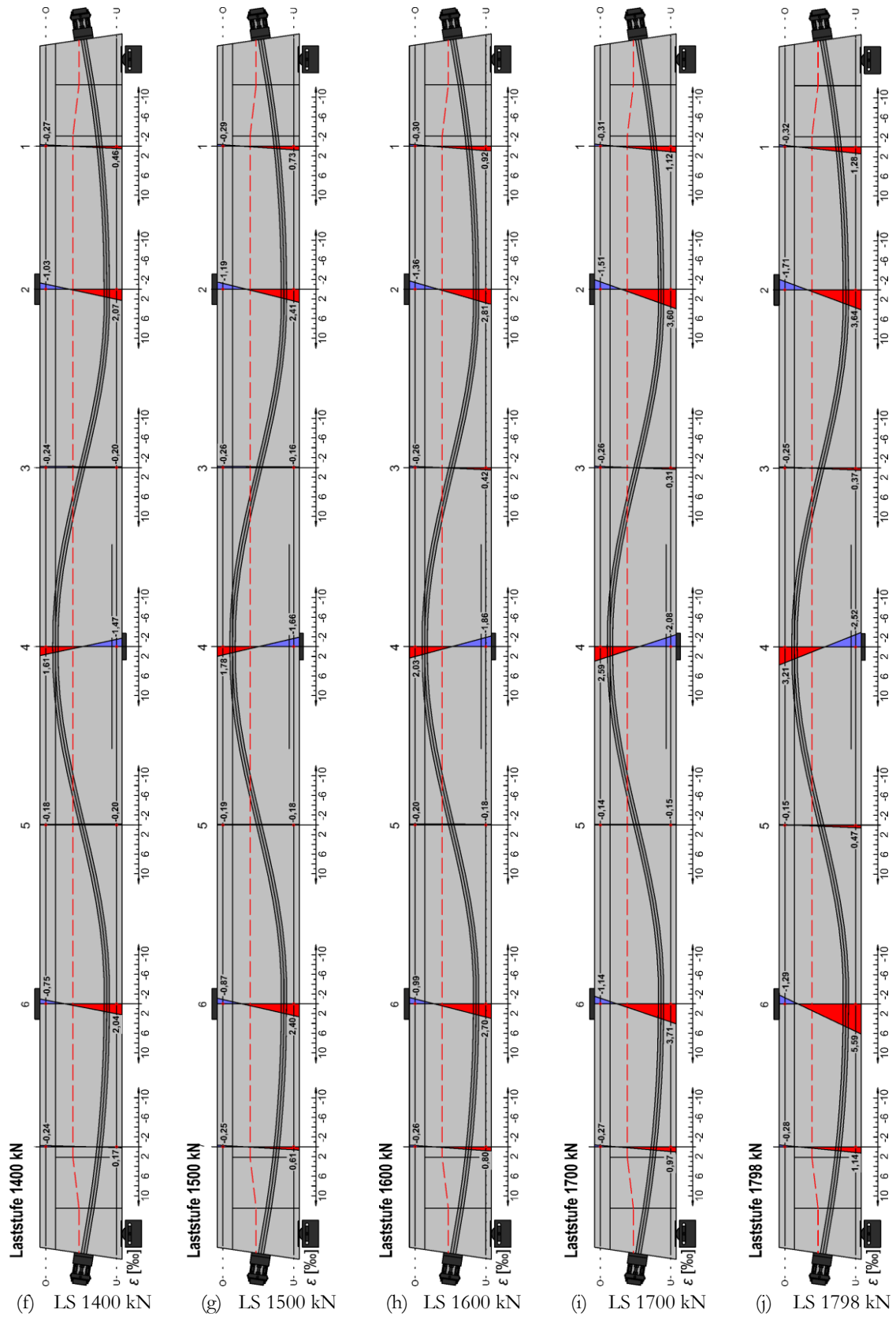


Bild A 1-96: Dehnungen der Längsbewehrung des Versuchsträgers DLT 3 für ausgewählte Laststufen, Teil 2

A1.11.4 Versuchsträger DLT 4

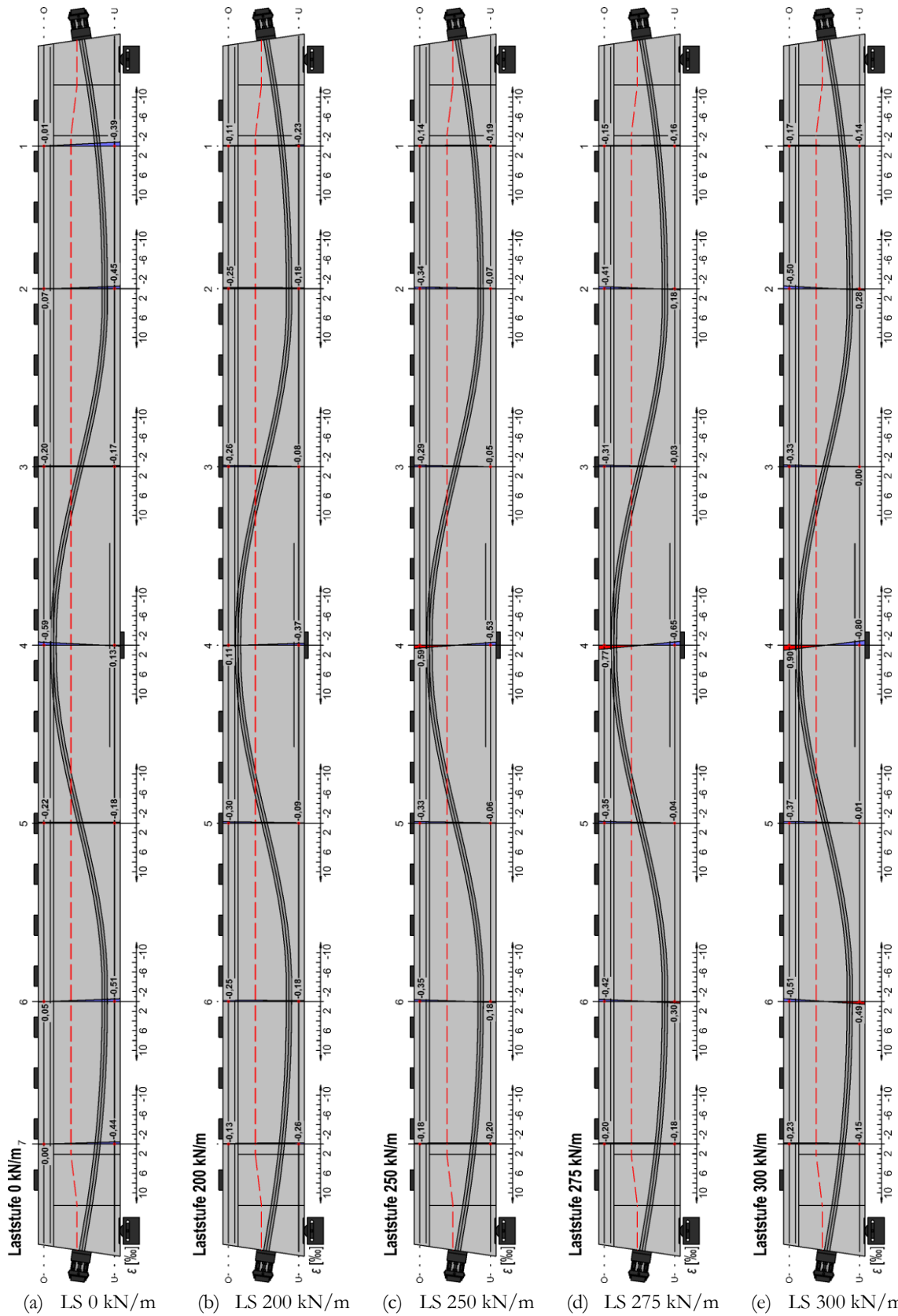


Bild A 1-97: Dehnungen der Längsbewehrung des Versuchsträgers DLT 4 für ausgewählte Laststufen, Teil 1

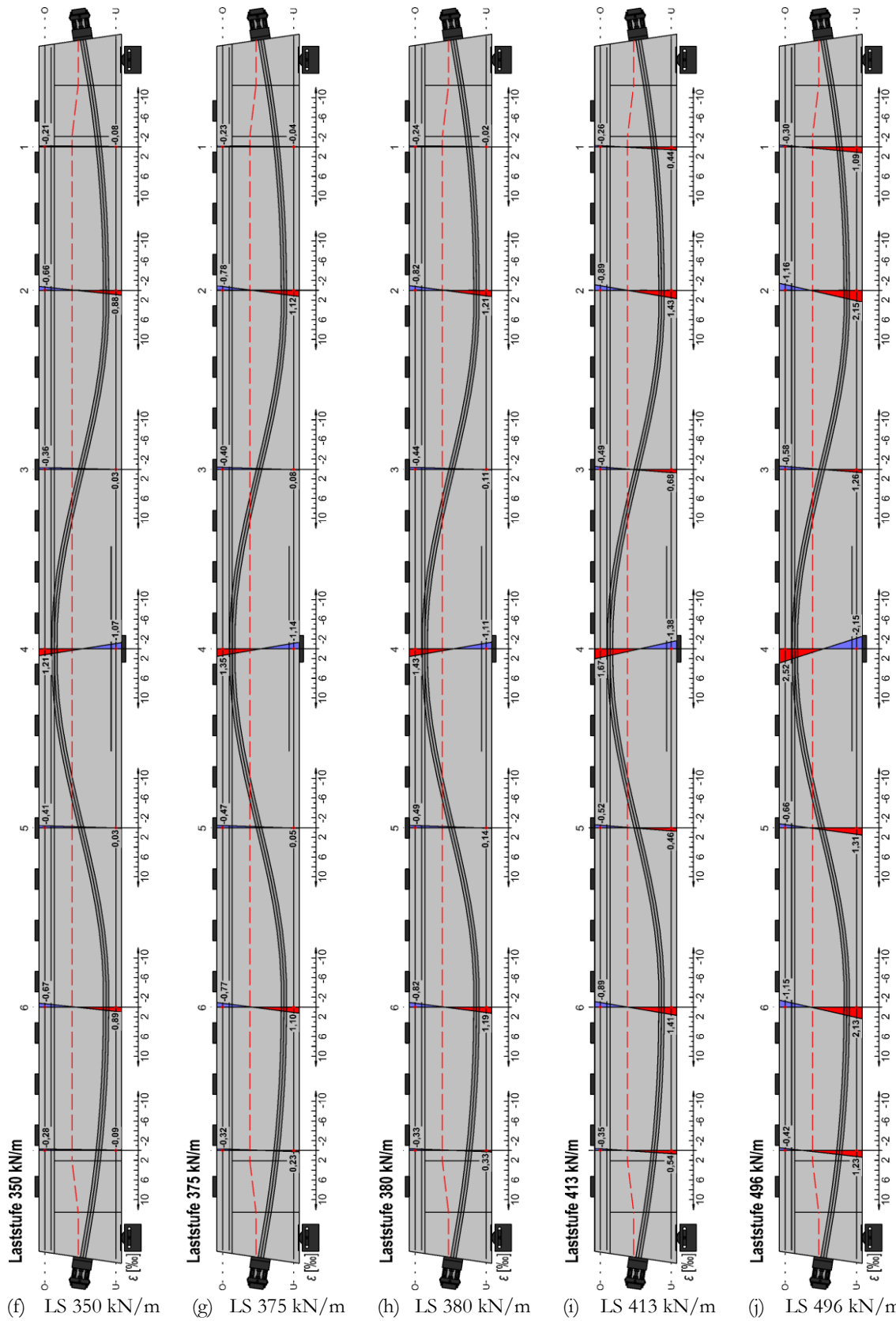


Bild A 1-98: Dehnungen der Längsbewehrung des Versuchsträgers DLT 4 für ausgewählte Laststufen, Teil 2

A1.12 Hauptdruckdehnungstrajektorien für ausgewählte Laststufen

A1.12.1 Versuchsträger DLT 2

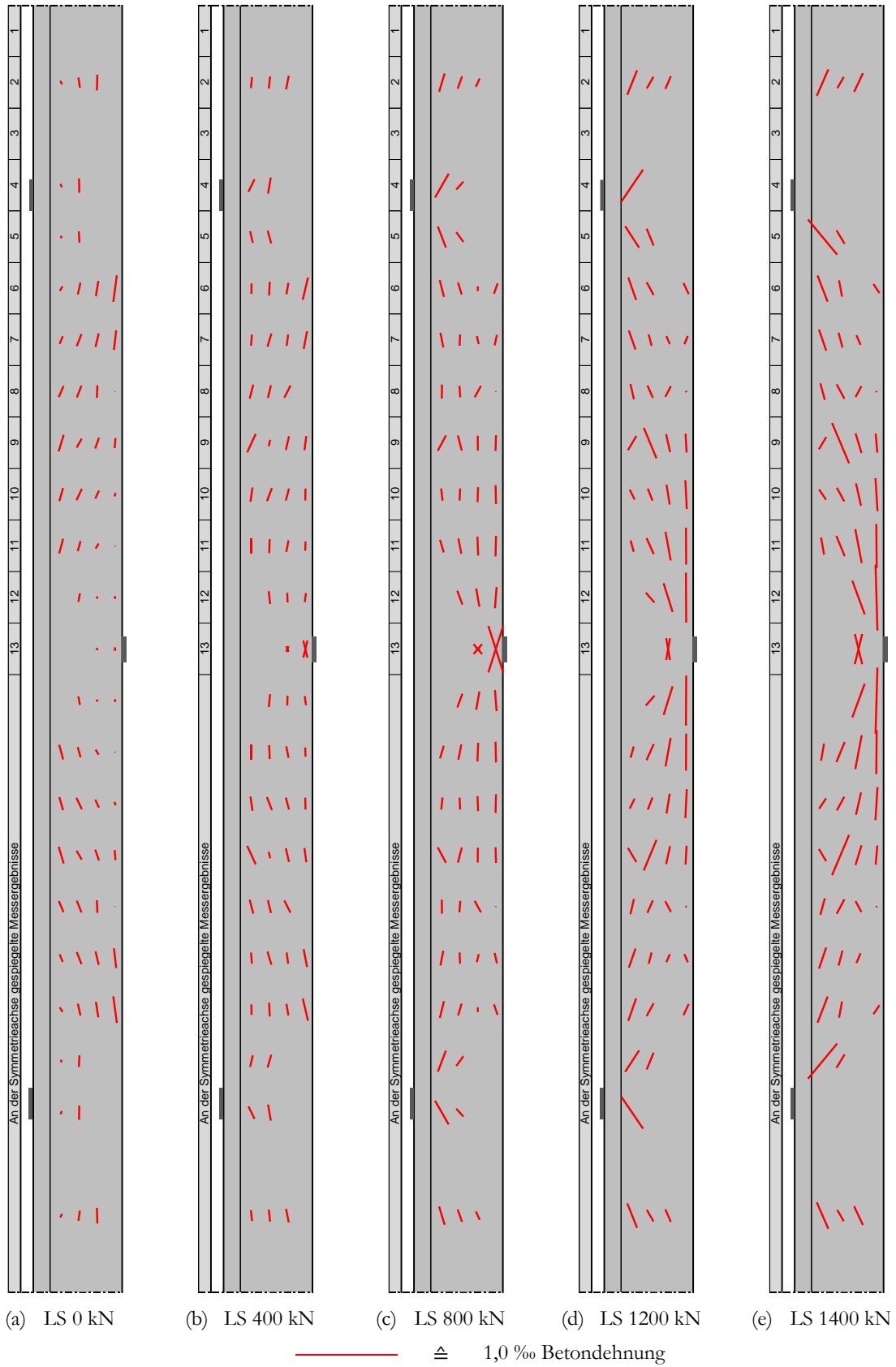


Bild A 1-99: Hauptdruckdehnungstrajektorien des Versuchsträgers DLT 2 für ausgewählte Laststufen, Teil 1

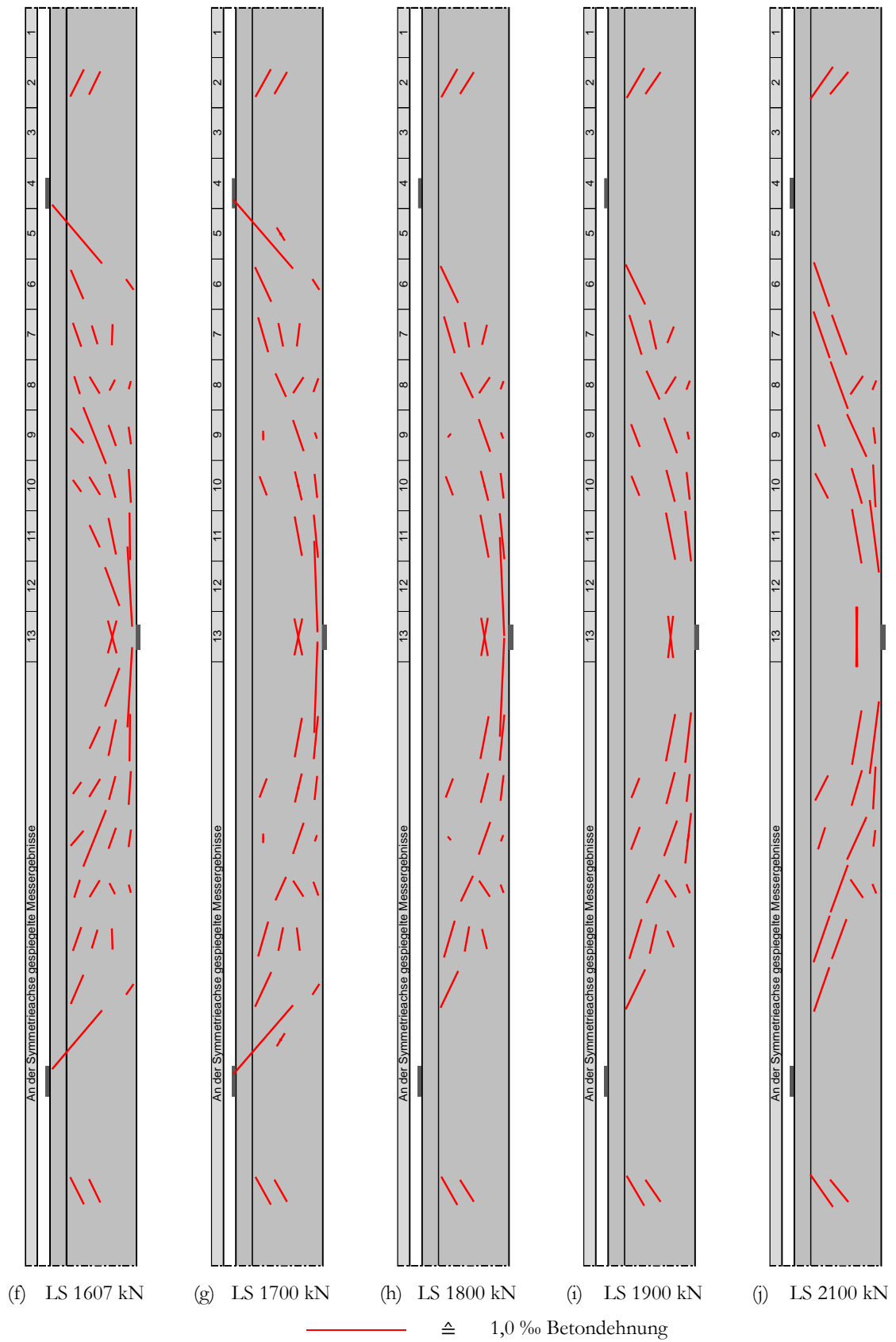


Bild A 1-100: Hauptdruckdehnungstrajektorien des Versuchsträgers DLT 2 für ausgewählte Laststufen, Teil 2

A1.12.2 Versuchsträger DLT 3

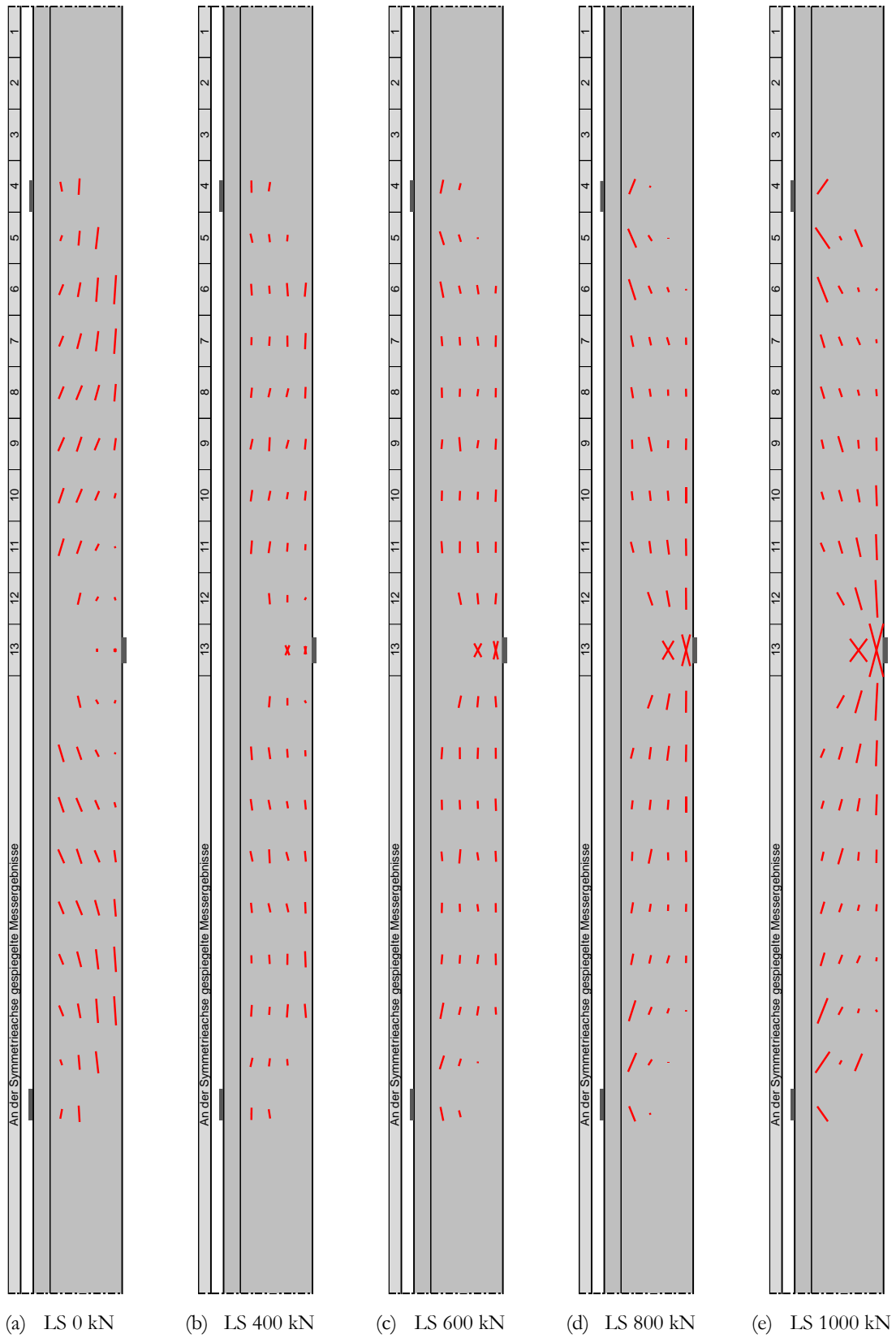


Bild A 1-101: Hauptdruckdehnungstrajektorien des Versuchsträgers DLT 3 für ausgewählte Laststufen, Teil 1

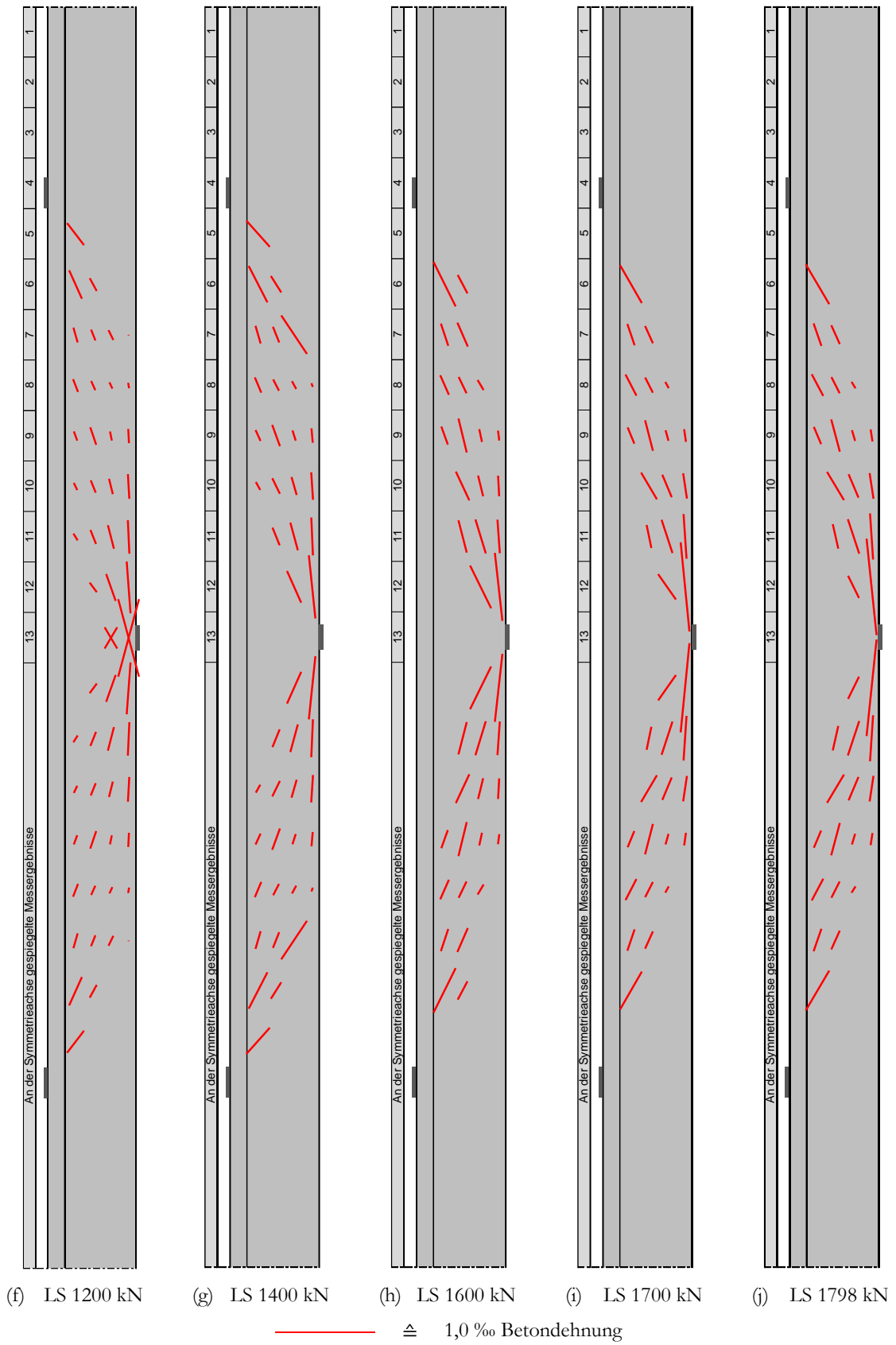


Bild A 1-102: Hauptdruckdehnungstrajektorien des Versuchsträgers DLT 3 für ausgewählte Laststufen, Teil 2

A1.13 Druckbogenverläufe für ausgewählte Laststufen

A1.13.1 Versuchsträger DLT 3

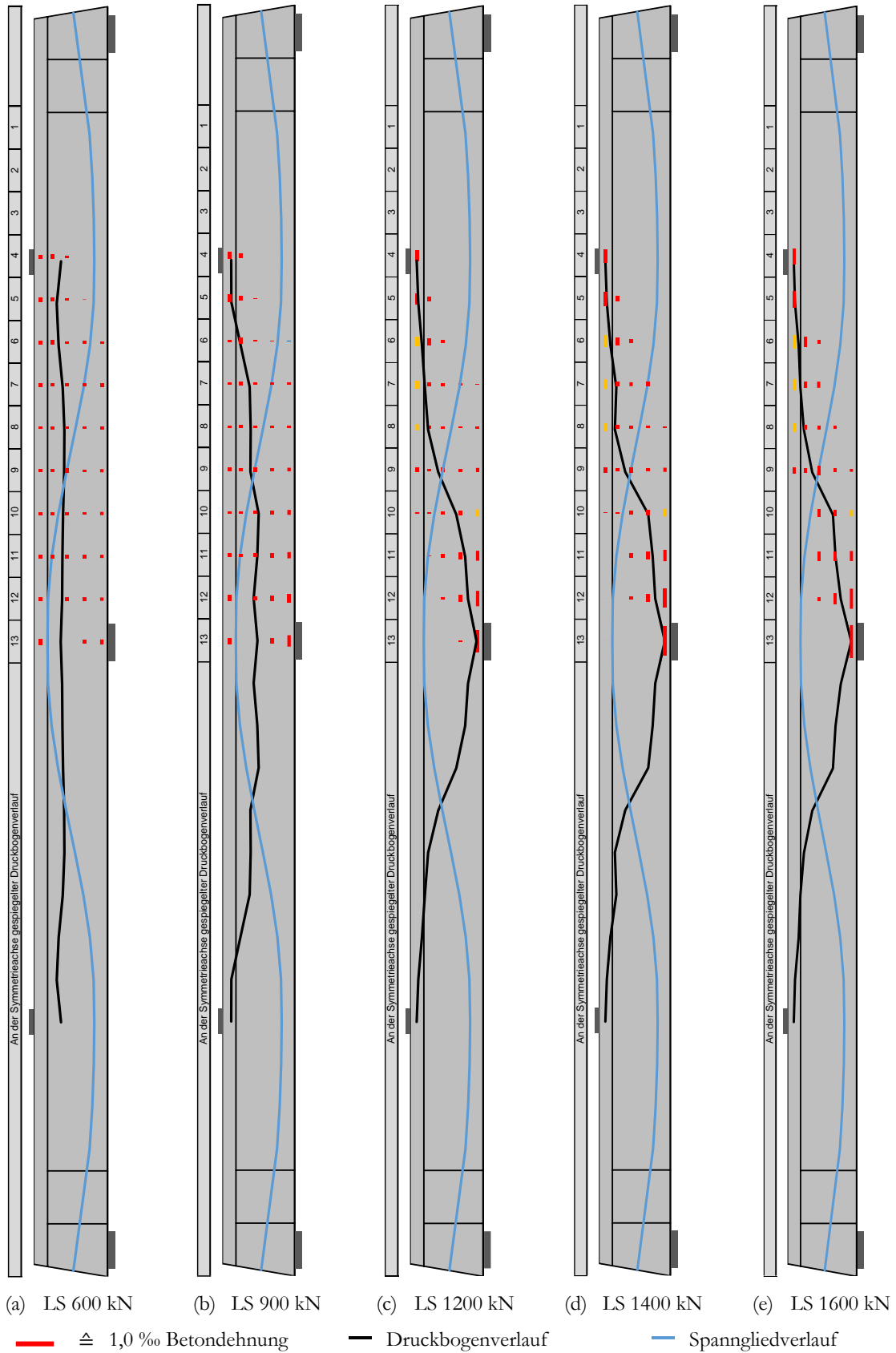
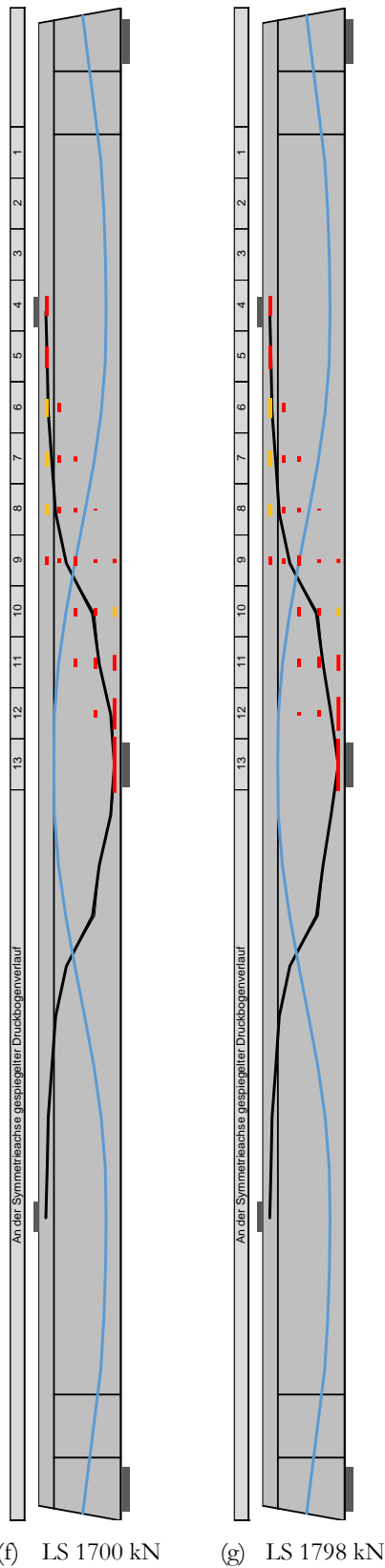


Bild A 1-103: Druckbogenverläufe des Versuchsträgers DLT 3 für ausgewählte Laststufen, Teil 1



(f) LS 1700 kN

(g) LS 1798 kN

— $\hat{=}$ 1,0 ‰ Betondehnung
 — Druckbogenverlauf
 — Spanngliedverlauf
 Bild A 1-104: Druckbogenverläufe des Versuchsträgers DLT 3 für ausgewählte Laststufen, Teil 2

A1.13.2 Versuchsträger DLT 4

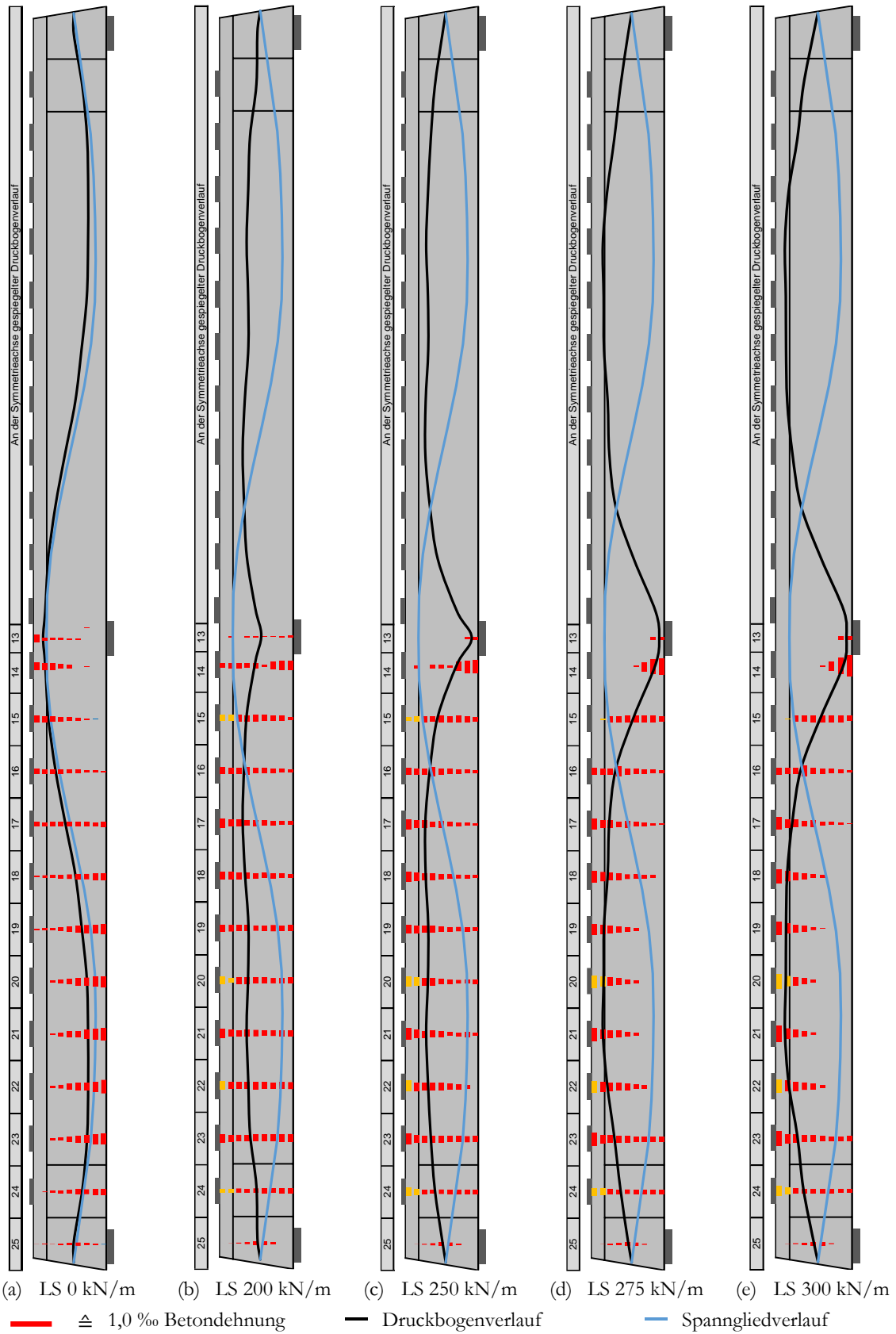


Bild A 1-105: Druckbogenverläufe des Versuchsträgers DLT 4 für ausgewählte Laststufen, Teil 1

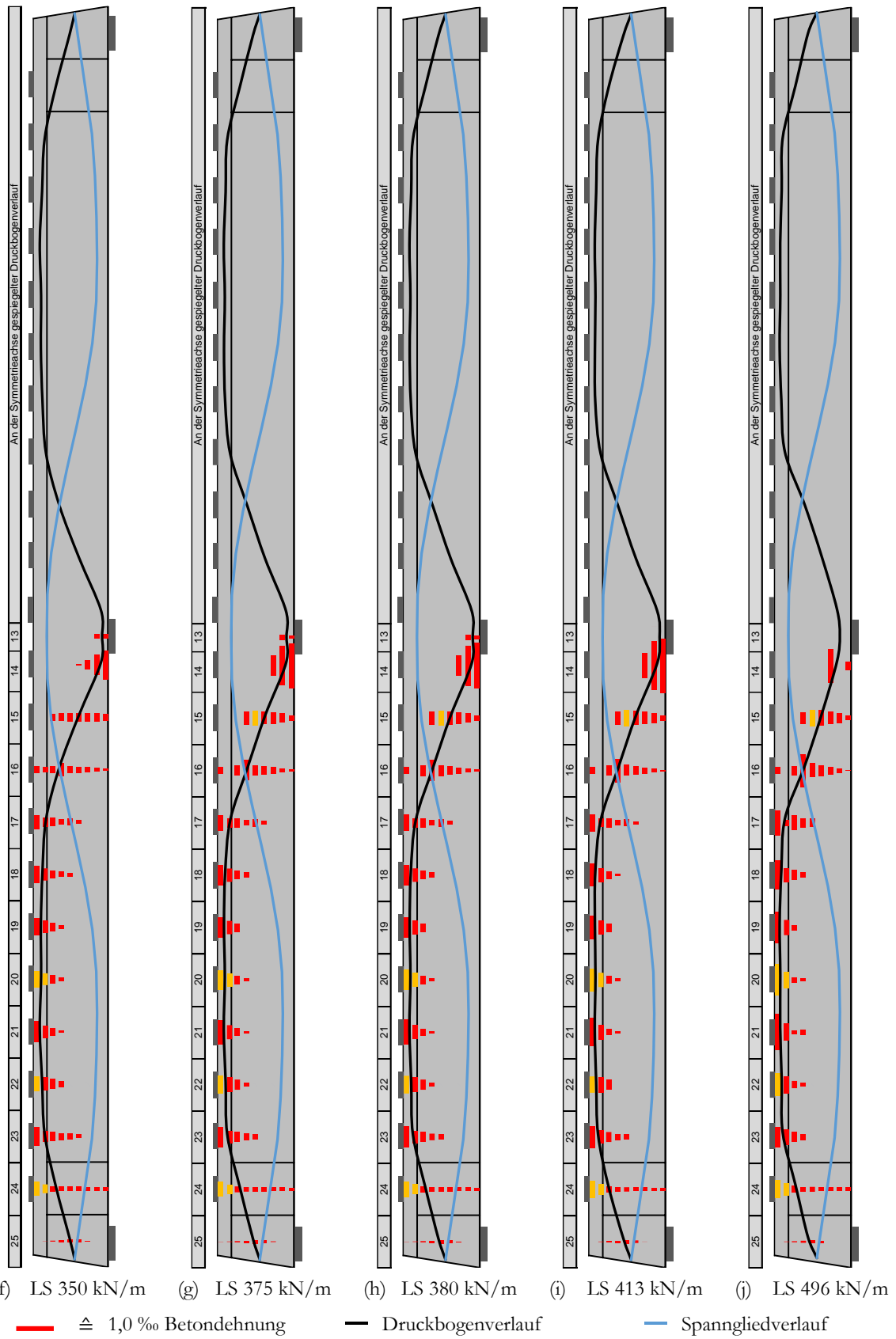


Bild A 1-106: Druckbogenverläufe des Versuchsträgers DLT 4 für ausgewählte Laststufen, Teil 2

A2 Numerische Simulationsergebnisse

A2.1 Simulation DLT 1-A

A2.1.1 Laststufe 0kN, Eigengewicht

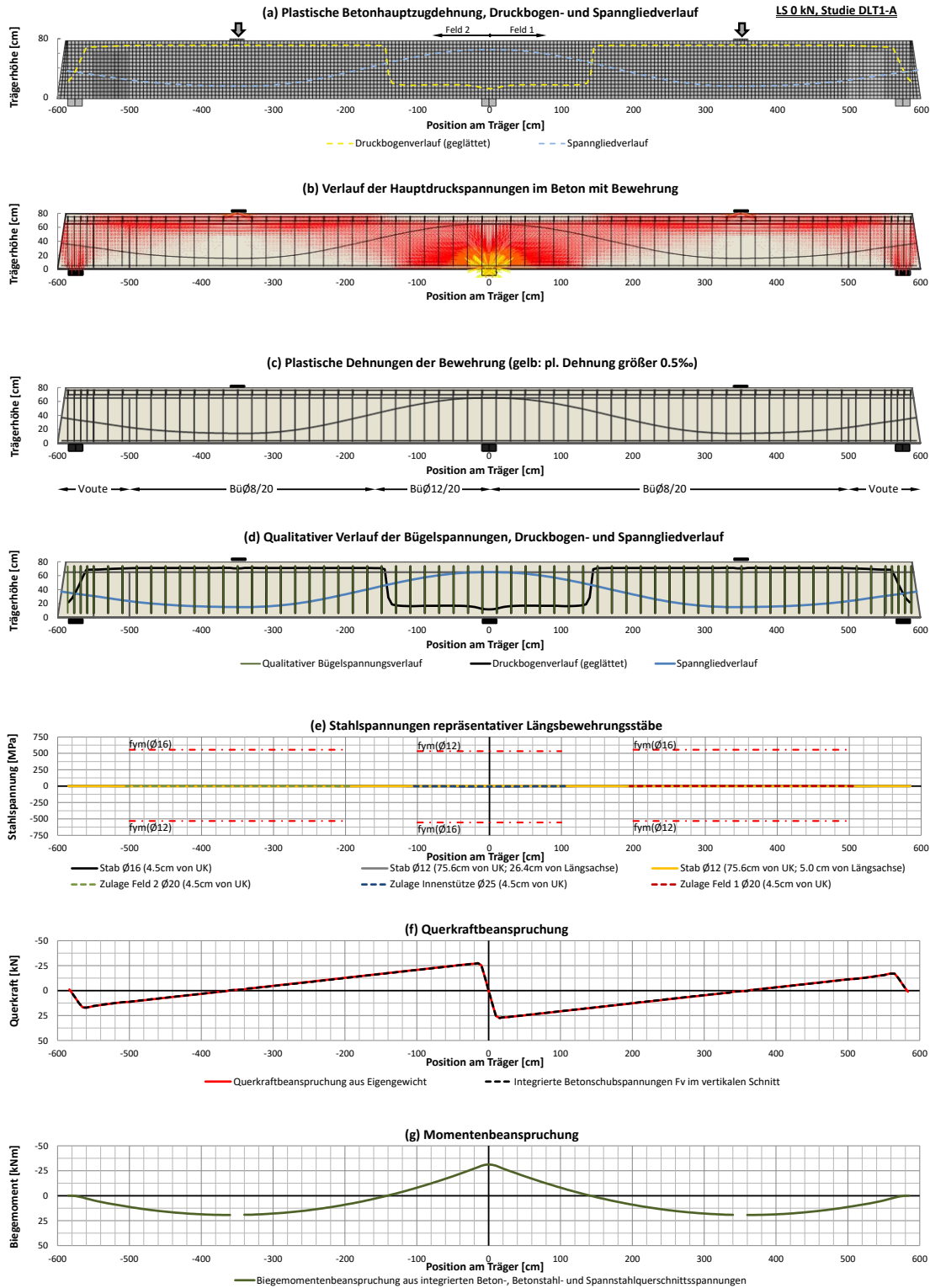


Bild A 2-1: Träger DLT 1 – Studie DLT 1-A, Beanspruchung infolge $1,0 \cdot G + 0,0 \cdot P + 0,0 \cdot F_{u,Sim}$ – Teil 1

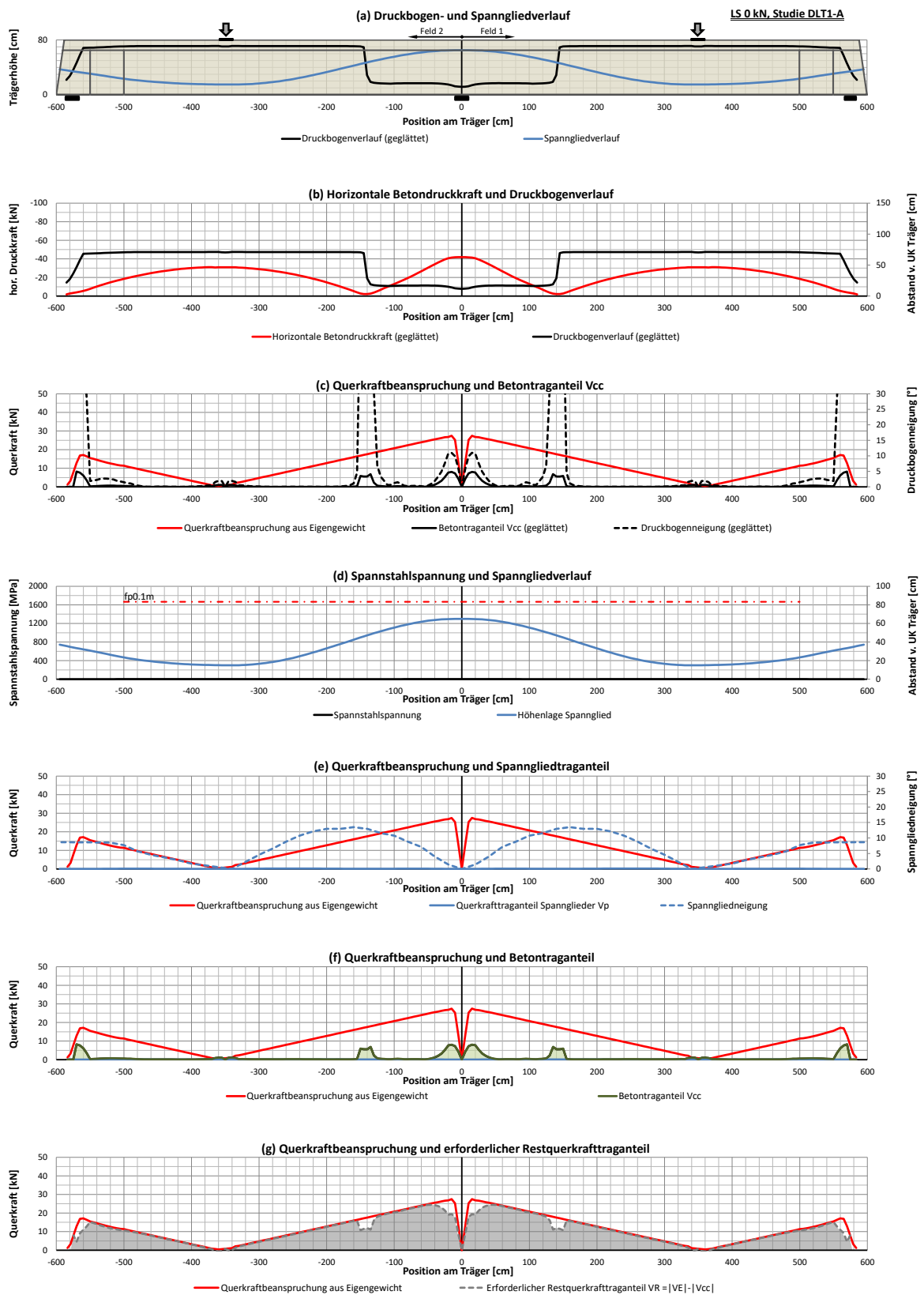


Bild A 2-2: Träger DLT 1 – Studie DLT 1-A, Beanspruchung infolge $1,0 \cdot G + 0,0 \cdot P + 0,0 \cdot F_{u,Sim}$ – Teil 2

A2.1.2 Laststufe 0kN, Eigengewicht und Vorspannung

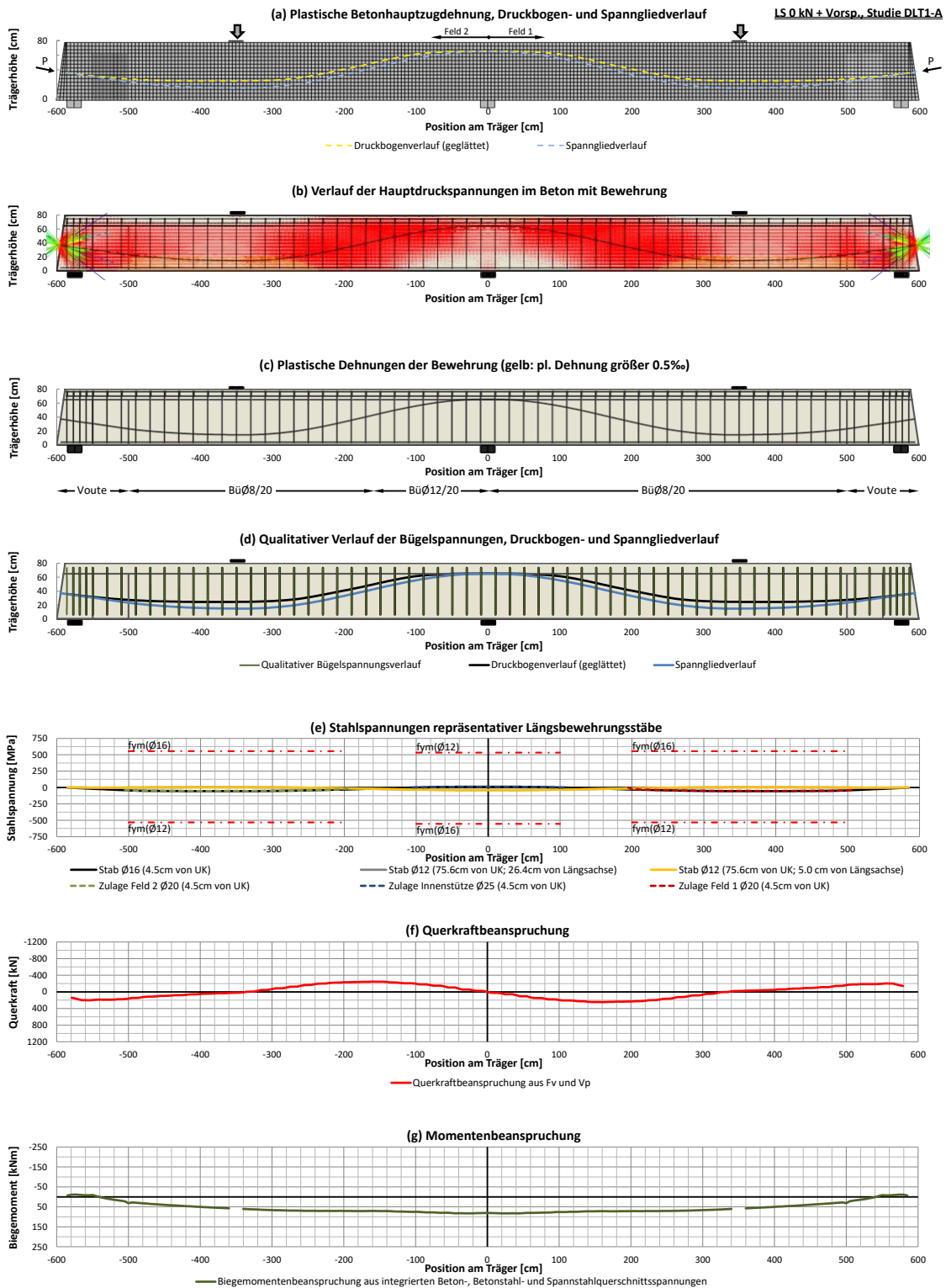


Bild A 2-3: Träger DLT 1 – Studie DLT 1-A, Beanspruchung infolge 1,0·G + 1,0·P + 0,0·F_{u,Sim} – Teil 1

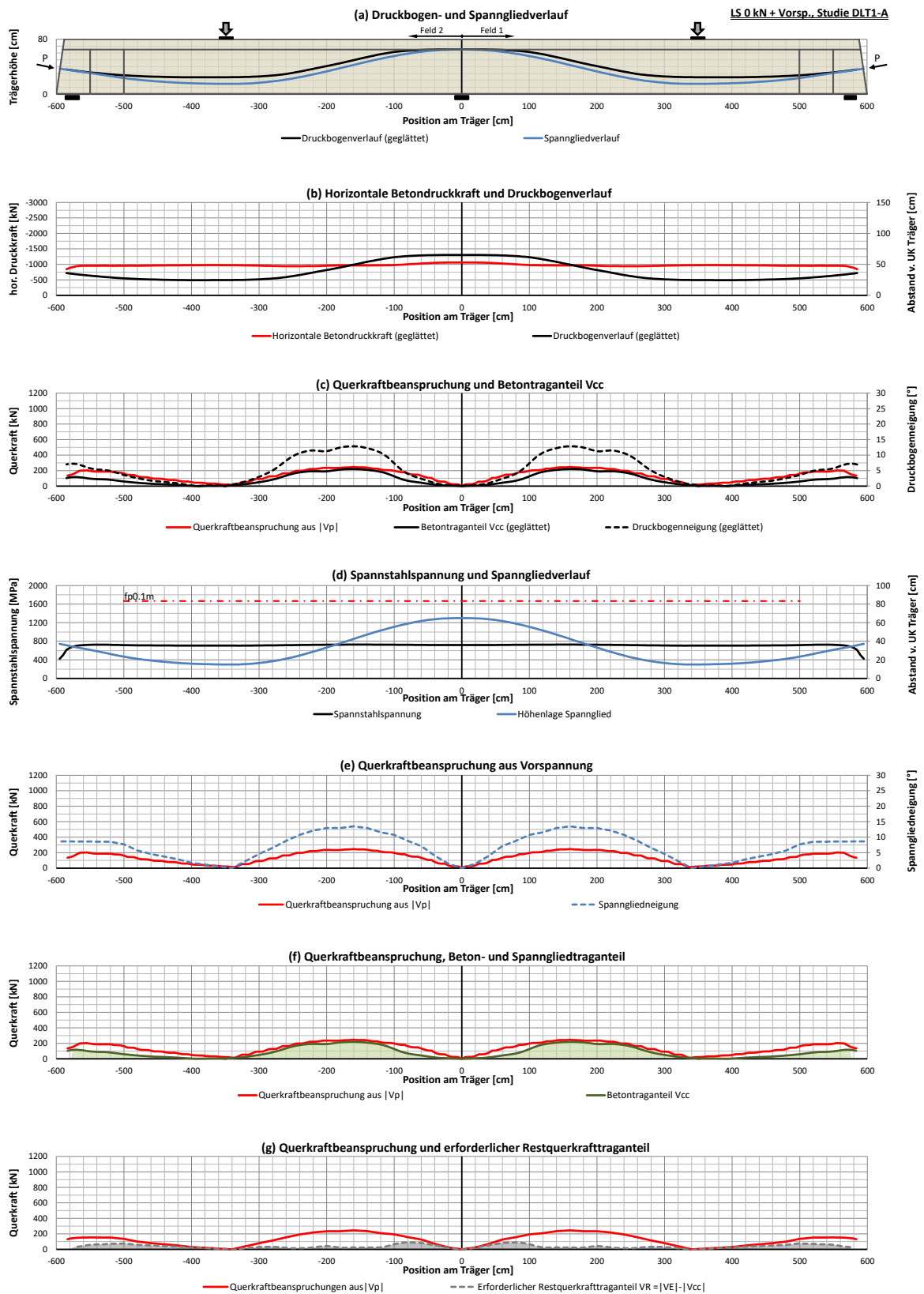


Bild A 2-4: Träger DLT 1 – Studie DLT 1-A, Beanspruchung infolge $1,0 \cdot G + 1,0 \cdot P + 0,0 \cdot F_{u,Sim}$ – Teil 2

A2.1.3 Laststufe 546kN

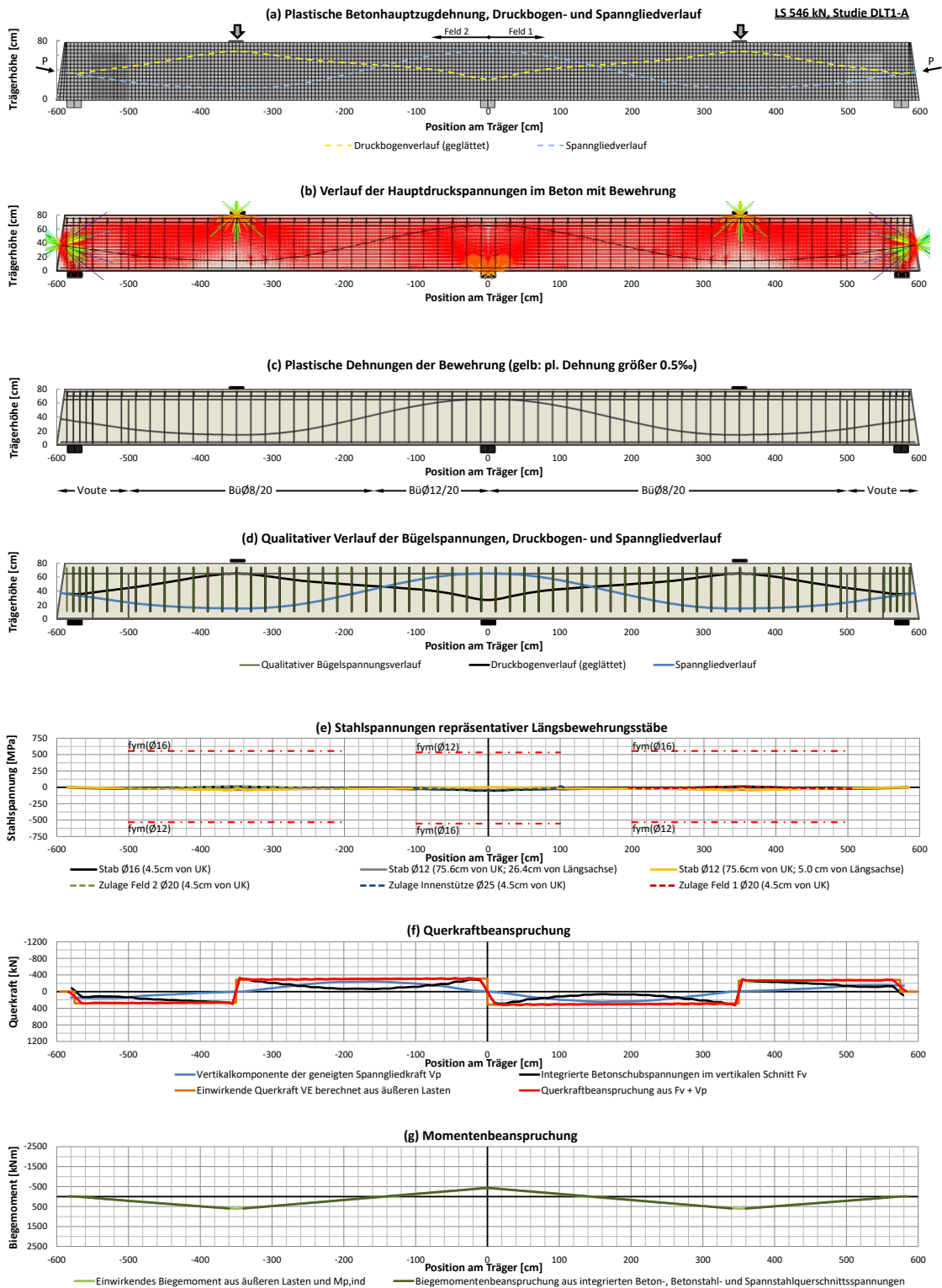


Bild A 2-5: Träger DLT 1 – Studie DLT 1-A, Beanspruchung infolge $1,0 \cdot G + 1,0 \cdot P + 0,32 \cdot F_{u,Sim}$ – Teil 1

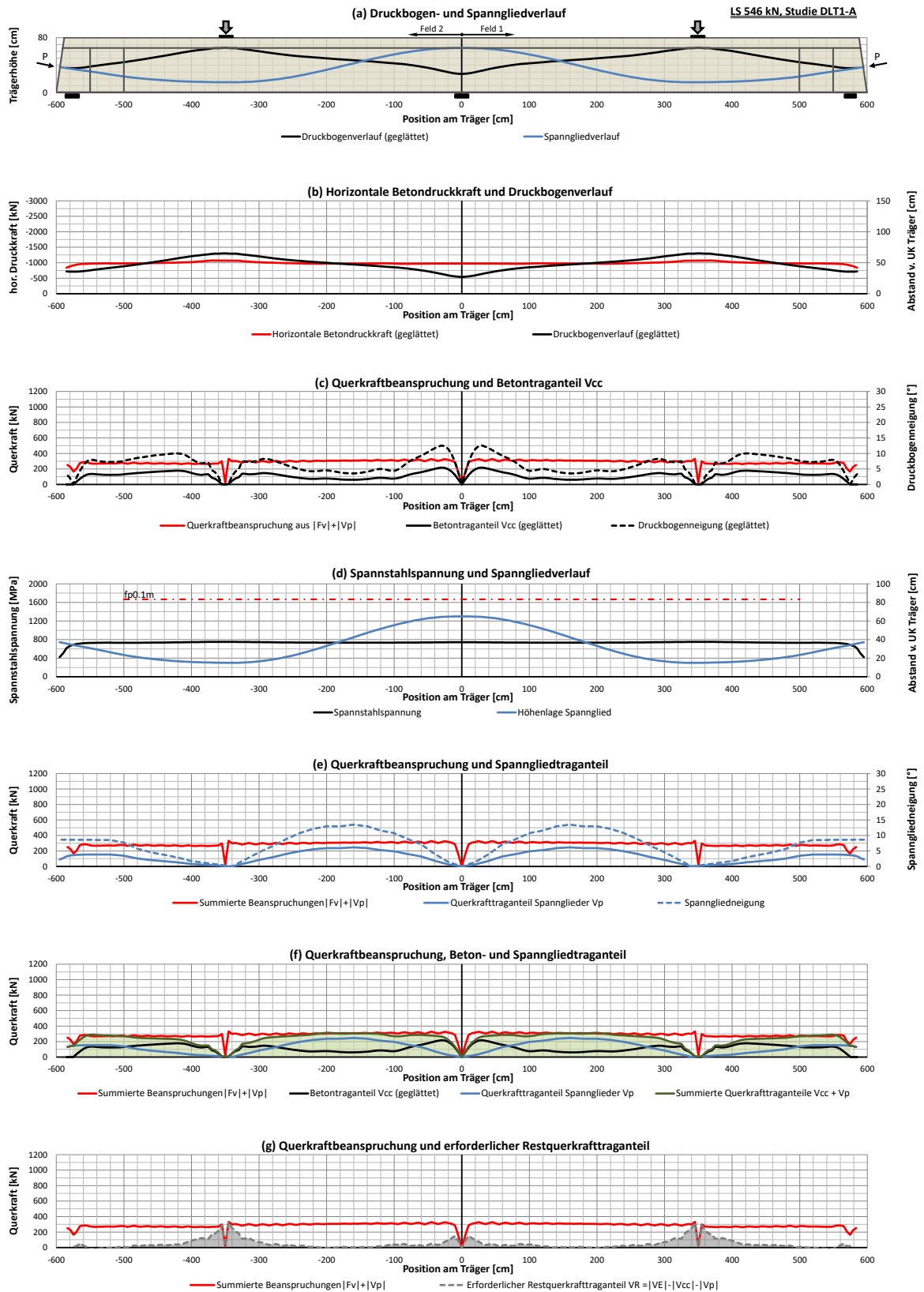


Bild A 2-6: Träger DLT 1 – Studie DLT 1-A, Beanspruchung infolge $1,0 \cdot G + 1,0 \cdot P + 0,32 \cdot F_{u,Sim}$ – Teil 2

A2.1.4 Laststufe 802kN

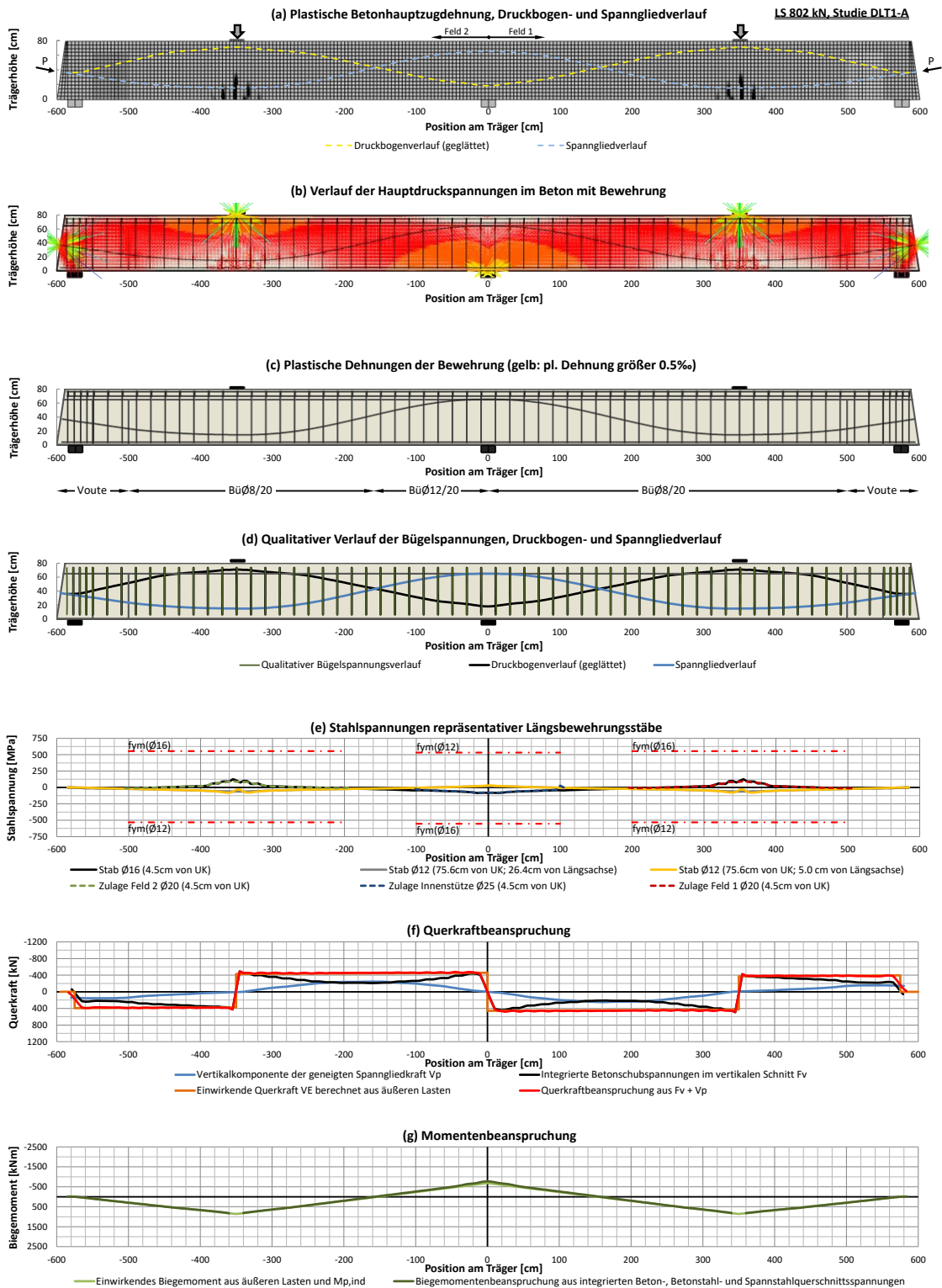


Bild A 2-7: Träger DLT 1 – Studie DLT 1-A, Beanspruchung infolge $1,0 \cdot G + 1,0 \cdot P + 0,47 \cdot F_{u,Sim}$ – Teil 1

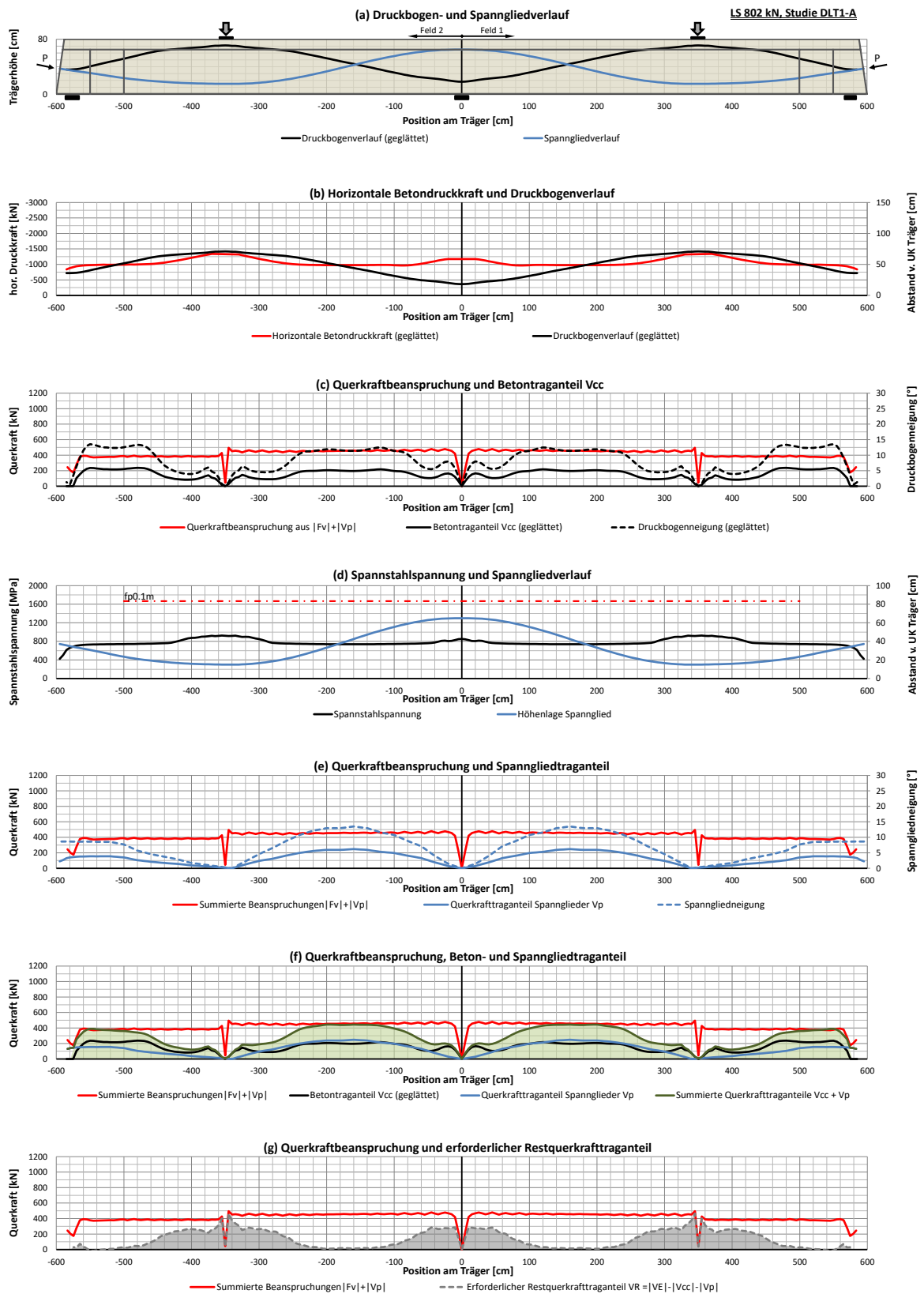


Bild A 2-8: Träger DLT 1 – Studie DLT 1-A, Beanspruchung infolge $1,0 \cdot G + 1,0 \cdot P + 0,47 \cdot F_{u,Sim}$ – Teil 2

A2.1.5 Laststufe 1001kN

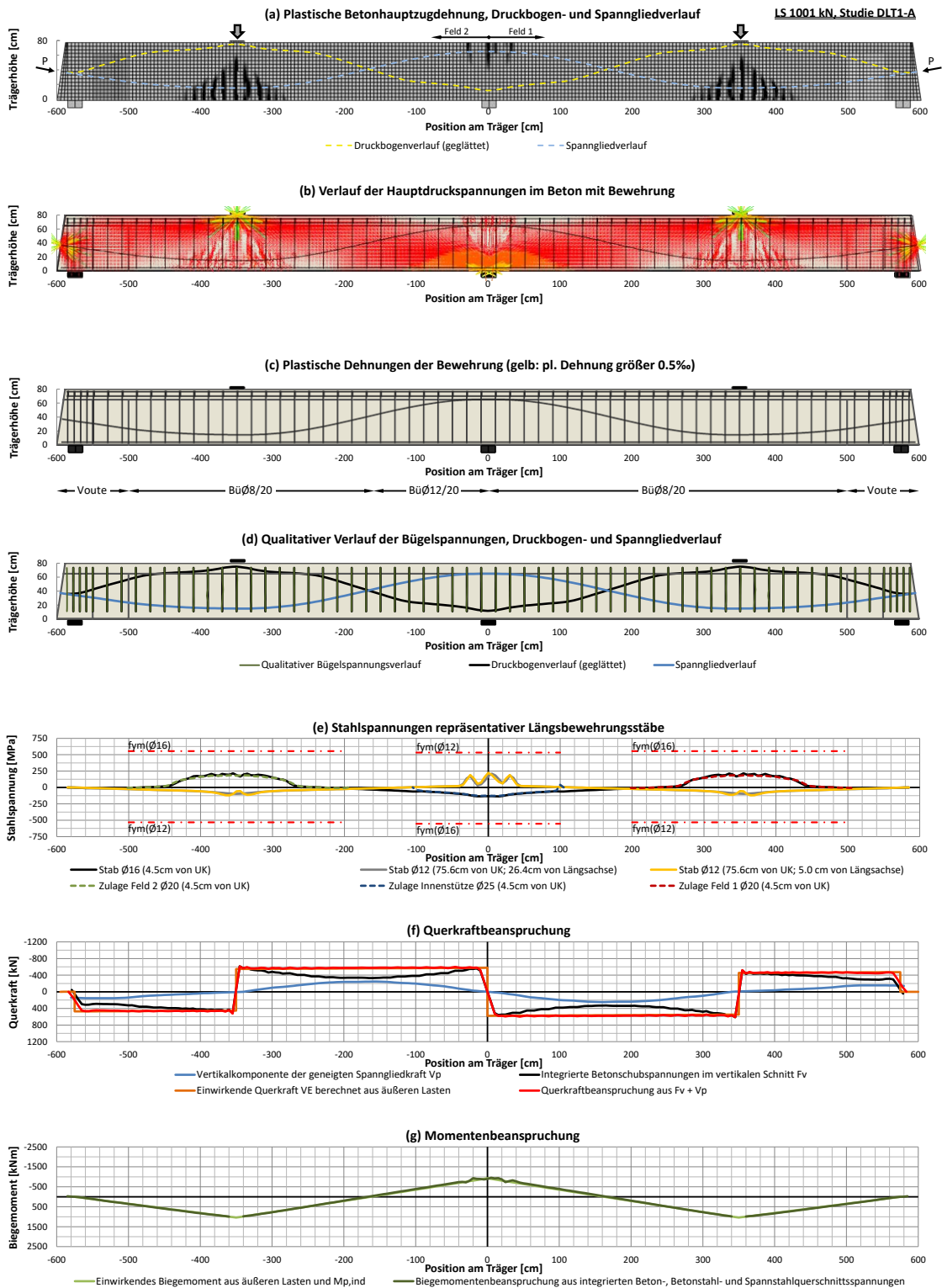


Bild A 2-9: Träger DLT 1 – Studie DLT 1-A, Beanspruchung infolge $1,0 \cdot G + 1,0 \cdot P + 0,59 \cdot F_{u,Sim}$ – Teil 1

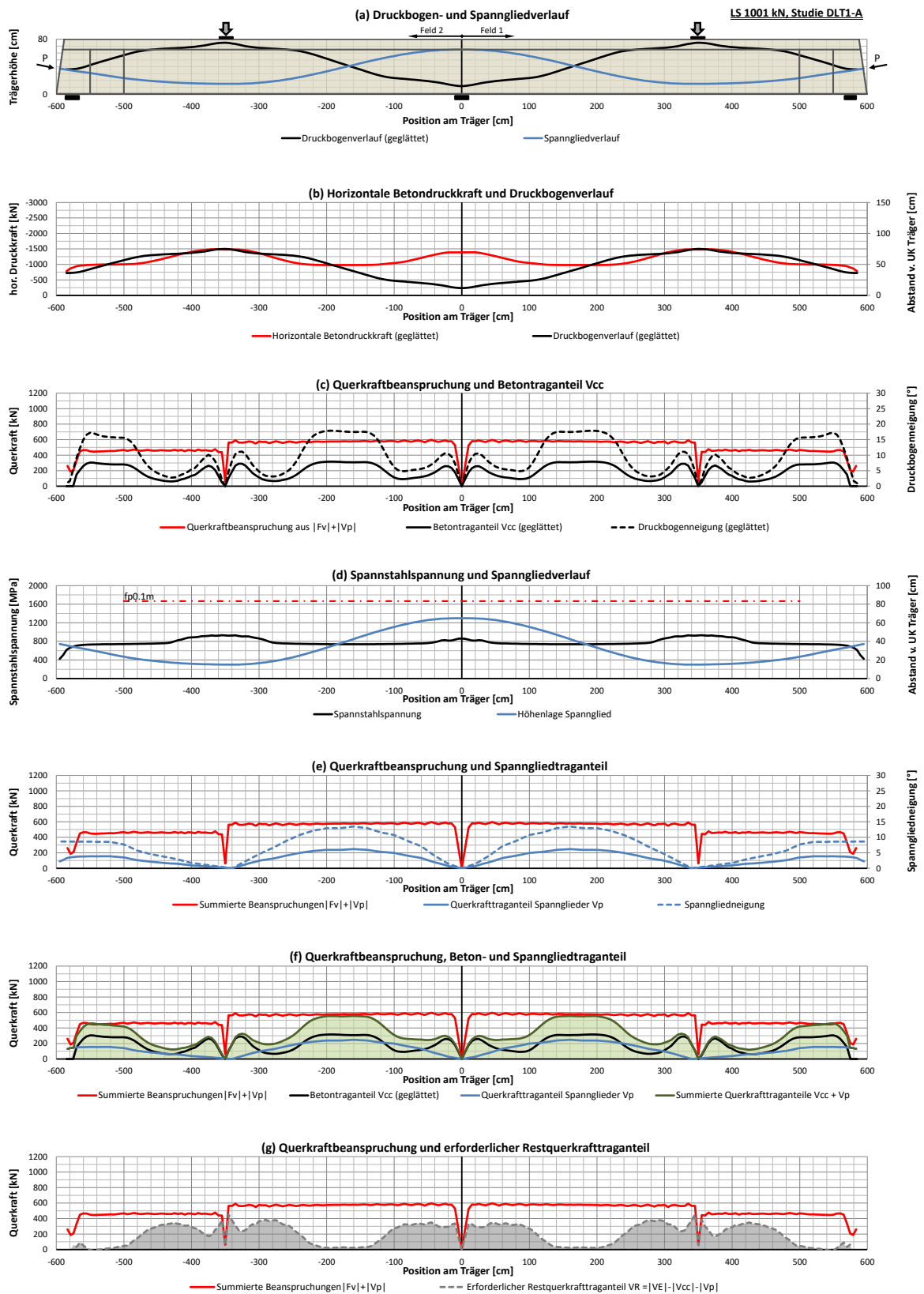


Bild A 2-10: Träger DLT 1 – Studie DLT 1-A, Beanspruchung infolge $1,0 \cdot G + 1,0 \cdot P + 0,59 \cdot F_{u,Sim}$ – Teil 2

A2.1.6 Laststufe 1199kN

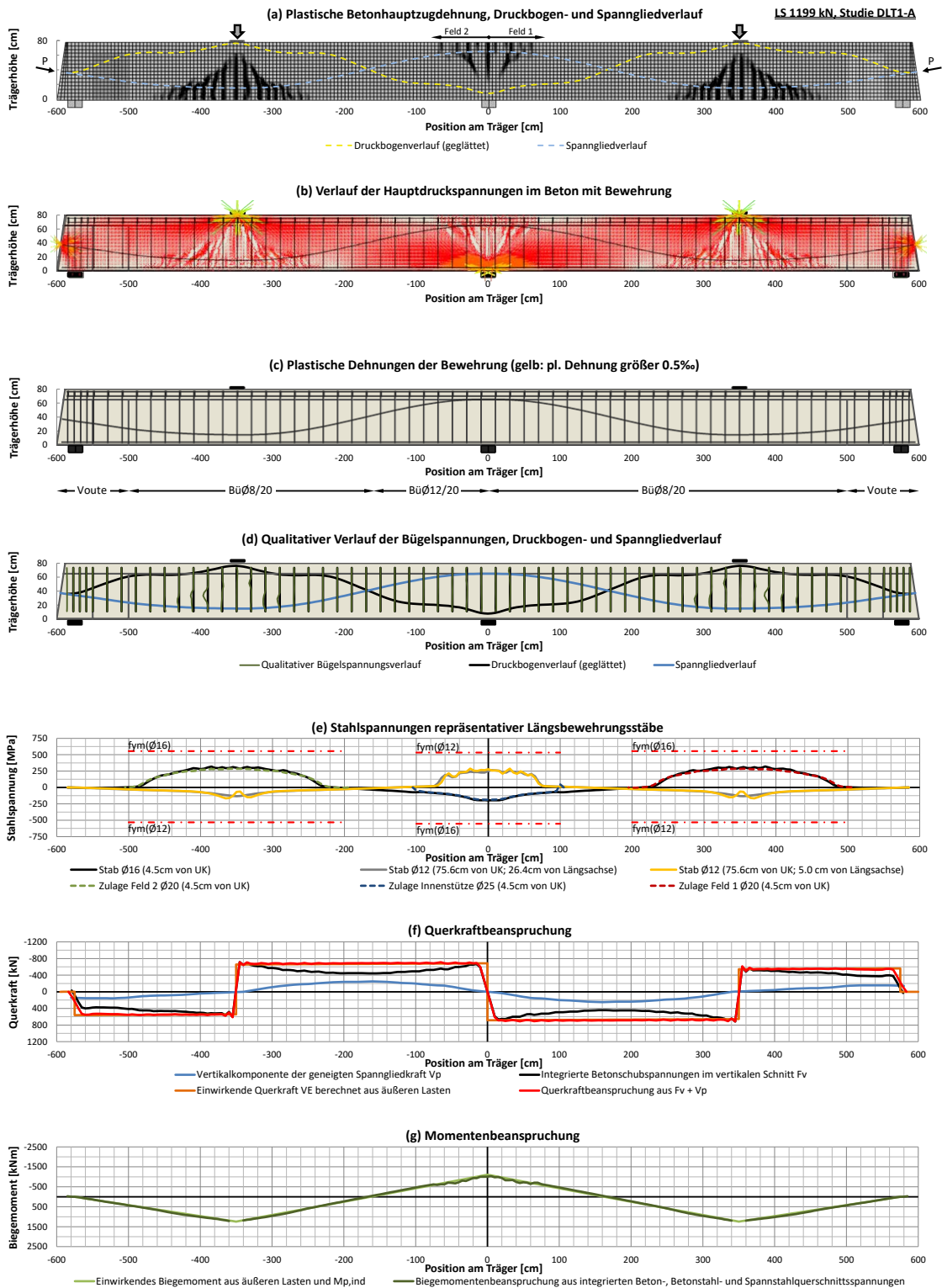


Bild A 2-11: Träger DLT 1 – Studie DLT 1-A, Beanspruchung infolge $1,0 \cdot G + 1,0 \cdot P + 0,71 \cdot F_{u,Sim}$ – Teil 1

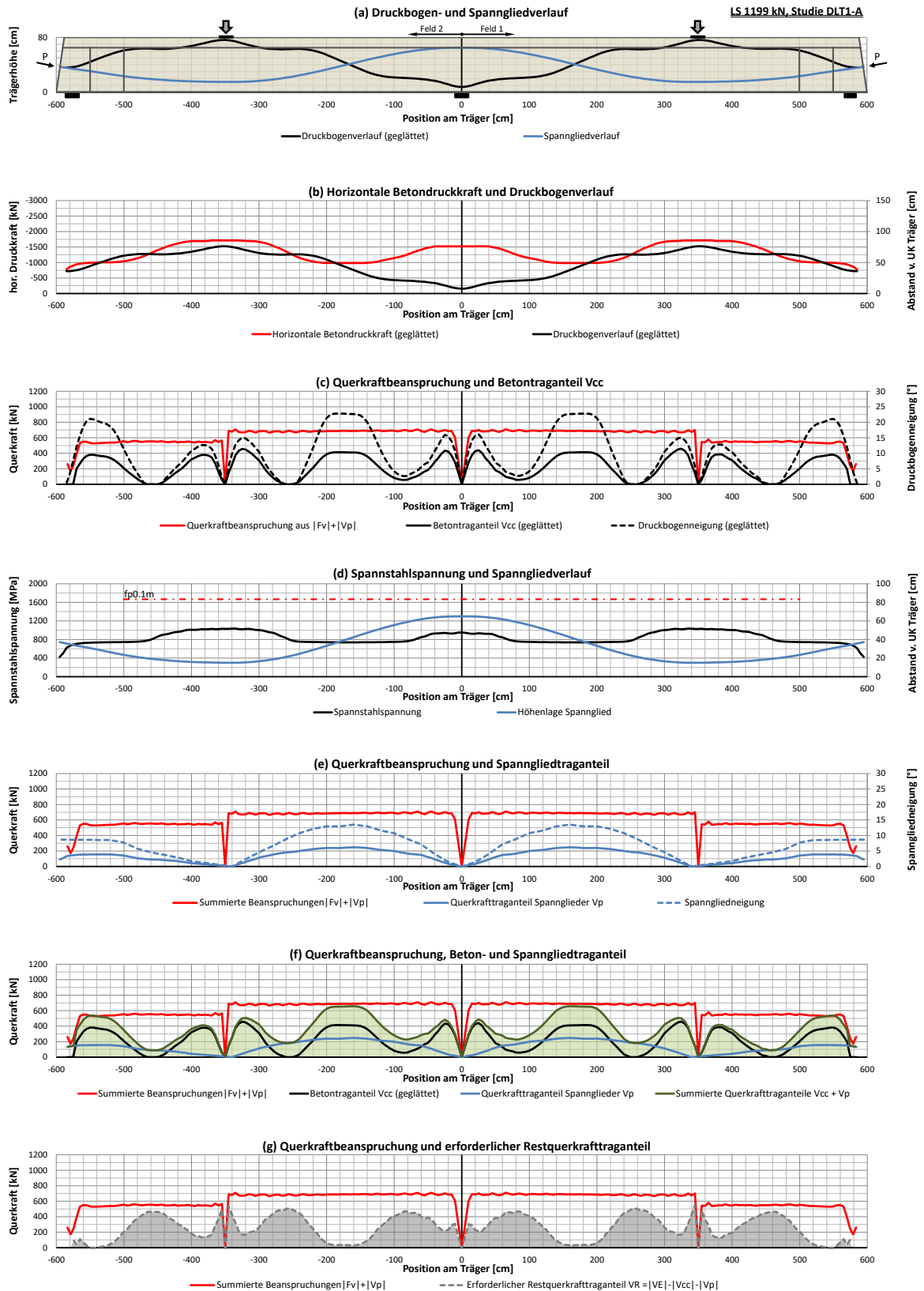


Bild A 2-12: Träger DLT 1 – Studie DLT 1-A, Beanspruchung infolge $1,0 \cdot G + 1,0 \cdot P + 0,71 \cdot F_{u,Sim}$ – Teil 2

A2.1.7 Laststufe 1401kN

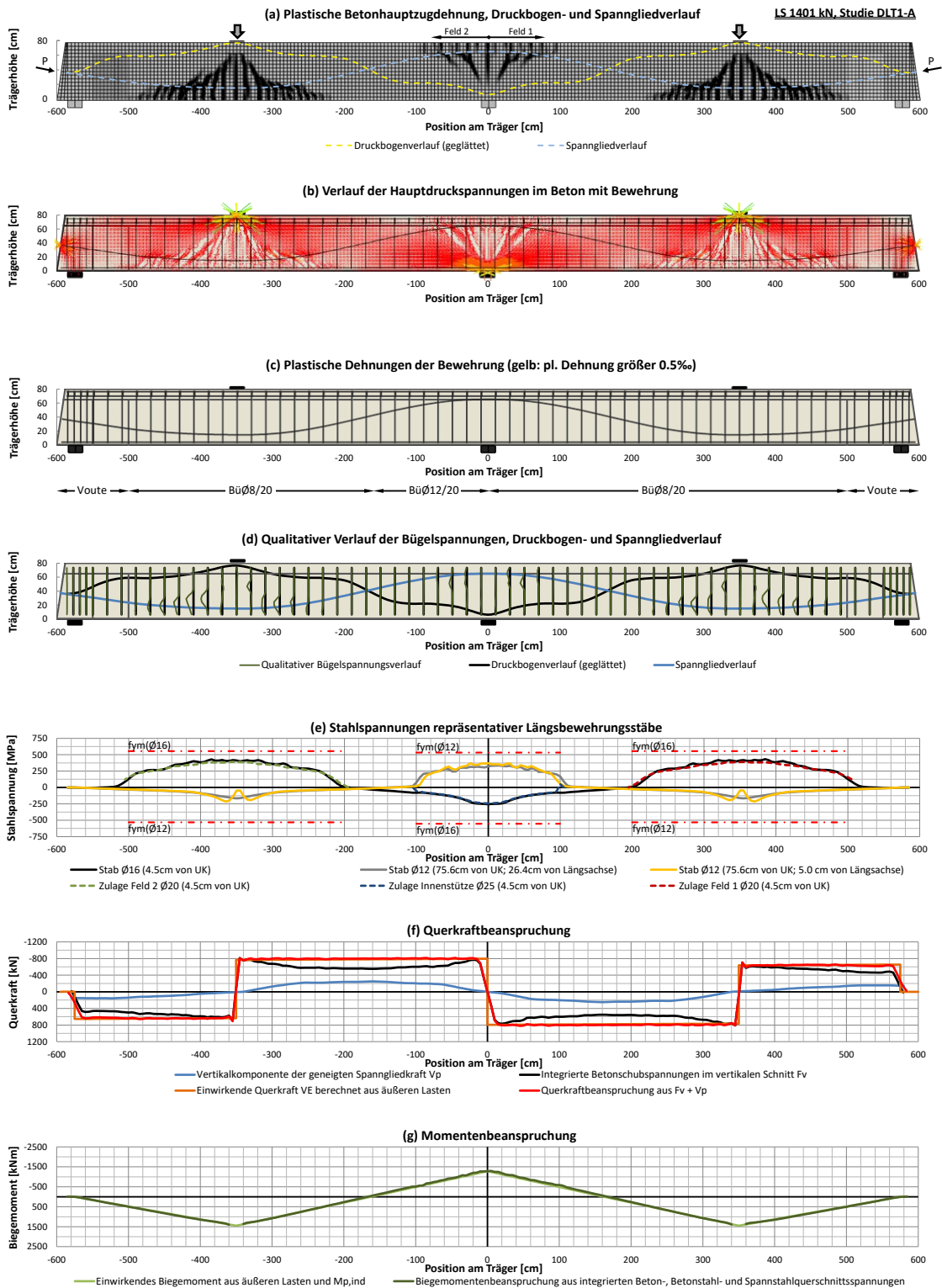


Bild A 2-13: Träger DLT 1 – Studie DLT 1-A, Beanspruchung infolge $1,0 \cdot G + 1,0 \cdot P + 0,83 \cdot F_{u,Sim}$ – Teil 1

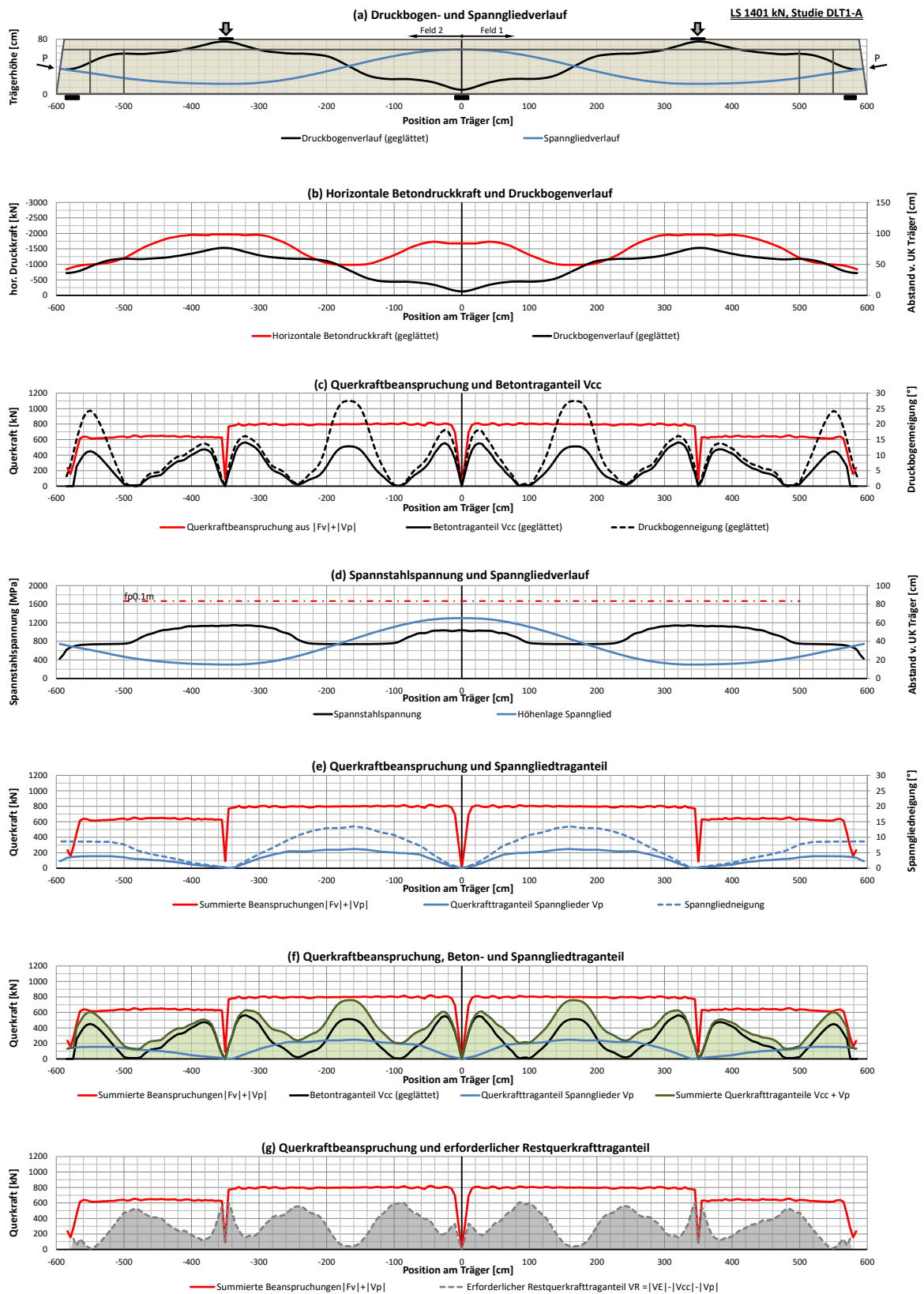


Bild A 2-14: Träger DLT 1 – Studie DLT 1-A, Beanspruchung infolge $1,0 \cdot G + 1,0 \cdot P + 0,83 \cdot F_{u,Sim}$ – Teil 2

A2.1.8 Laststufe 1697kN

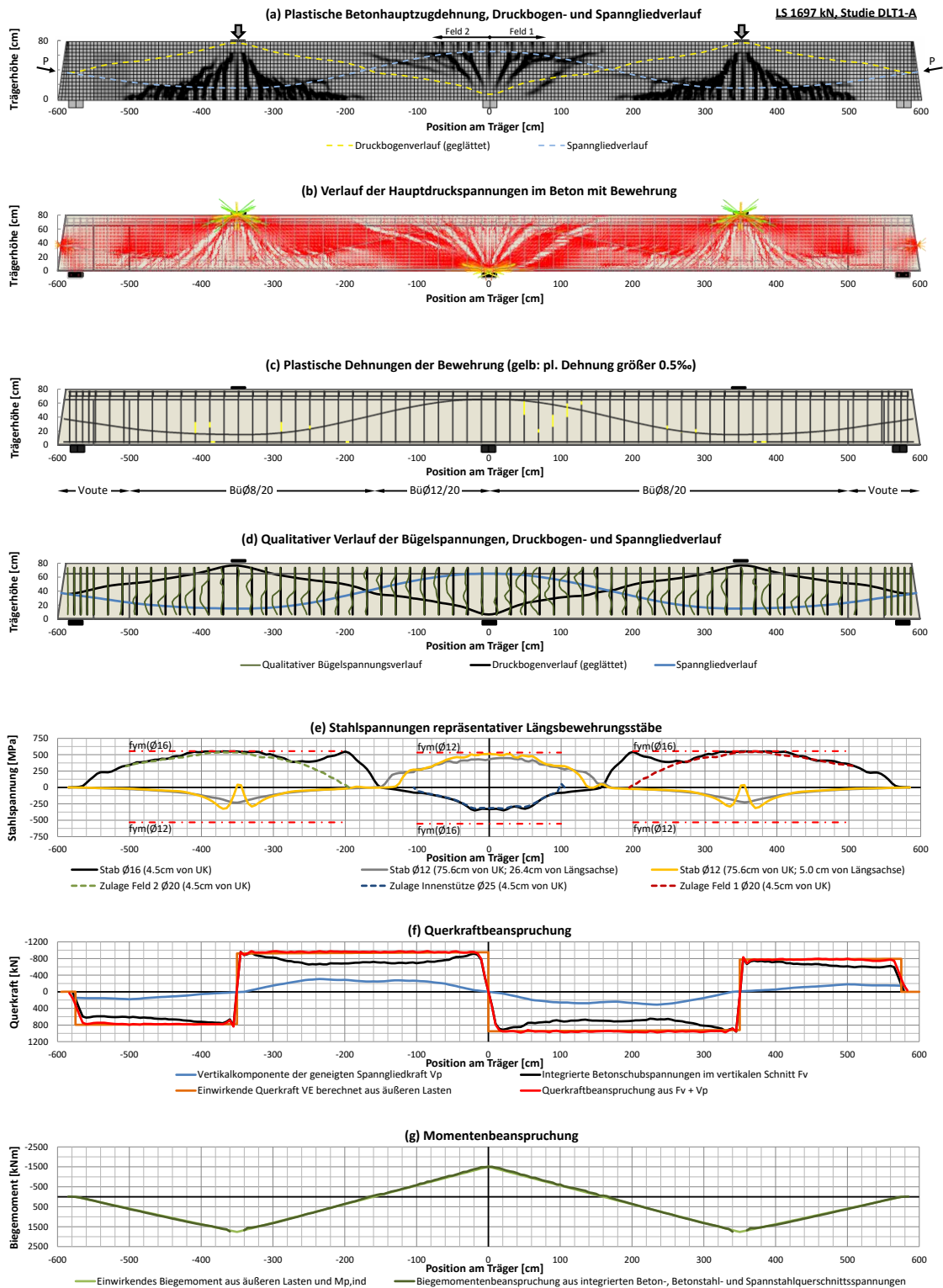


Bild A 2-15: Träger DLT 1 – Studie DLT 1-A, Beanspruchung infolge $1,0 \cdot G + 1,0 \cdot P + 1,00 \cdot F_{u, Sim}$ – Teil 1

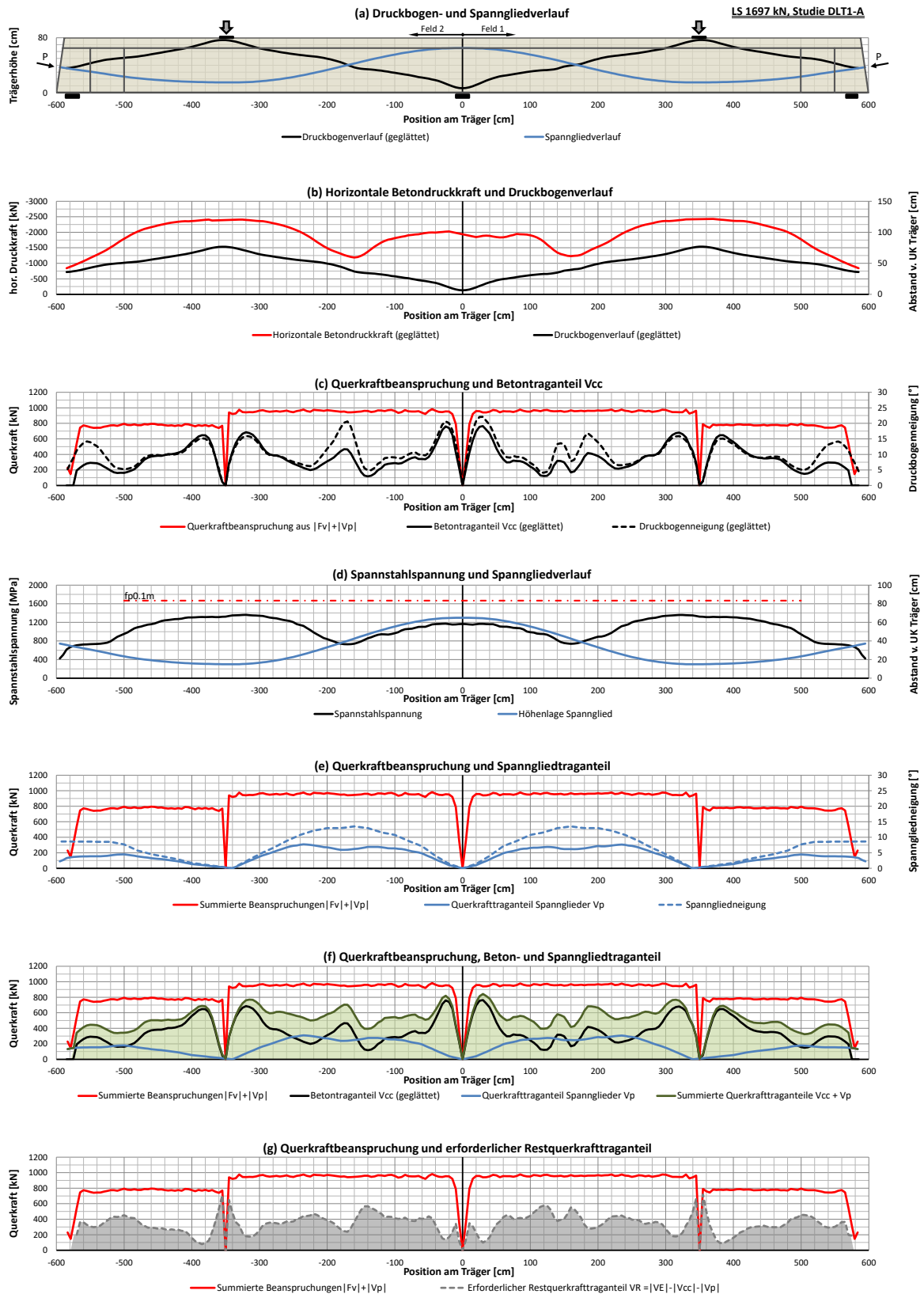


Bild A 2-16: Träger DLT 1 – Studie DLT 1-A, Beanspruchung infolge $1,0 \cdot G + 1,0 \cdot P + 1,00 \cdot F_{u,Sim}$ – Teil 2

A2.1.9 Laststufe 1650kN (Nachbruch)

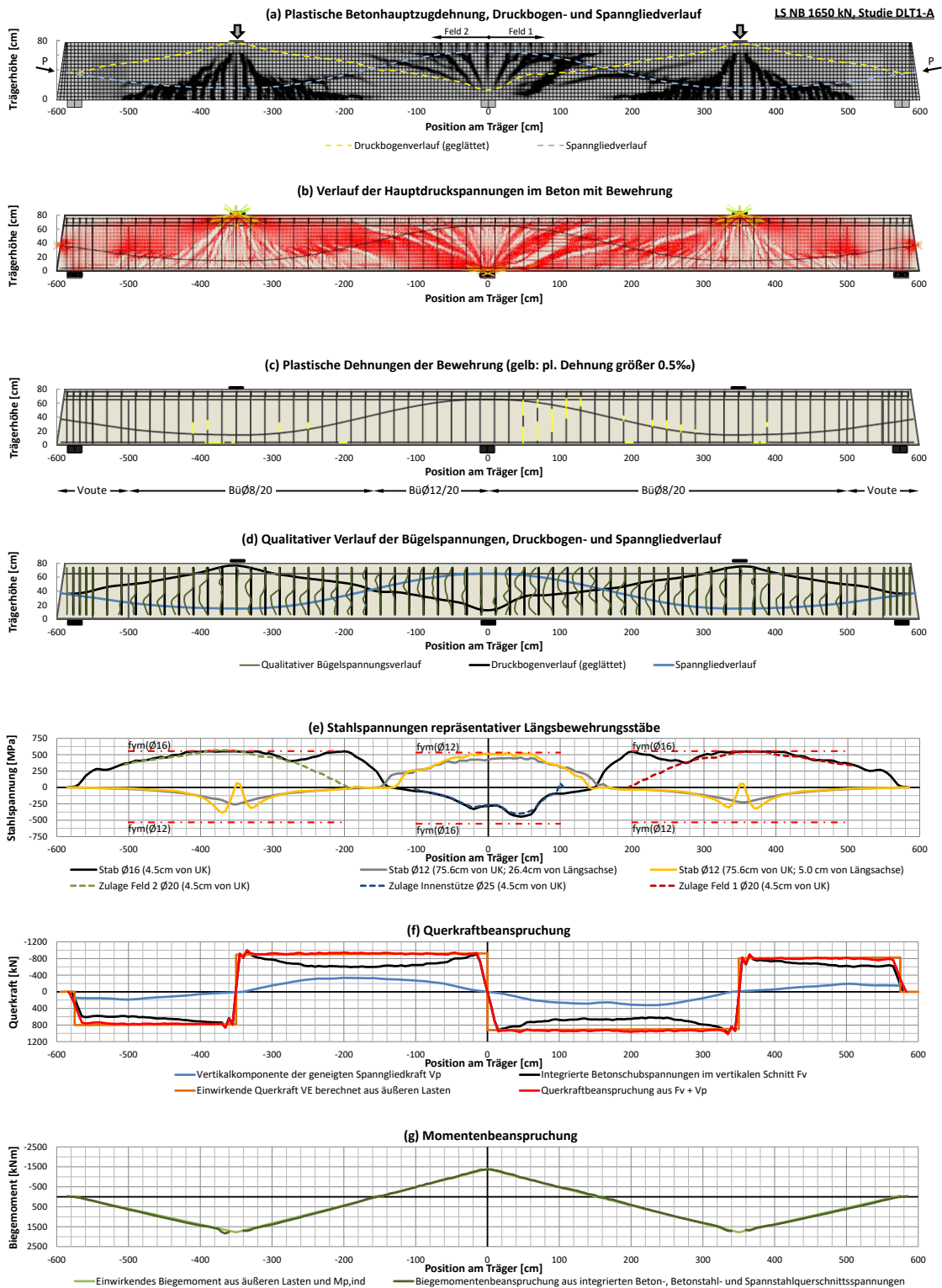


Bild A 2-17: Träger DLT 1 – Studie DLT 1-A, Beanspruchung infolge $1,0 \cdot G + 1,0 \cdot P + 0,97 \cdot F_{u,Sim}$ – Teil 1

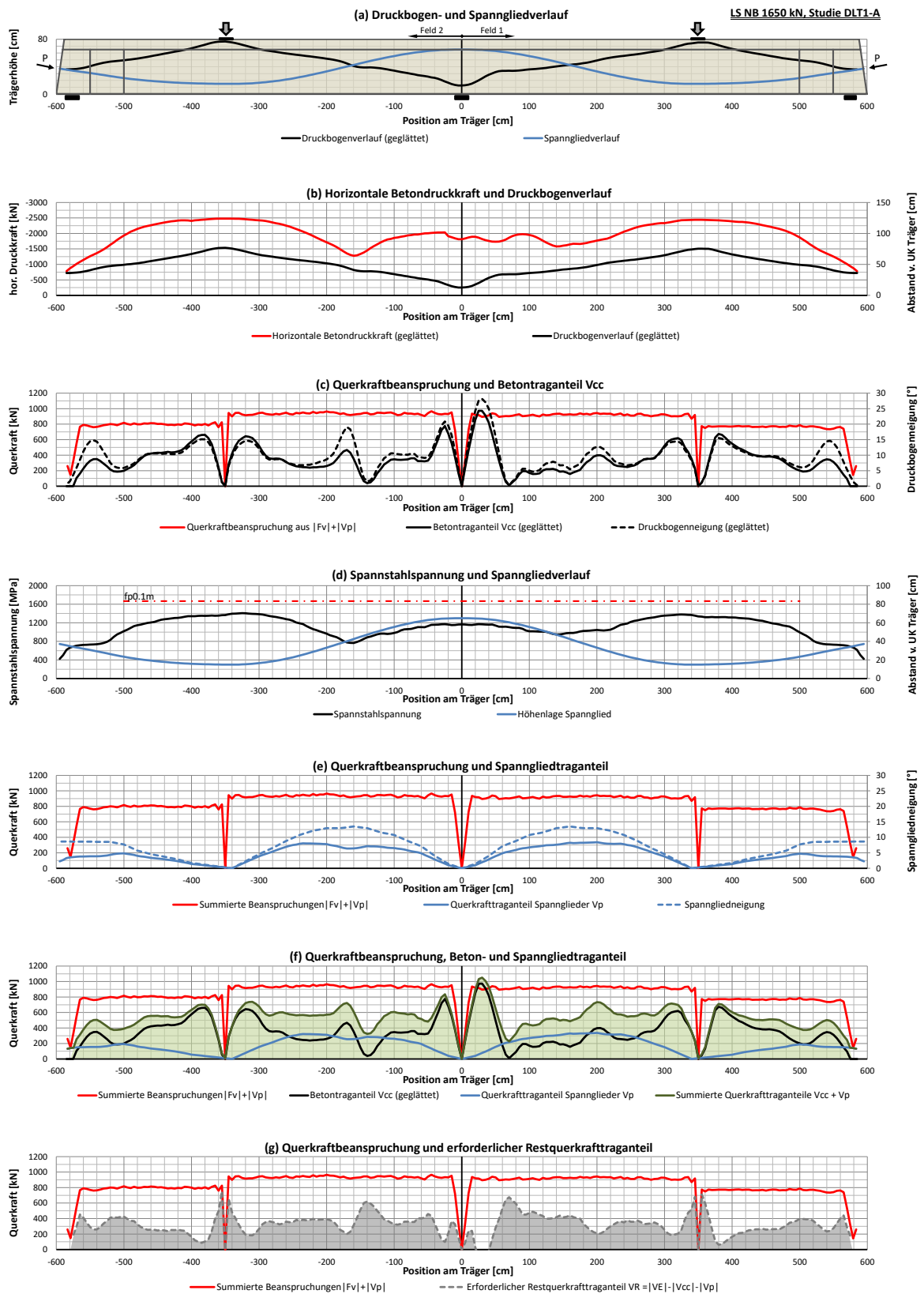


Bild A 2-18: Träger DLT 1 – Studie DLT 1-A, Beanspruchung infolge $1,0 \cdot G + 1,0 \cdot P + 0,97 \cdot F_{u,Sim}$ – Teil 2

A2.2 Simulation DLT 4-A

A2.2.1 Laststufe 80kN/m

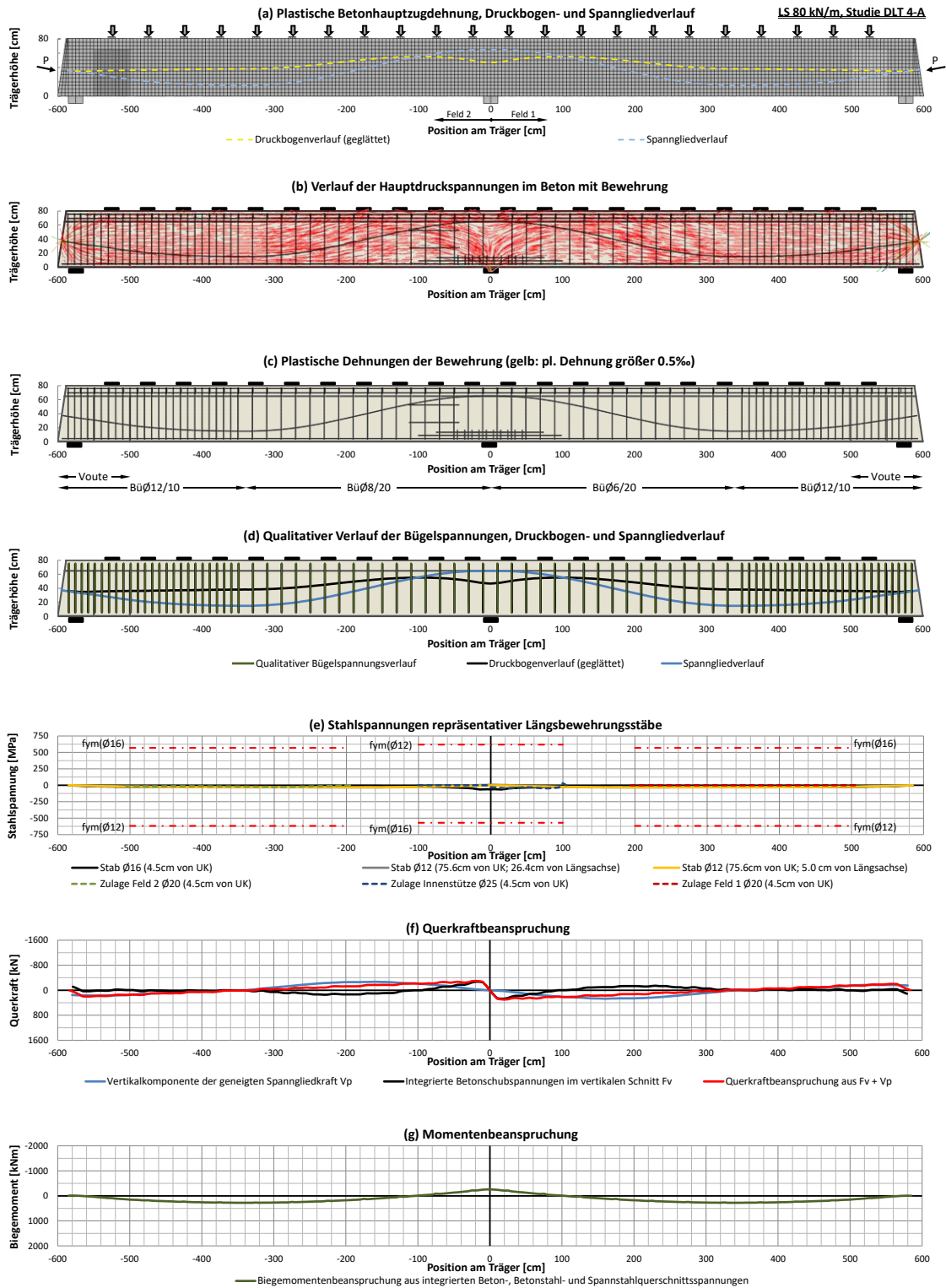


Bild A 2-19: Träger DLT 4 – Studie DLT 4-A, Beanspruchung infolge $1,0 \cdot G + 1,0 \cdot P + ca. 0,27 \cdot F_{u,Sim}$ – Teil 1

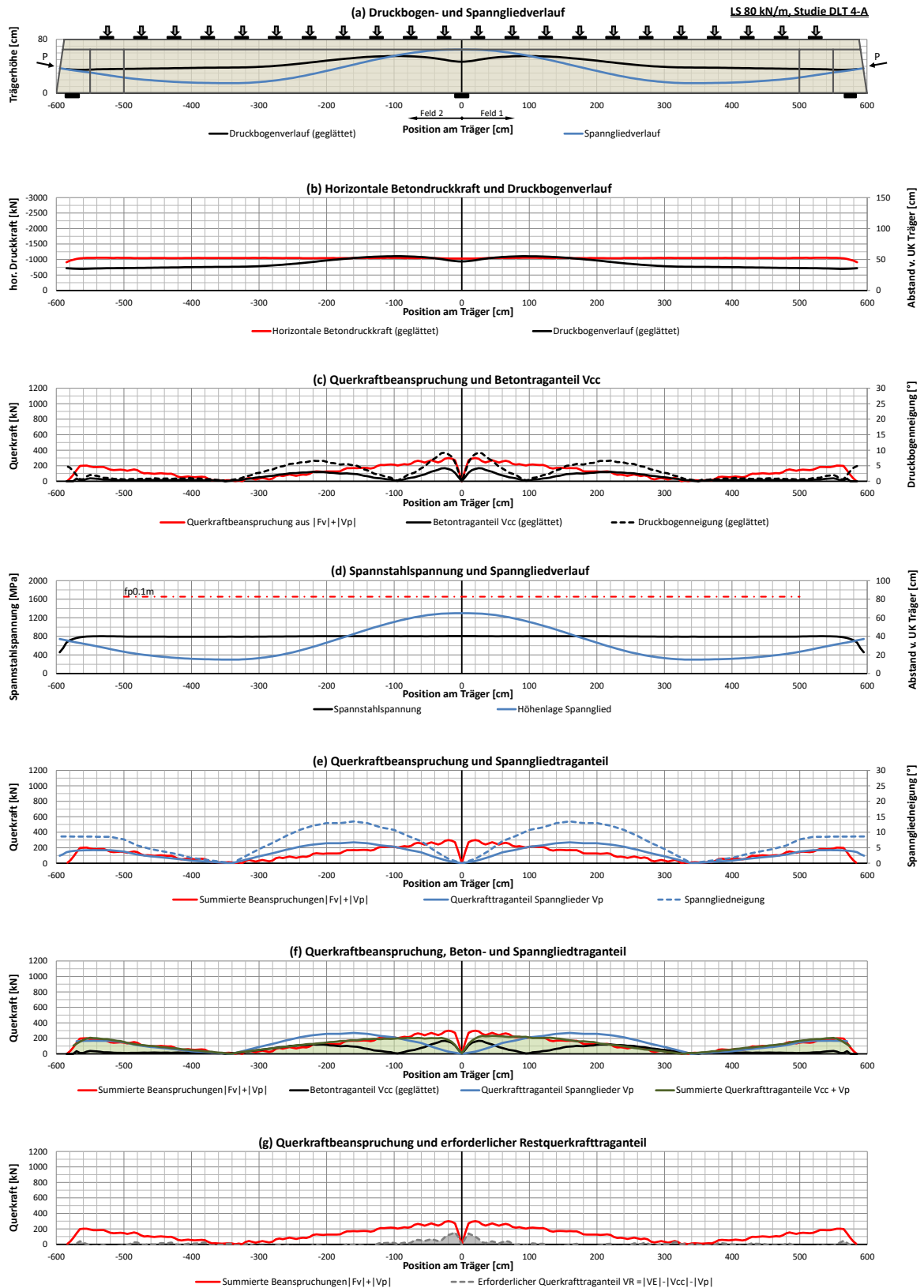


Bild A 2-20: Träger DLT 4 – Studie DLT 4-A, Beanspruchung infolge $1,0 \cdot G + 1,0 \cdot P + ca. 0,27 \cdot F_{u,Sim} - \text{Teil 2}$

A2.2.2 Laststufe 160kN/m

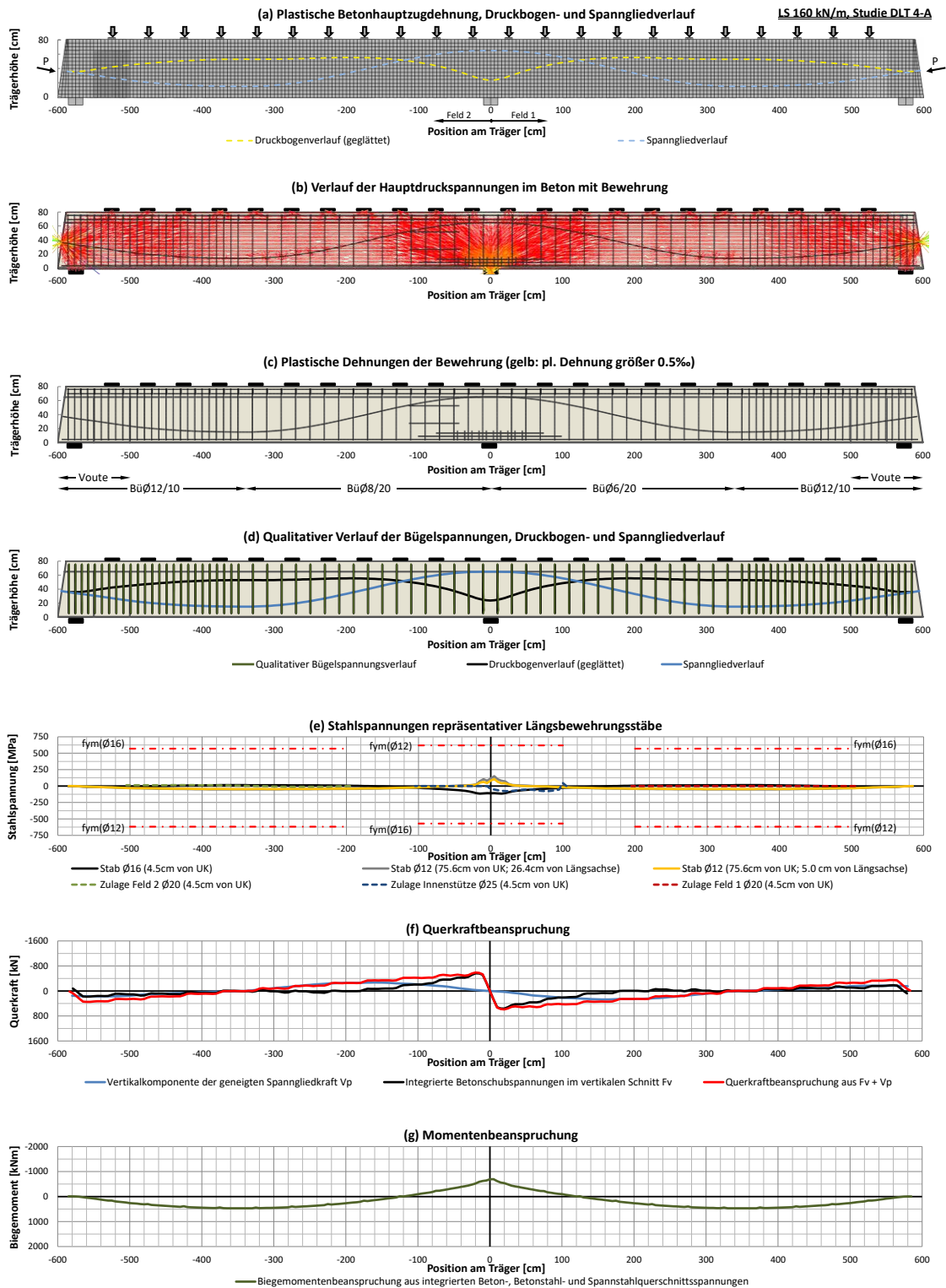


Bild A 2-21: Träger DLT 4 – Studie DLT 4-A, Beanspruchung infolge $1,0 \cdot G + 1,0 \cdot P + ca. 0,53 \cdot F_{u,Sim}$ – Teil 1

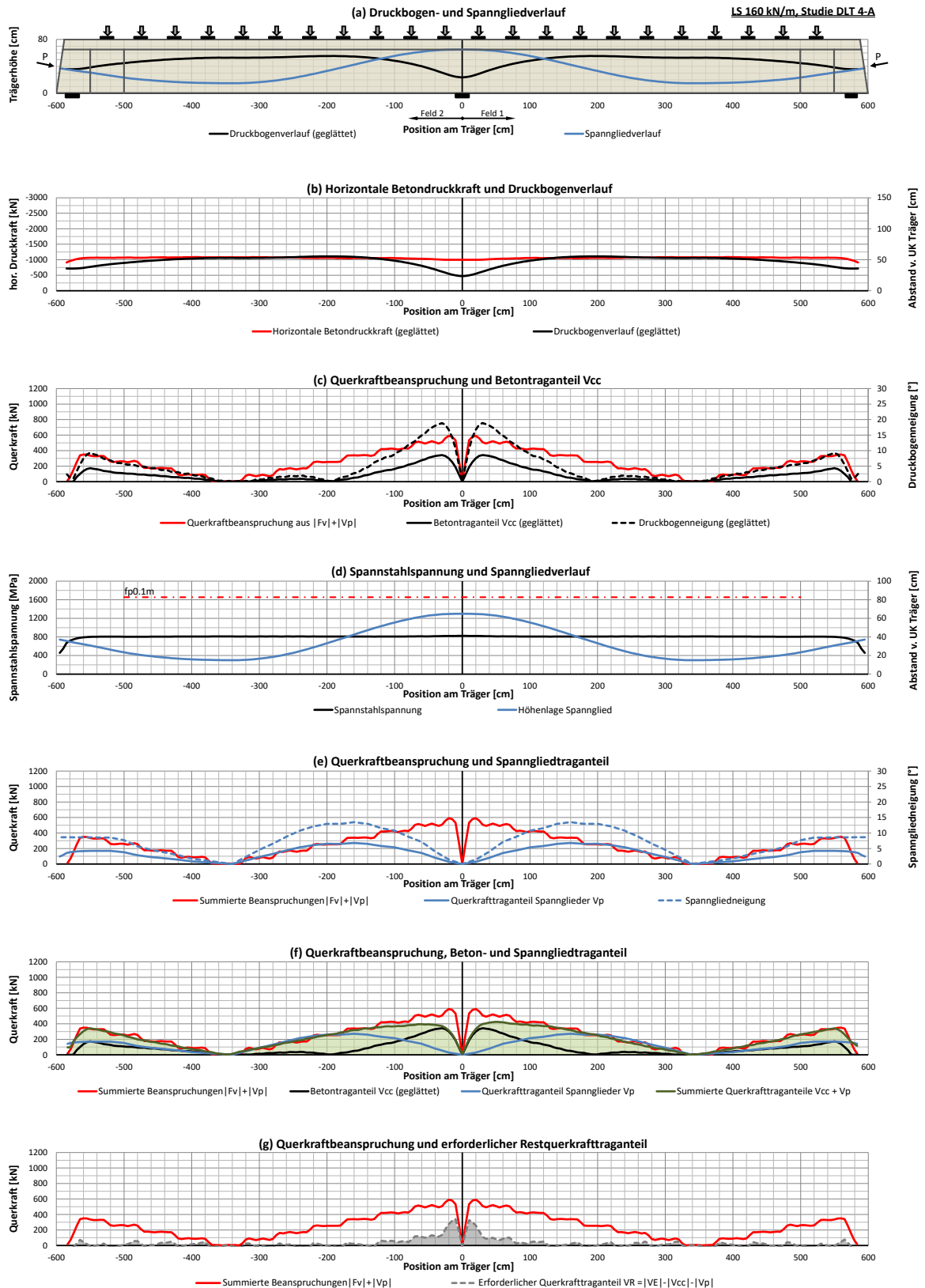


Bild A 2-22: Träger DLT 4 – Studie DLT 4-A, Beanspruchung infolge $1,0 \cdot G + 1,0 \cdot P + ca. 0,53 \cdot F_{u,Sim}$ – Teil 2

A2.2.3 Laststufe 205kN/m

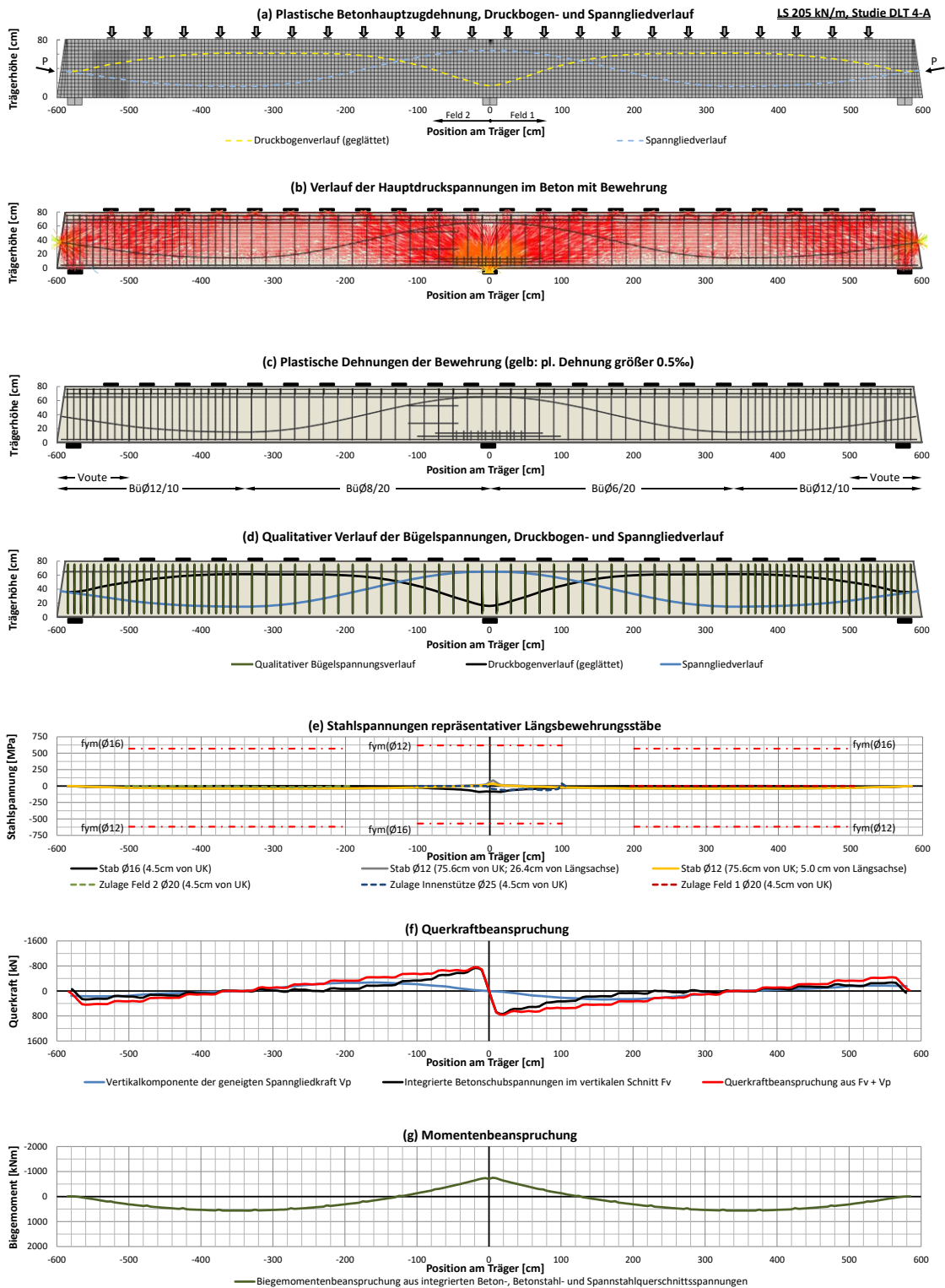


Bild A 2-23: Träger DLT 4 – Studie DLT 4-A, Beanspruchung infolge $1,0 \cdot G + 1,0 \cdot P + ca. 0,68 \cdot F_{u,Sim}$ – Teil 1

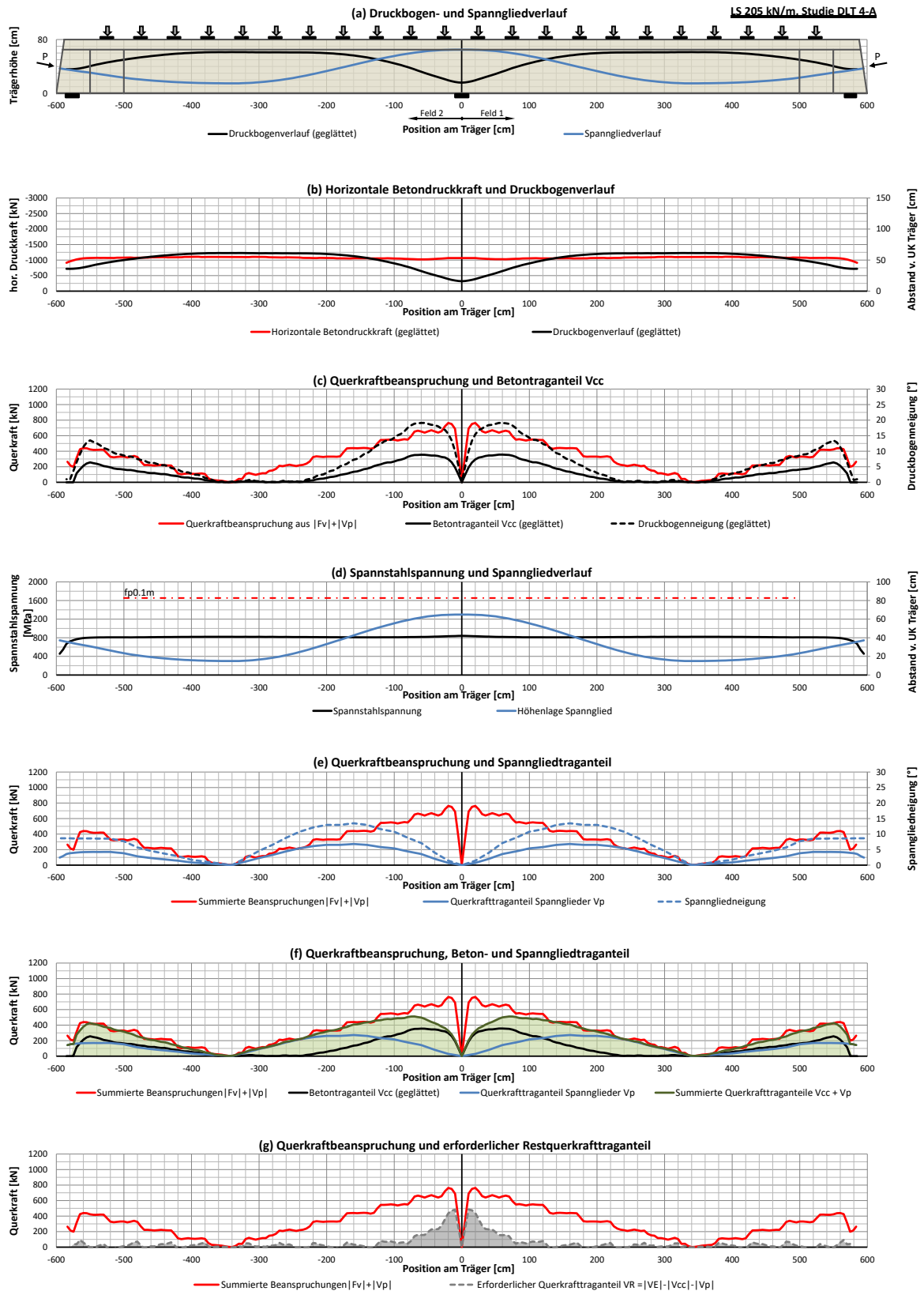


Bild A 2-24: Träger DLT 4 – Studie DLT 4-A, Beanspruchung infolge $1,0 \cdot G + 1,0 \cdot P + ca. 0,68 \cdot F_{u,Sim} - \text{Teil 2}$

A2.2.4 Laststufe 250kN/m

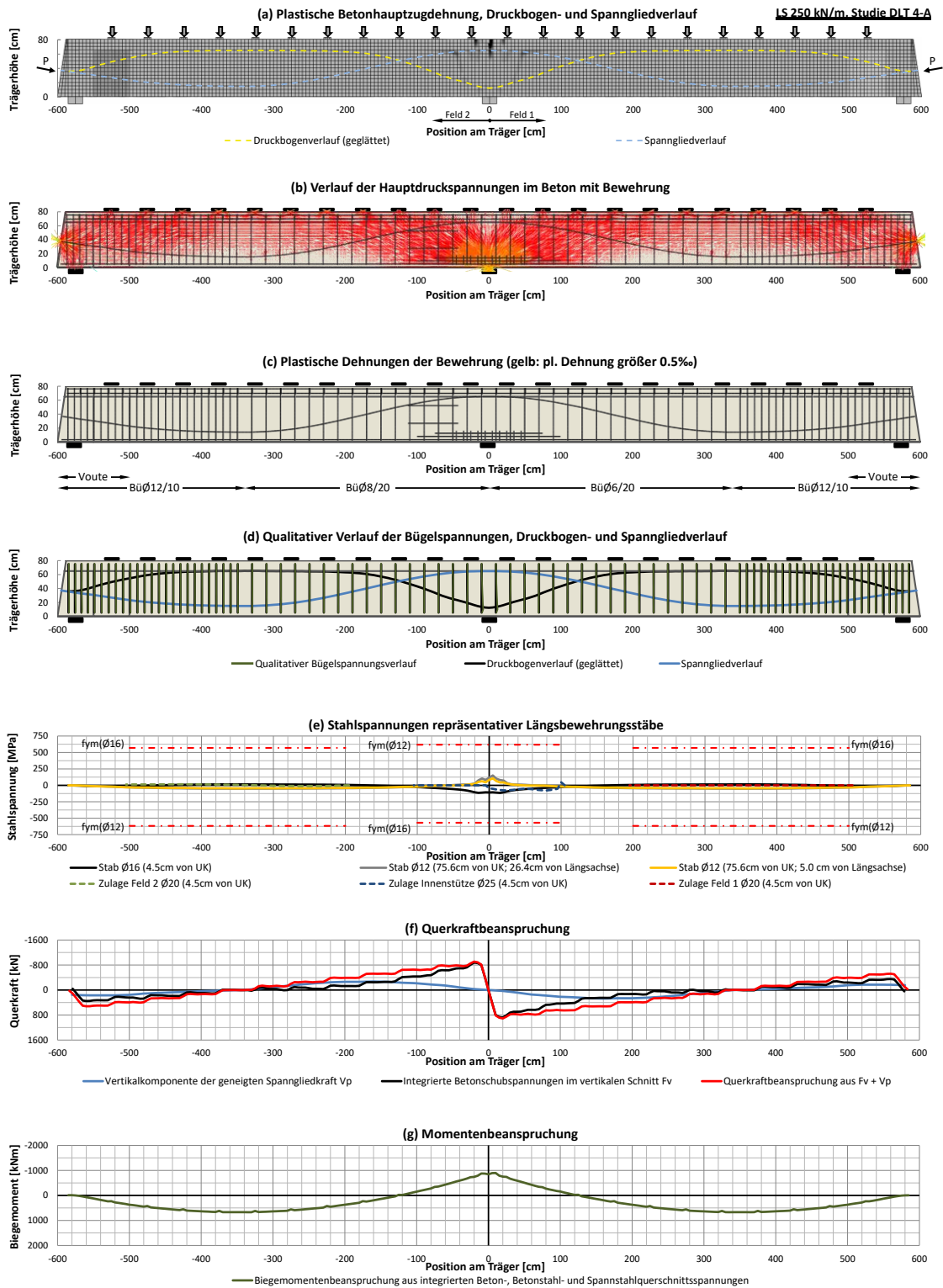


Bild A 2-25: Träger DLT 4 – Studie DLT 4-A, Beanspruchung infolge 1,0·G + 1,0·P + ca. 0,83·F_{u,Sim} – Teil 1

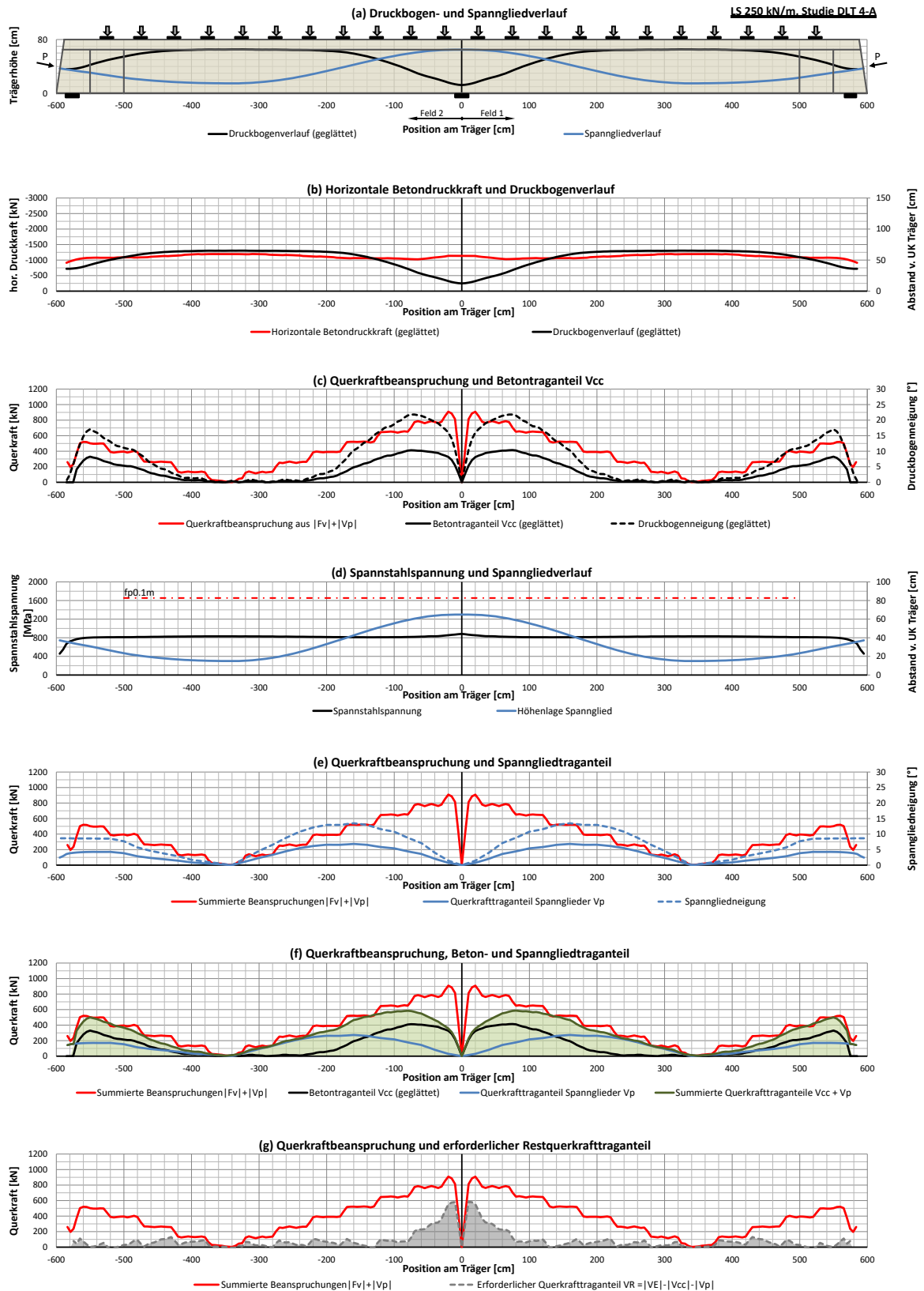


Bild A 2-26: Träger DLT 4 – Studie DLT 4-A, Beanspruchung infolge $1,0 \cdot G + 1,0 \cdot P + ca. 0,83 \cdot F_{u,Sim}$ – Teil 2

A2.2.5 Laststufe 299kN/m

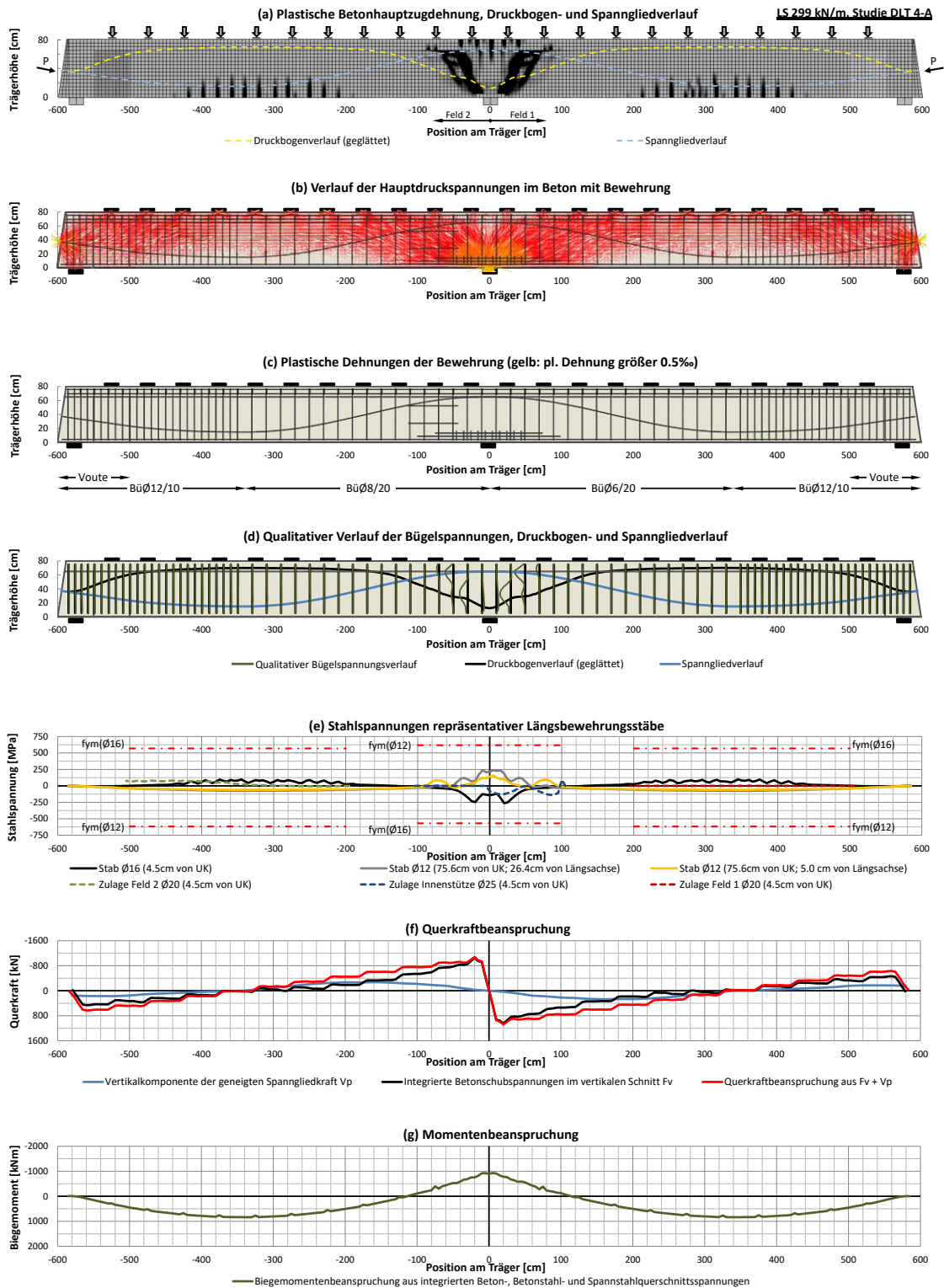


Bild A 2-27: Träger DLT 4 – Studie DLT 4-A, Beanspruchung infolge 1,0·G + 1,0·P + ca. 1,00·F_{u,Sim} – Teil 1

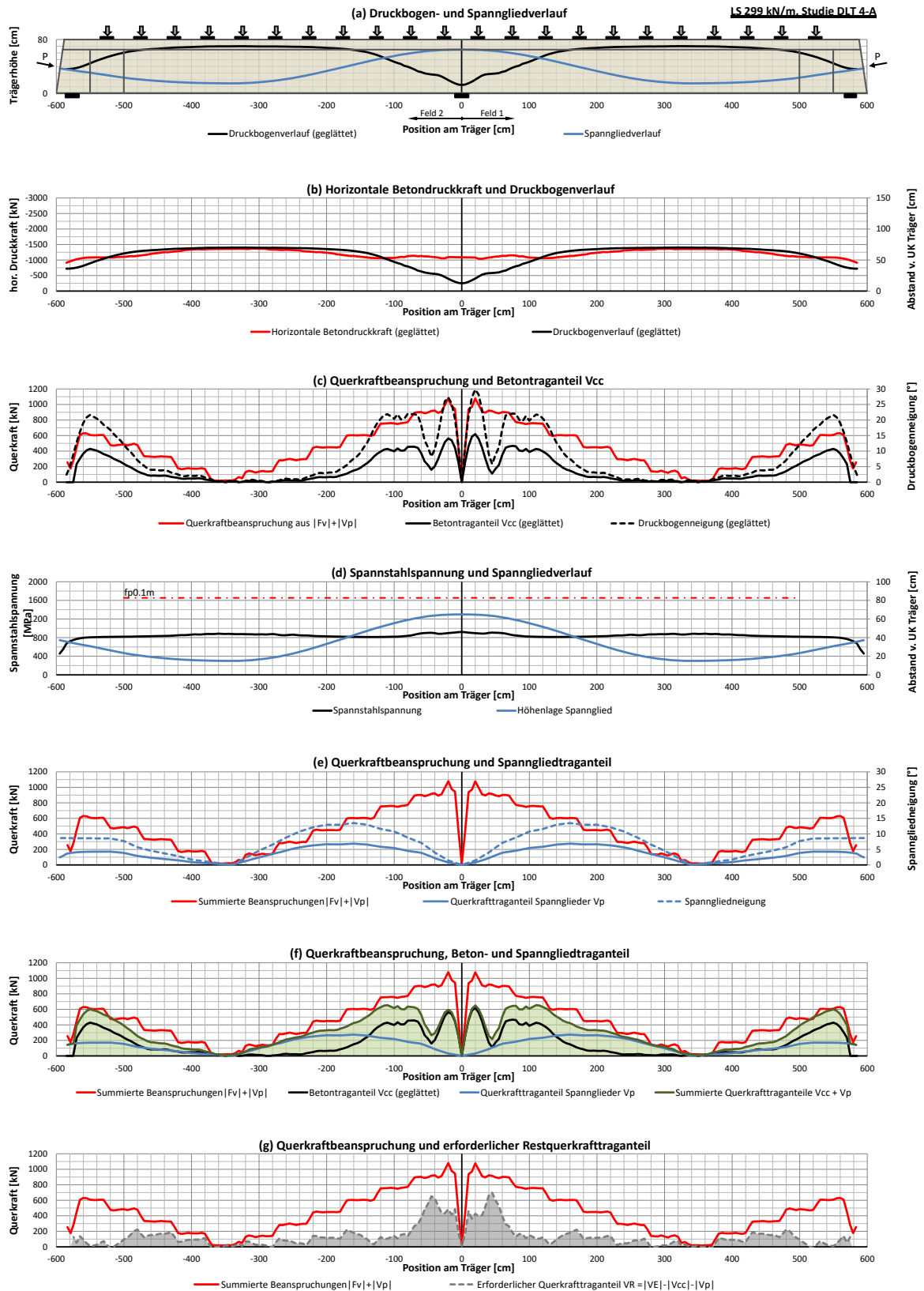


Bild A 2-28: Träger DLT 4 – Studie DLT 4-A, Beanspruchung infolge $1,0 \cdot G + 1,0 \cdot P + ca. 1,00 \cdot F_{u,Sim}$ – Teil 2

A2.2.6 Laststufe 325kN/m

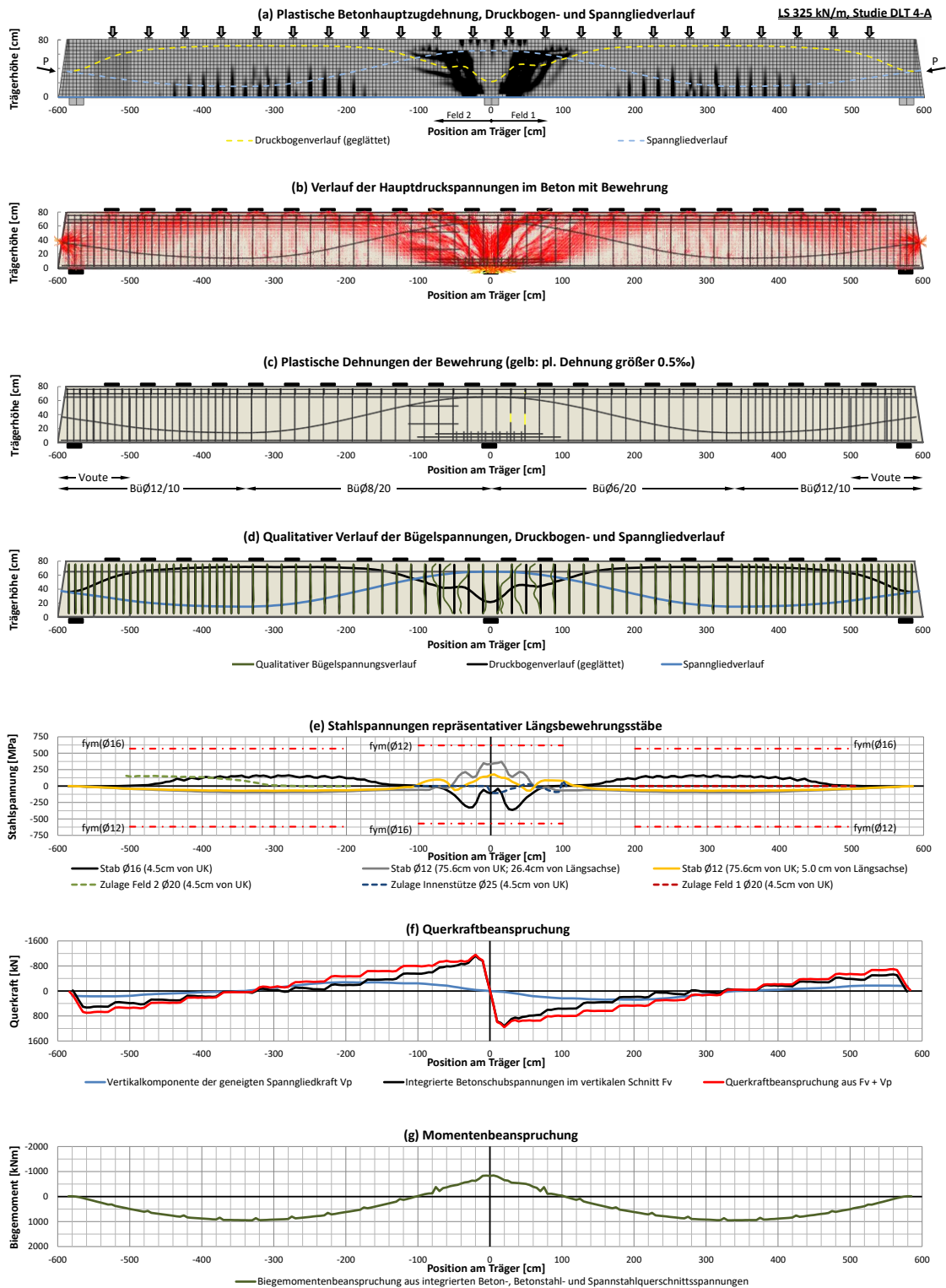


Bild A 2-29: Träger DLT 4 – Studie DLT 4-A, Beanspruchung infolge $1,0 \cdot G + 1,0 \cdot P + ca. 1,08 \cdot F_{u,Sim}$ – Teil 1

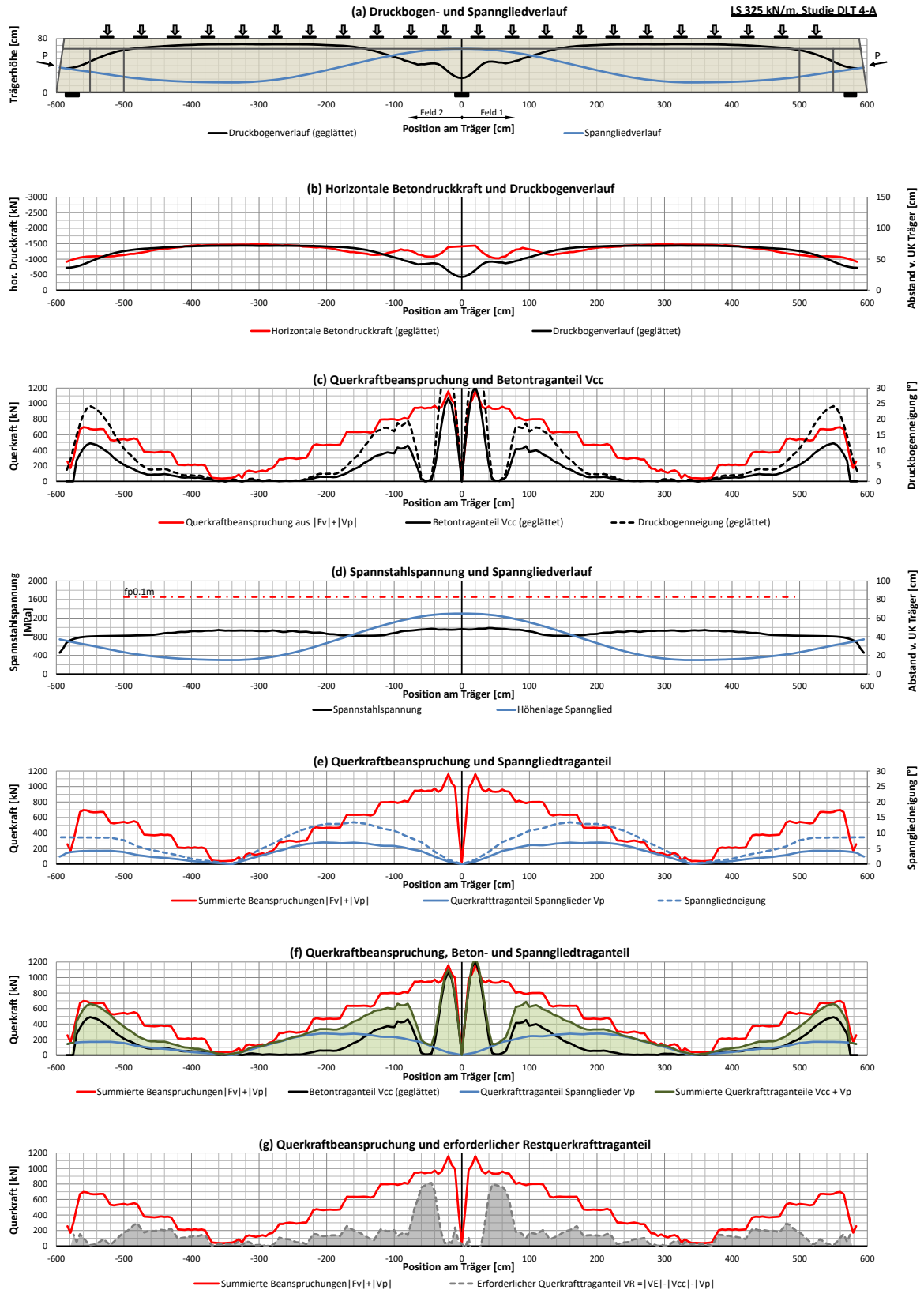


Bild A 2-30: Träger DLT 4 – Studie DLT 4-A, Beanspruchung infolge 1,0·G + 1,0·P + ca. 1,08·Fu,Sim – Teil 2

A2.3 Simulation DLT 1-F

A2.3.1 Laststufe 175kN

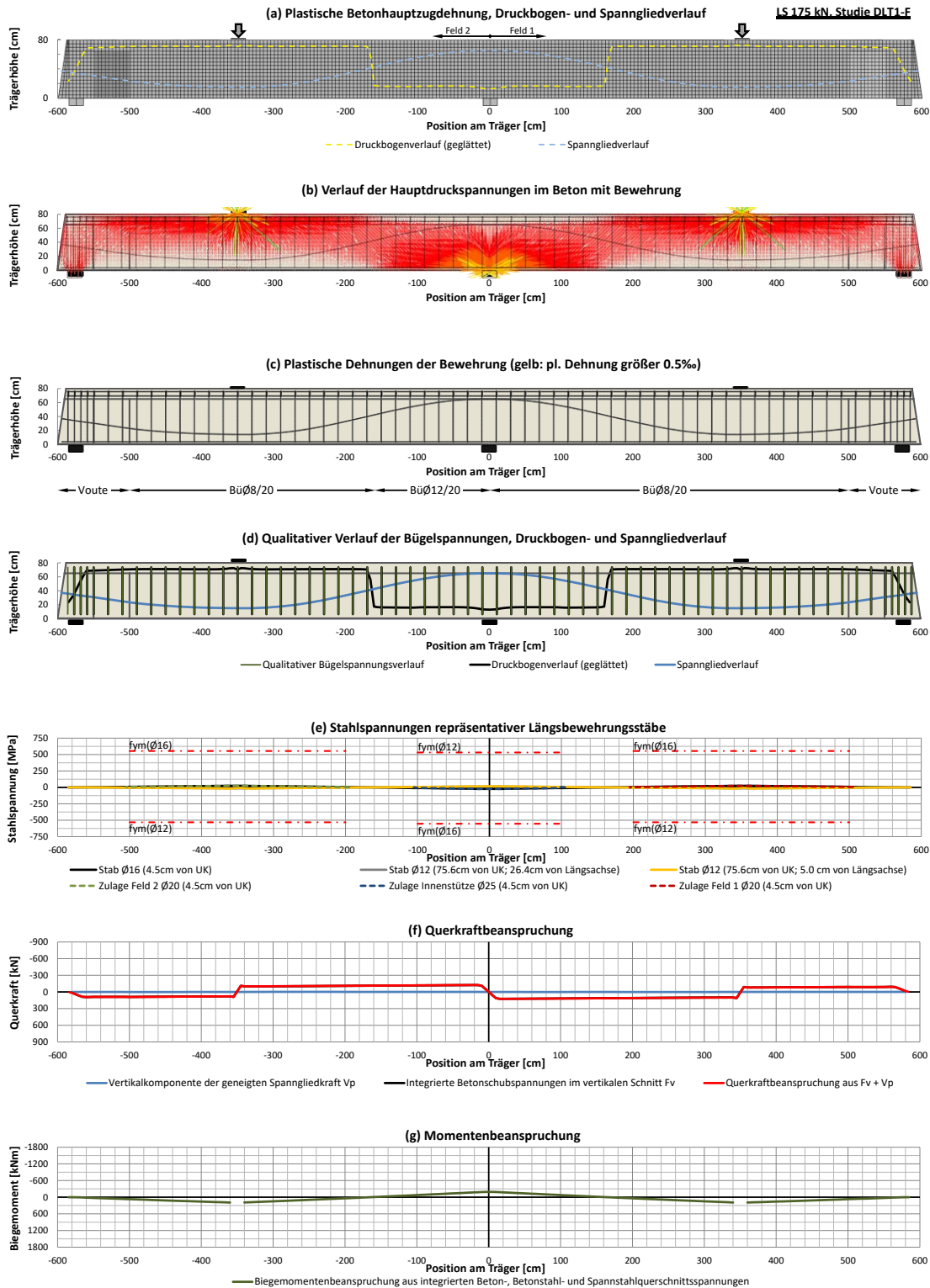


Bild A 2-31: Träger DLT 1 – Studie DLT 1-F, Beanspruchung infolge $1,0 \cdot G + 0,0 \cdot P + ca. 0,14 \cdot F_{u,Sim}$ – Teil 1

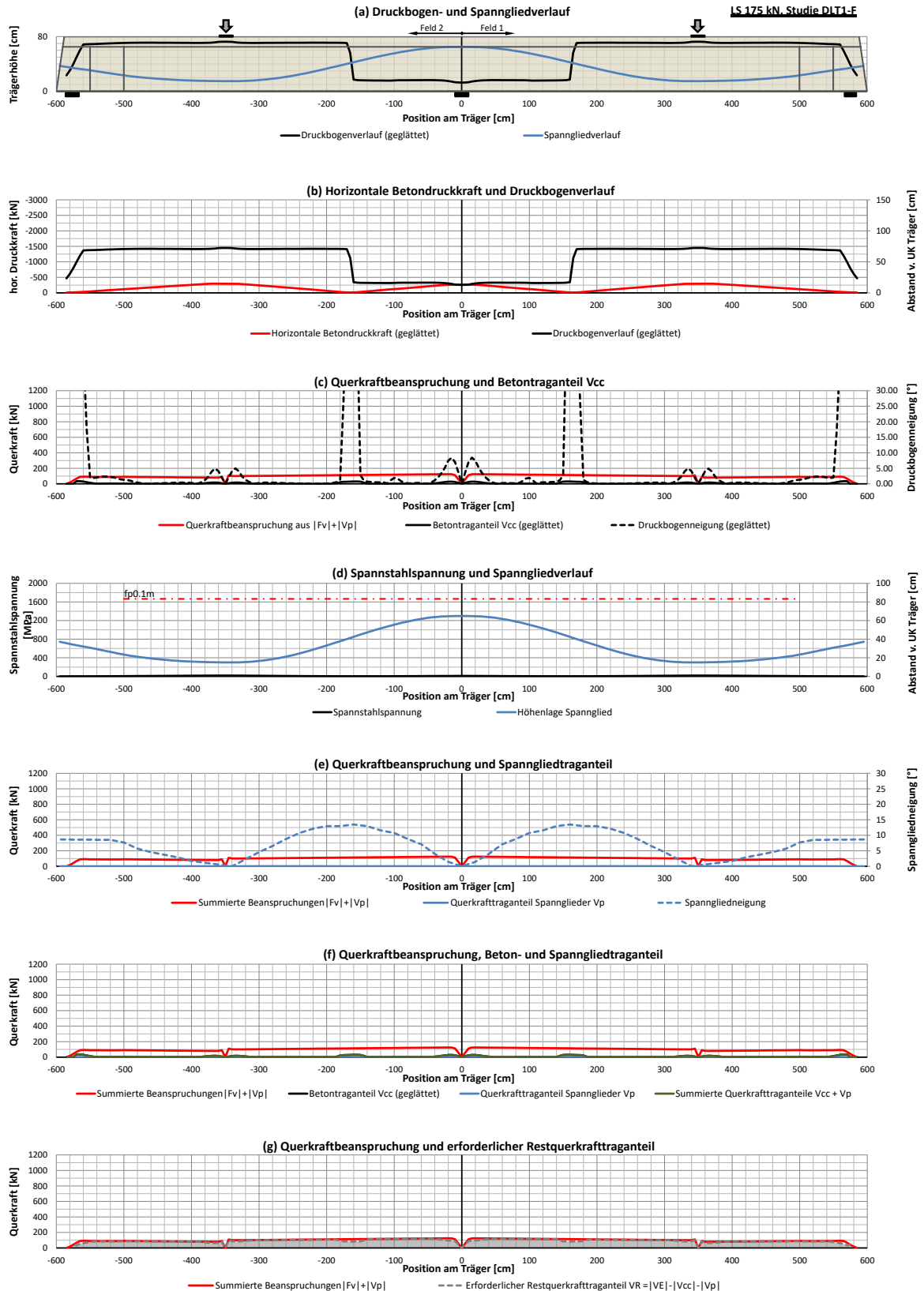


Bild A 2-32: Träger DLT 1 – Studie DLT 1-F, Beanspruchung infolge $1,0 \cdot G + 0,0 \cdot P + ca. 0,14 \cdot F_{u,Sim}$ – Teil 2

A2.3.2 Laststufe 431kN

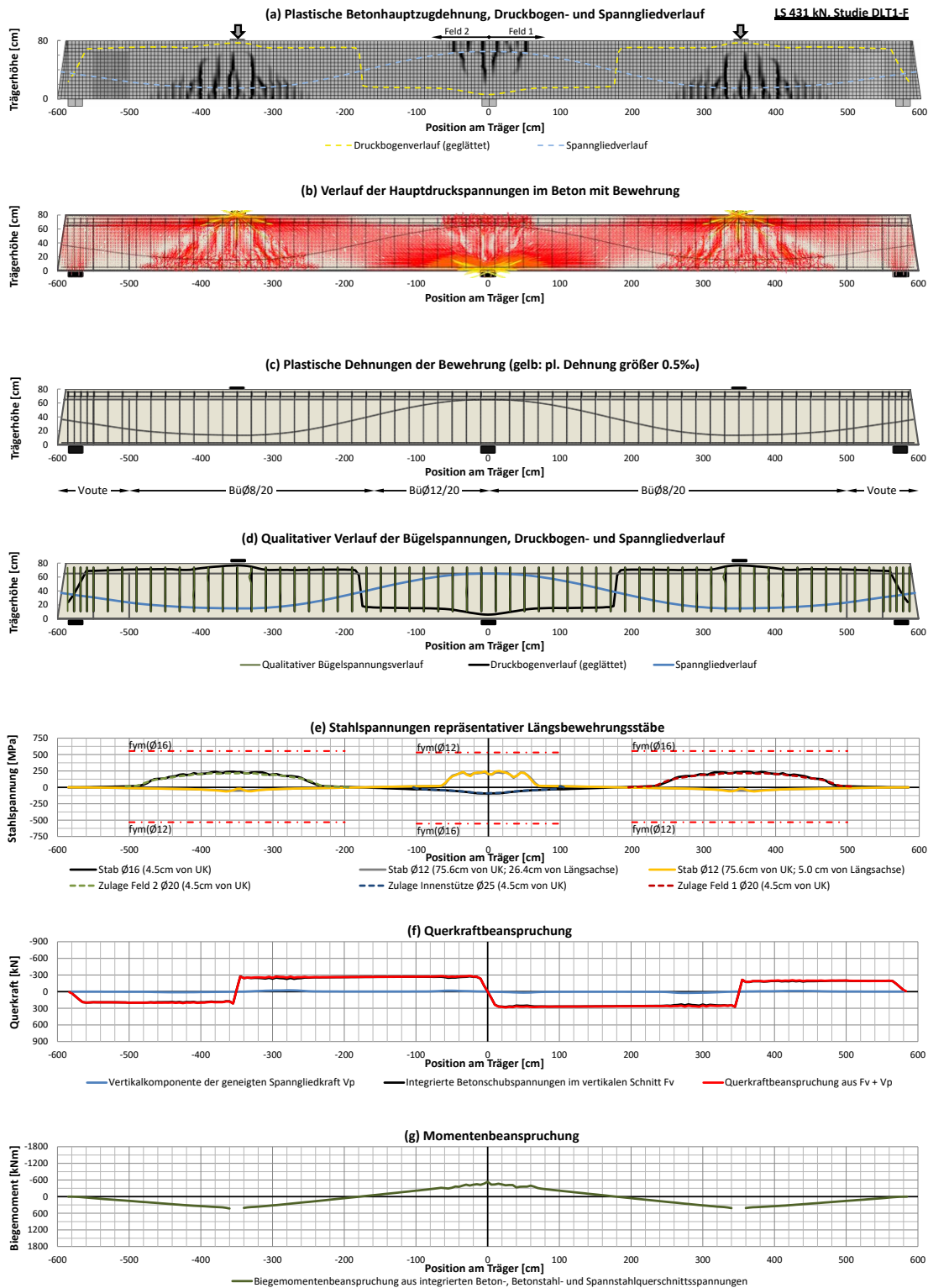


Bild A 2-33: Träger DLT 1 – Studie DLT 1-F, Beanspruchung infolge $1,0 \cdot G + 0,0 \cdot P + ca. 0,33 \cdot F_{u,Sim}$ – Teil 1

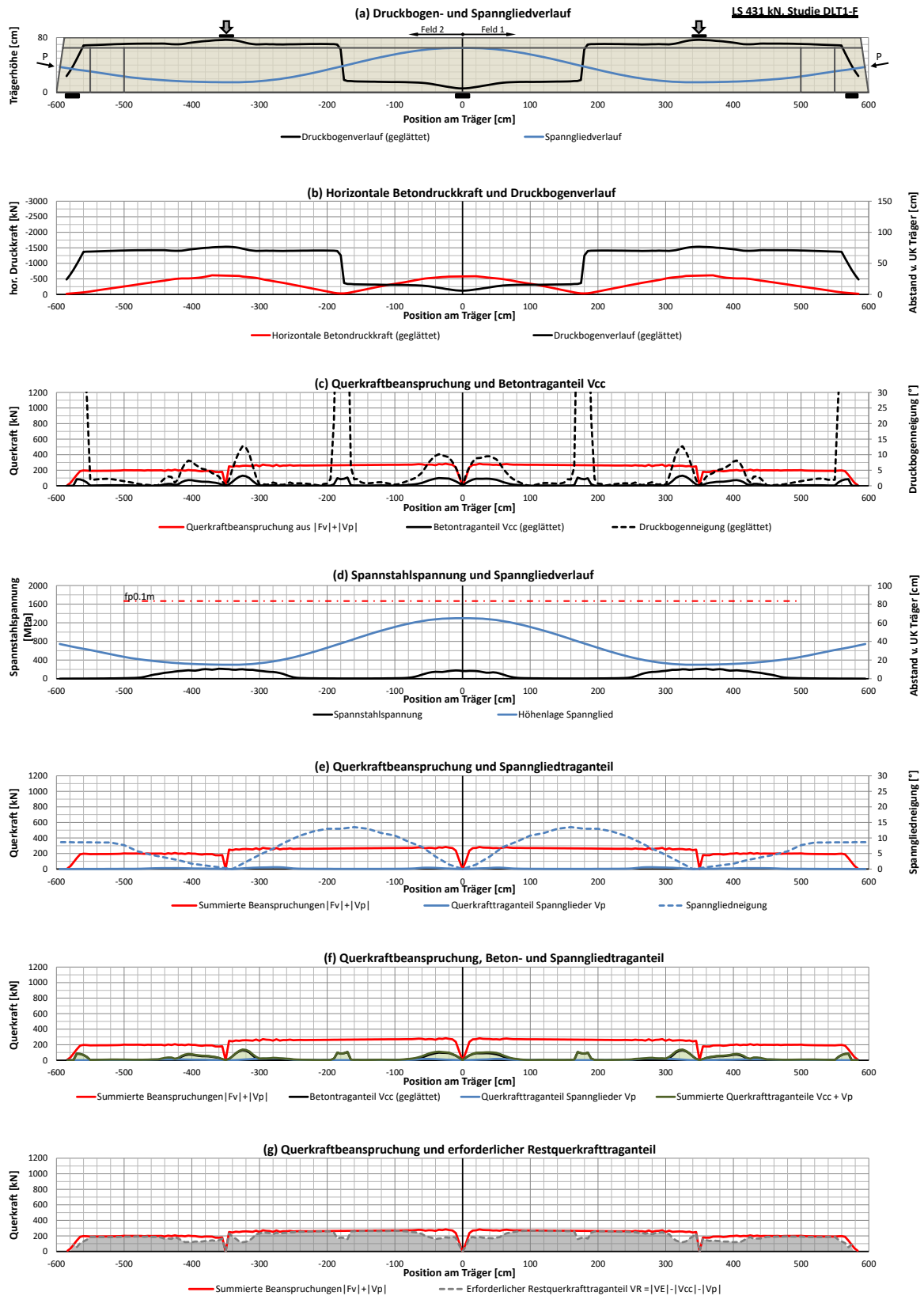


Bild A 2-34: Träger DLT 1 – Studie DLT 1-F, Beanspruchung infolge $1,0 \cdot G + 0,0 \cdot P + ca. 0,33 \cdot F_{u,Sim}$ – Teil 2

A2.3.3 Laststufe 858kN

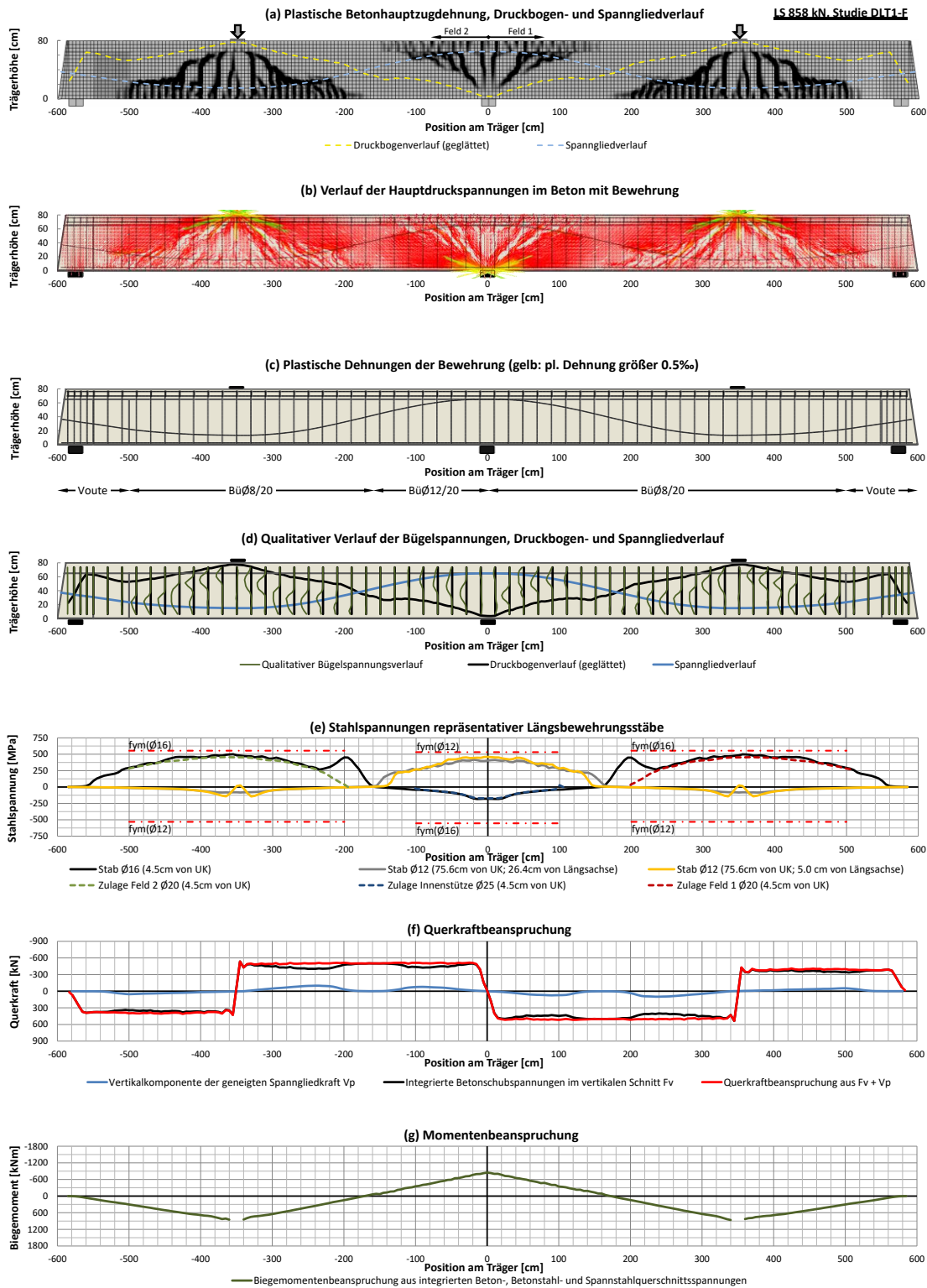


Bild A 2-35: Träger DLT 1 – Studie DLT 1-F, Beanspruchung infolge $1,0 \cdot G + 0,0 \cdot P + ca. 0,66 \cdot F_{u,Sim}$ – Teil 1

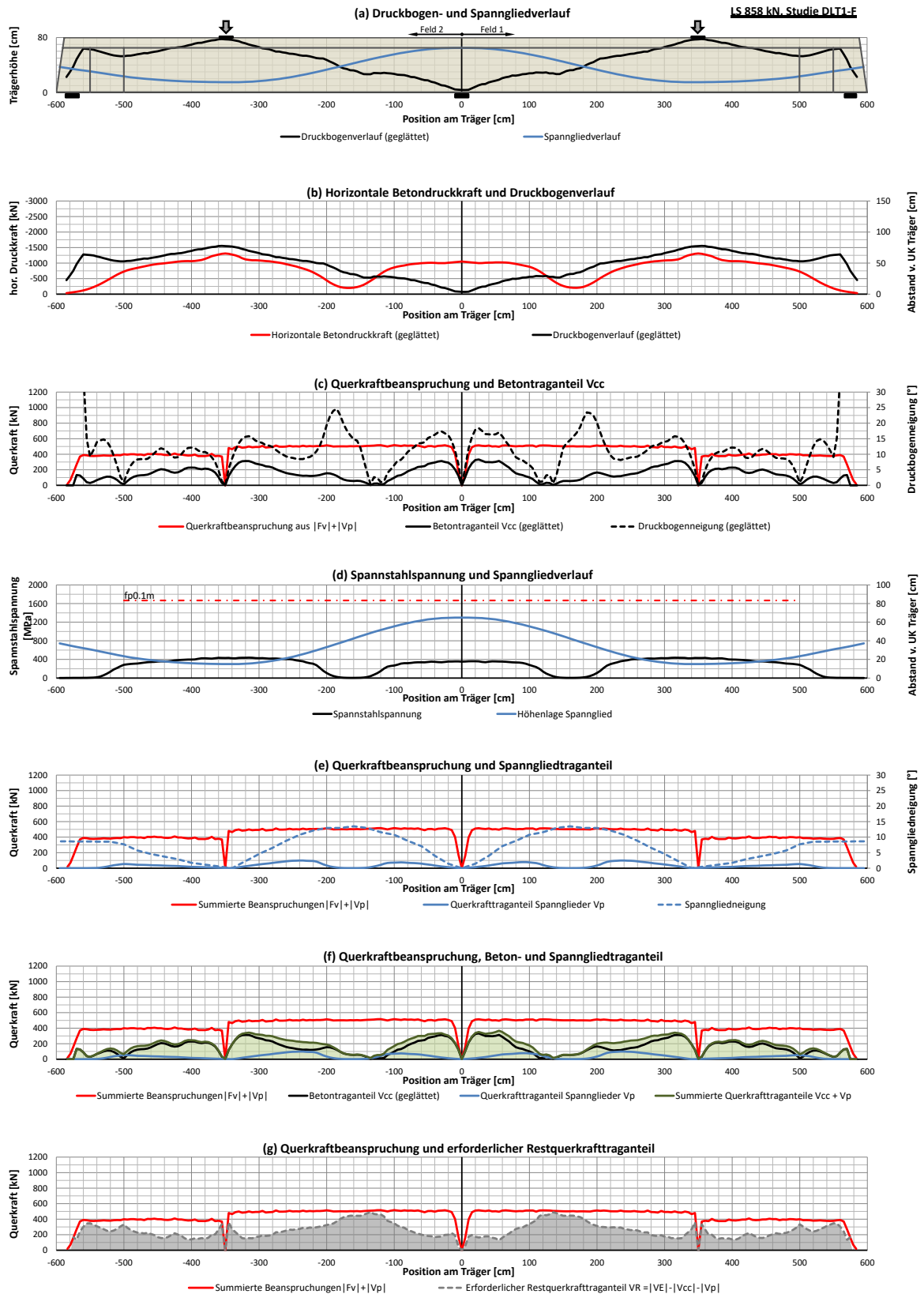


Bild A 2-36: Träger DLT 1 – Studie DLT 1-F, Beanspruchung infolge $1,0 \cdot G + 0,0 \cdot P + ca. 0,66 \cdot F_{u,Sim}$ – Teil 2

A2.3.4 Laststufe 1287kN

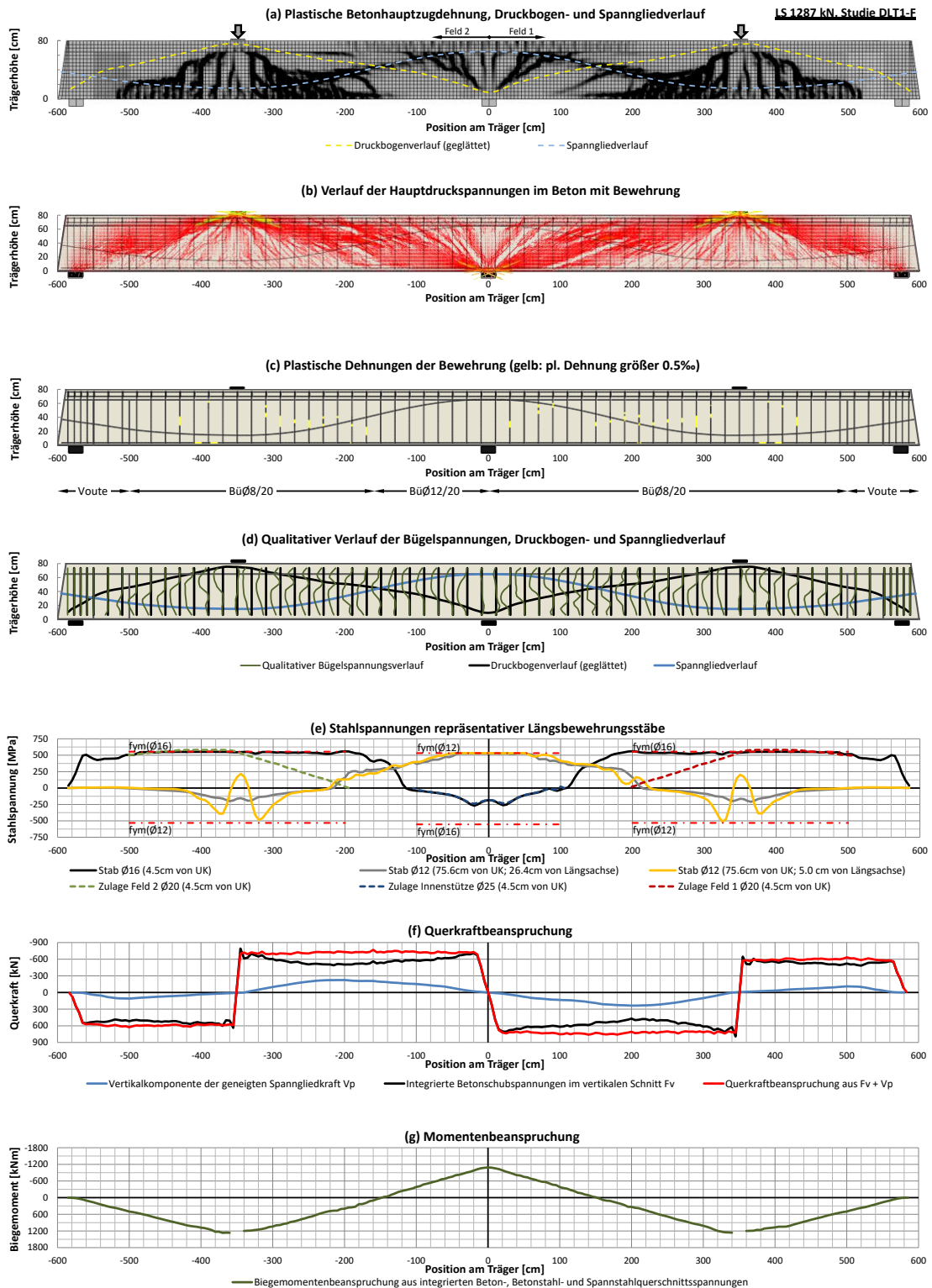


Bild A 2-37: Träger DLT 1 – Studie DLT 1-F, Beanspruchung infolge $1,0 \cdot G + 0,0 \cdot P + ca. 1,00 \cdot F_{u,Sim}$ – Teil 1

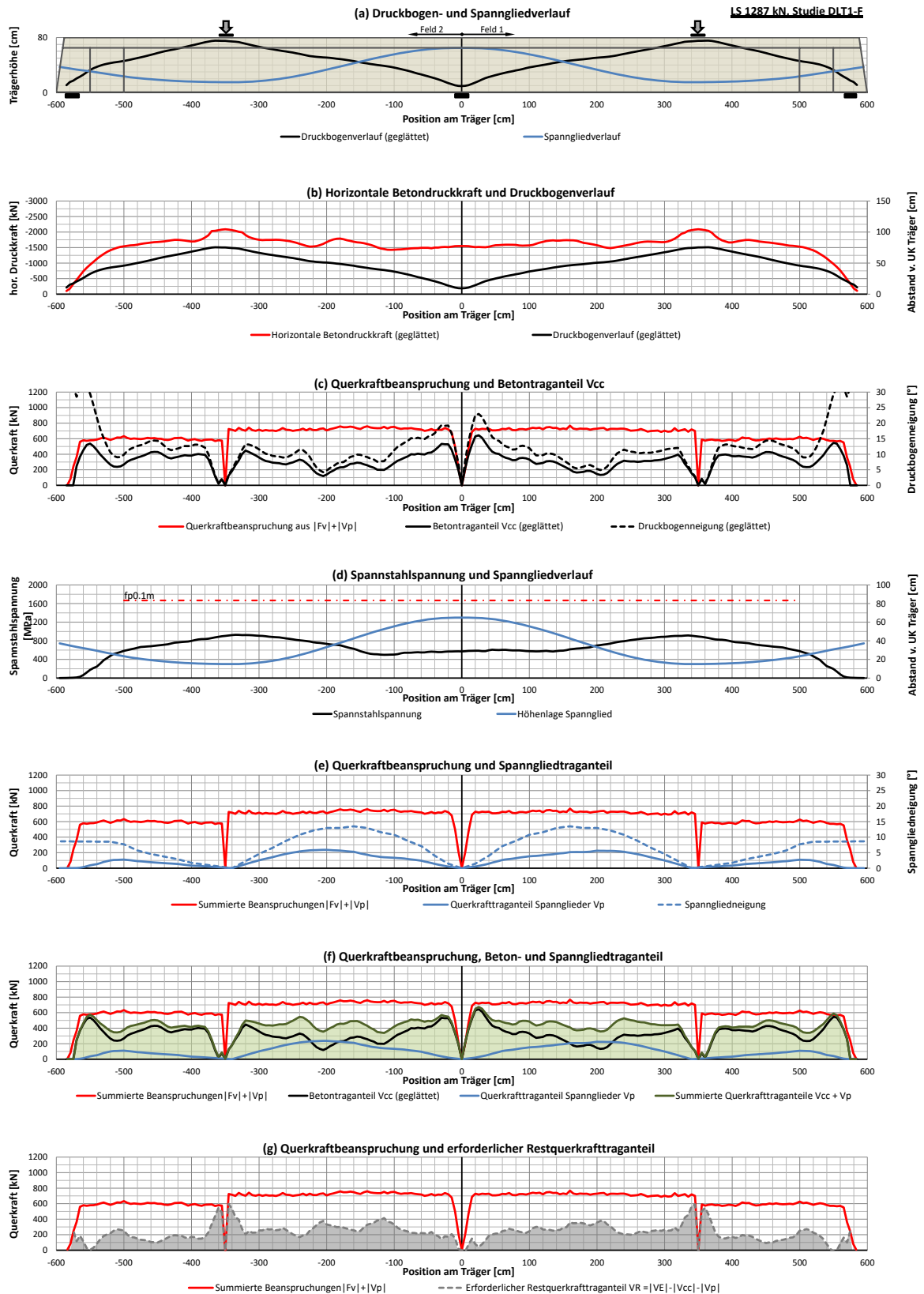


Bild A 2-38: Träger DLT 1 – Studie DLT 1-F, Beanspruchung infolge $1,0 \cdot G + 0,0 \cdot P + ca. 1,00 \cdot F_{u,Sim}$ – Teil 2

