

**Untersuchungen zur
Querkrafttragfähigkeit von querkraftbewehrten Elementen
aus Porenbeton**

DISSERTATION

zur Erlangung des akademischen Grades
Doktor-Ingenieur

an der Fakultät Bauingenieurwesen
der
BAUHAUS-UNIVERSITÄT WEIMAR

vorgelegt von
Dipl.-Ing. Gunther Wehr
geb. am 15.05.1972 in Suhl

Weimar 2001

Diese Arbeit entstand während meiner Tätigkeit als wissenschaftlicher Mitarbeiter am Institut für Konstruktiven Ingenieurbau der Bauhaus-Universität Weimar. In dieser Zeit war ich an der Durchführung eines durch die Arbeitsgemeinschaft Industrieller Forschung (AiF) und der Forschungsvereinigung Porenbetonindustrie e.V. geförderten Forschungsprojektes zum Thema der "Schubtragfähigkeit schubbewehrter Bauteile aus Porenbeton" beteiligt.

Für die wertvollen Anregungen, die stetige Diskussionsbereitschaft und die angenehme Zusammenarbeit möchte ich mich beim Leiter des Lehrstuhls Massivbau I, meinem Betreuer Herrn *Prof. Dr.-Ing. habil. Erich Raue* herzlich bedanken. Weiterer Dank gilt Herrn *Ferdinand Daschner*, der in seiner Eigenschaft als Gutachter des Forschungsprojektes seinen Erfahrungsschatz in die Projektarbeit einbrachte und so entscheidend zum Gelingen der Arbeit beitrug.

Bedanken möchte ich mich ebenfalls bei den Herren *Torsten Schölzel*, *Ralph Maruschky* und *Enrico Tartsch*, die mit außerordentlichem Einsatz im Rahmen ihrer Diplomarbeit die Durchführung einzelner Versuchsreihen ermöglichten.

Dank sei ebenfalls den Mitarbeitern der Versuchstechnischen Einrichtung, den Herren *Gerd Wandslebe* und *Thomas Gerth*, die das Forschungsprojekt technisch unterstützten sowie den Mitarbeiterinnen und Mitarbeitern des Institutes.

Weimar, Juni 2001

1 Einführung

1.0 Einordnung der Arbeit

Porenbeton ist ein industriell gefertigter Baustoff, der aufgrund seiner wichtigsten Eigenschaften, der niedrigen Wärmeleitfähigkeit bei vergleichsweise hoher Festigkeit, vor allem im Wohnungs- und Wirtschaftsbau Anwendung findet. Porenbeton zählt zu der Gruppe der Leichtbetone.

Bauteile aus Porenbeton in bewehrter und unbewehrter Form werden durch Normen und bauaufsichtliche Zulassungen beschrieben und festgelegt. Die Zulassungsbescheide werden durch das Institut für Bautechnik, Berlin, jeweils einzelnen Herstellern erteilt. Zu den nicht zulassungsbefreiten Bauteilen gehören die querkräftbewehrten Sturz- bzw. Balkenelemente.

Aus dem Bedürfnis nach einer flexiblen Planung und Herstellung bewehrter Bauteile aus Porenbeton ergibt sich die Notwendigkeit einer normativen Regelung, die die Möglichkeit eines zulassungsfreien Entwurfs derartiger Bauteile eröffnet.

Erste diesbezügliche Anstrengungen reichen bis in die 50iger Jahre des vergangenen Jahrhunderts zurück. Seit dem wurde kontinuierlich an der Entwicklung einer Vorschrift für den Entwurf und die Bemessung vorgefertigter Bauteile aus dampfgehärtetem Porenbeton mit statisch anrechenbarer Bewehrung gearbeitet. Aktuell existieren zwei Entwürfe, die vor ihrer Einführung im europäischen Rahmen als DIN EN 12602 [code_13] bzw. auf nationaler Ebene als DIN 4223 [code_14] stehen.

In diesem Zusammenhang werden Untersuchungen zum Querkrafttragverhalten und zur Querkrafttragfähigkeit querkräftbewehrter Elemente aus Porenbeton vorgenommen. Ziel ist die Ableitung eines Bemessungs- und Nachweiskonzeptes, das eine Beurteilung der Querkrafttragfähigkeit beliebig bewehrter Bauteile aus Porenbeton ermöglicht.

1.1 Problemübersicht

Der querkräftbewehrte Porenbeton weist in seinem Tragverhalten Besonderheiten gegenüber vergleichbaren Konstruktionen aus Normalbeton auf. Diese betreffen vor allem die Tragwirkung und das Bruchverhalten. Durch planmäßige Variation konstruktiver und geometrischer Parameter sollen in Balkenversuchen relevante Einflüsse auf das Trag-, Verformungs- und Bruchverhalten von Balkenelementen aus Porenbeton analysiert werden.

In vorangegangener Forschungsarbeiten konnte festgestellt werden, dass sich das vom Normalbeton abweichende Verhalten auf die Interaktion der an der Verbundkonstruktion beteiligten Materialien zurückführen lässt und letztlich die Notwendigkeit einer vom Normalbeton entkoppelten normativen Regelung bedingt.

Im Gegensatz zu üblichen Betonkonstruktionen wird die Interaktion innerhalb einer Porenbetonverbundkonstruktion durch Verankerungselemente realisiert. Die Verbundwirkung ist existent, jedoch von untergeordneter Bedeutung und kann im Hinblick auf eine Nachweis- und Bemessungsaufgabe vernachlässigt werden. An eine diskrete Verankerung sind lokale Beanspruchungsspitzen gekoppelt. Zahlreiche vorangegangene experimentelle Untersuchungen zeigen, dass das Versagen querkräftbewehrter Bauteile durch das Erreichen kritischer Spannungswerte in Verankerungsbereichen eingeleitet werden kann.

Die Verbund- und Verankerungsproblematik begründen sich in der Verwendung glatter, aus korrosionsschutztechnischen Gründen mit einer Beschichtung versehener Bewehrungsstähle sowie in Besonderheiten des Materialverhaltens von Porenbeton. Die Abweichungen im Materialverhalten zu Normal- oder üblichen Leichtbetonen resultieren aus seiner porigen Struktur.

Aus der Kombination des Porenbetons mit dem Bewehrungsstahl innerhalb einer Verbundkonstruktion in Zusammenhang mit dem herstellungsbedingten Autoklavierprozess resultiert eine thermische Vorspannung, die ebenfalls Einfluss auf das Tragverhalten querkräftbewehrter Elemente hat.

1.2 Lösungsansatz

Um Verständnis für die Wirkungsweise einer querkraftbewehrten Konstruktion aus Porenbeton zu entwickeln, ist es erforderlich, das Zusammenwirken der Verbundmaterialien zu untersuchen. Hierzu werden experimentelle Untersuchungen zur Verankerungsproblematik und zur thermischen Vorspannung durchgeführt.

Des Weiteren ergibt sich die Notwendigkeit grundlegende, physikalische Eigenschaften in separaten Materialversuchen zu analysieren. In Hinblick auf die aus der diskreten Verankerung resultierenden, lokal begrenzten Beanspruchungsspitzen interessieren dabei insbesondere das räumliche Bruchverhalten des Porenbetons, das Entfestigungsverhalten bei Zugbeanspruchung und die Steifigkeitsentwicklung bei mehraxialer Druckbeanspruchung.

Untersuchungen des Porenbetons unter statischer Kurzzeitbelastung und unter zyklischer Beanspruchung sollen Aufschluss über schadensakkumulative Prozesse und das Querdehnungsverhalten geben sowie Rückschlüsse auf die Festigkeitsentwicklung bei lang andauernder Beanspruchung zulassen.

Die daraus gewonnenen Ergebnisse werden gebündelt und ergeben mit den durchzuführenden Balkenversuchen ein Gesamtbild, das eine Beurteilung bezüglich des Querkrafttragverhaltens und der Querkrafttragfähigkeit von querkraftbewehrten Elementen aus Porenbeton und die Ableitung eines entsprechenden Bemessungsmodells ermöglichen soll. Abbildung 1.1 gibt einen Überblick über den gesamten Umfang der geplanten Untersuchungen.

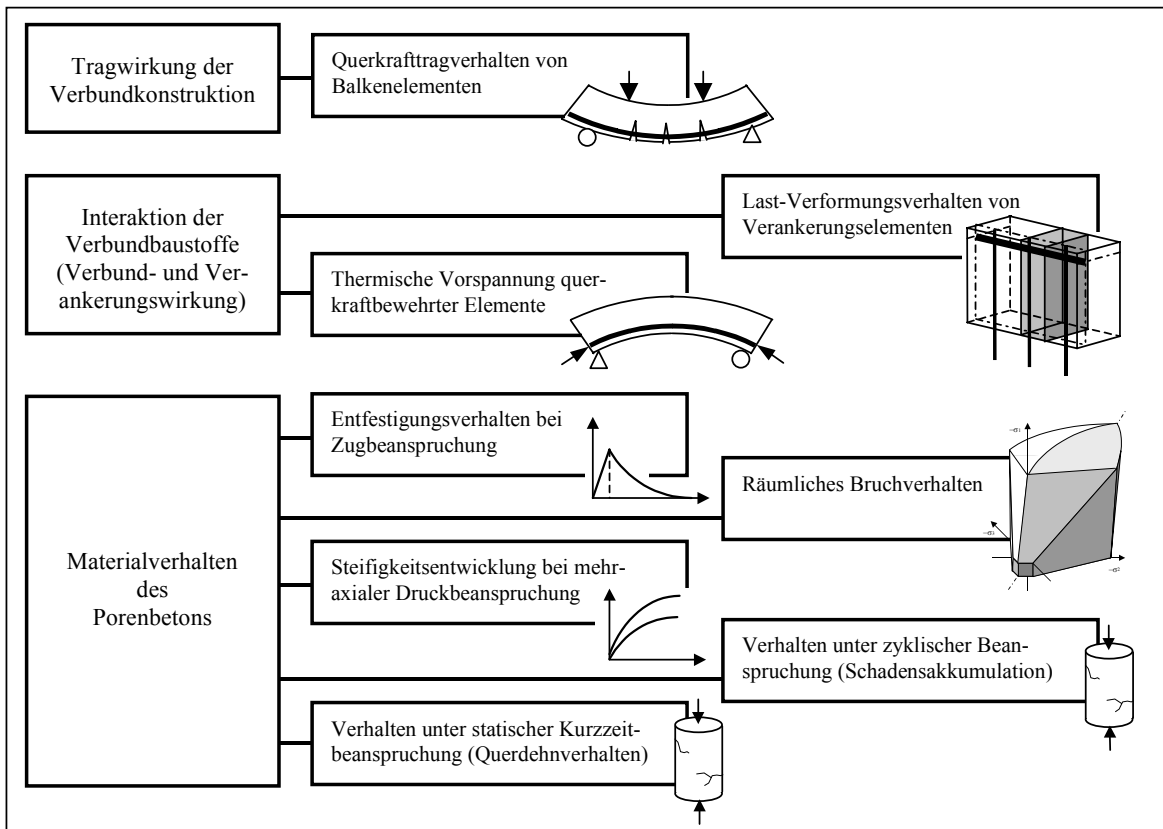


Abb. 1.1 Überblick über die geplanten experimentellen Untersuchungen

Die experimentellen Untersuchungen werden durch Ansätze zur numerischen Simulation bewehrter Konstruktionen aus Porenbeton ergänzt bzw. abgesichert. Beruhend auf den Ergebnissen aus den Materialuntersuchungen und unter Berücksichtigung bruchmechanischer Aspekte soll ein numerisches Werkzeug entwickelt werden, das räumliche Strukturanalysen ermöglicht.

2 Stand der Forschung und Entwicklung

2.0 Allgemeines

Aus einer äußeren Beanspruchung senkrecht zur Bauteillängsachse stabförmiger oder senkrecht zur Bauteilebene flächenartiger Tragwerke resultieren für das betrachtete Element Biegemomente und Querkräfte. Handelt es sich dabei um ein Bauteil, bestehend aus einem homogenen Material, für das ein linear elastisches Materialverhalten vorausgesetzt werden kann, lassen sich infolge der Beanspruchung die Trajektorienverläufe entsprechend Abbildung 2.0.1 (links) angeben.

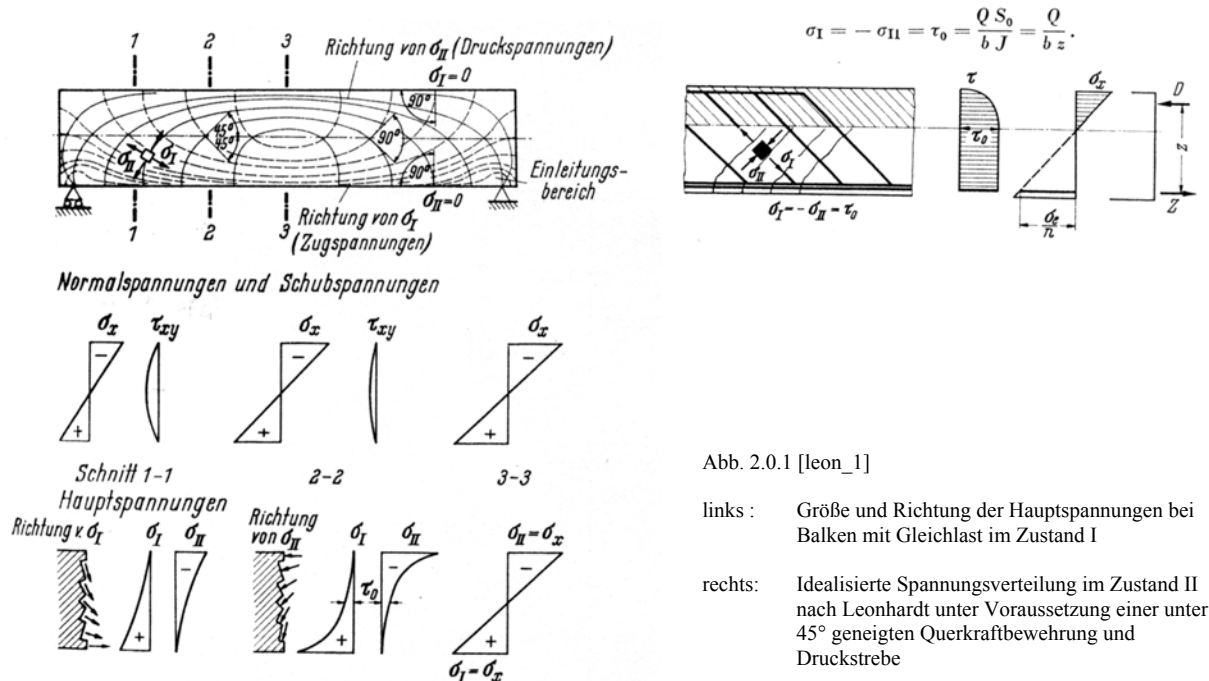


Abb. 2.0.1 [leon_1]

- links : Größe und Richtung der Hauptspannungen bei Balken mit Gleichlast im Zustand I
- rechts: Idealisierte Spannungsverteilung im Zustand II nach Leonhardt unter Voraussetzung einer unter 45° geneigten Querkraftbewehrung und Druckstrebe

Für bewehrte Betone kann im ungerissenen Zustand ein solches Verhalten näherungsweise vorausgesetzt werden. Aufgrund der Nichtlinearität im Materialverhalten kommt es bei Erreichen der Zugfestigkeit des Betons unter der Wirkung der kritischen Hauptzugspannungen zu Rissbildungen, die Umlagerungen des inneren Kräfteverlaufes bedingen. Diese erfordern eine Modellbildung des Tragverhaltens, die den Veränderungen des Kräfteverlaufes möglichst nahe kommt. Eine vollständige und wirklichkeitsnahe rechnerische Beschreibung des Querkrafttragverhaltens gestaltet sich aufgrund der vielen Einflüsse schwierig. Insbesondere die durch die dynamische Rissentwicklung bedingte permanente Änderung des statischen Systems, die Zeitabhängigkeit der Verformungen, der Einfluss von Lastwiederholungen und die Streuung der Einflussparameter verkomplizieren die Problemstellung. Das innere Kräftespiel im querkraftbeanspruchten Bereich gerissener Betonkonstruktionen wird daher vor allem auf experimentellem Weg untersucht und mit stark vereinfachten Modellen beschrieben.

Die Entwicklung der Modellbildung des querkraftbewehrten Porenbetons ist eng an die des Normalbetons geknüpft. Dieser Umstand lässt sich auf die intensiven Forschungsaktivitäten auf dem Gebiet des Normalbetons zurückführen, die an seine häufige Anwendung und die damit verbundene wirtschaftliche Bedeutung geknüpft sind. Der daraus resultierende wissenschaftliche Vorsprung auf dem Gebiet des bewehrten Normalbetons führt dazu, dass porenbetonspezifische Untersuchungen, aufbauend auf den Erfahrungen bzw. in Anlehnung an Untersuchungen zum Tragverhalten des bewehrten Normalbetons, durchgeführt wurden und werden. Damit scheint eine entkoppelte Betrachtung des Standes der Entwicklung nicht sinnvoll und nicht möglich.

Zur Beurteilung der Querkrafttragfähigkeit eines beliebig bewehrten Bauteiles ist die Erfassung des Grenzzustandes der Tragfähigkeit von Interesse. Hier ist die Biege- bzw. Querkrafttrissbildung sehr weit fortgeschritten bzw. bereits abgeschlossen. Die Rissbildung führt zu einer Separierung des Tragwerkes in Betondruckfelder und Stahlzugbänder. Der wirklichkeitsnahen Modellierung des Tragverhaltens wurden ein ganze Reihe von Forschungsarbeiten mit ganz unterschiedlichen Lösungsansätzen gewidmet. Im Allgemeinen wird bei der Modellbildung zur Beurteilung der Querkrafttragfähigkeit bewehrter Betonkonstruktionen zwischen Bauteilen mit und ohne Querkraftbewehrung unterschieden.

Im folgenden Abschnitt 2.1 werden zunächst wichtige experimentelle und theoretische Untersuchungen sowie die normative Entwicklung auf dem Gebiet des bewehrten Normalbetons aufgezeigt. Dabei soll hinsichtlich der Modellbildung für querkräftbewehrte und nicht querkräftbewehrte Bauteile sowie gemischten Ansätzen unterschieden werden. Im Abschnitt 2.2 wird ein Überblick über relevante Entwicklungen des bewehrten Porenbetons gegeben.

2.1 Entwicklung der Modellbildung im Stahlbetonbau

2.1.0 Modellbildung für Bauteile ohne Querkraftbewehrung

Für Bauteile ohne Querkraftbewehrung wurden eine Vielzahl von Modellen zur Beschreibung des inneren Lastflusses entwickelt. Diese umfassen das Bogen-Zugband- bzw. Sprengwerk-Modell mit lastabtragenden Druckbögen, das dreiteilige Querkraftmodell nach Specht/Scholz [spec_1, scho_1] sowie Kamm- bzw. Zahnmodelle.

Bei den Bogen-Zugband- und Sprengwerk-Modellen wird davon ausgegangen, dass sich im Tragwerk ein feldüberspannender Druckbogen ausbildet, der sich auf die Längsbewehrung abstützt und durch diese und die Auflagerreaktionen im Gleichgewicht gehalten wird. Die Anwendung des Bogen-Zugband- oder Sprengwerk-Modells wird dabei durch die Art der äußeren Belastung bestimmt und orientiert sich damit am Verlauf der Hauptdruckspannungen. Die Querkraftabtragung geschieht ausschließlich durch die Vertikalkomponente der Betondruckstrebe V_c .

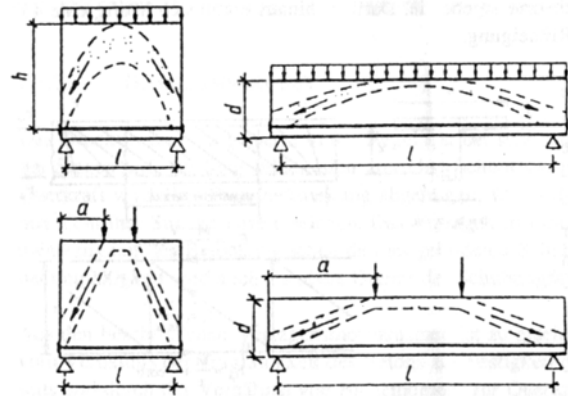


Abb. 2.1.0.1 Bogen-Zugband-Modell und Sprengwerkmodell

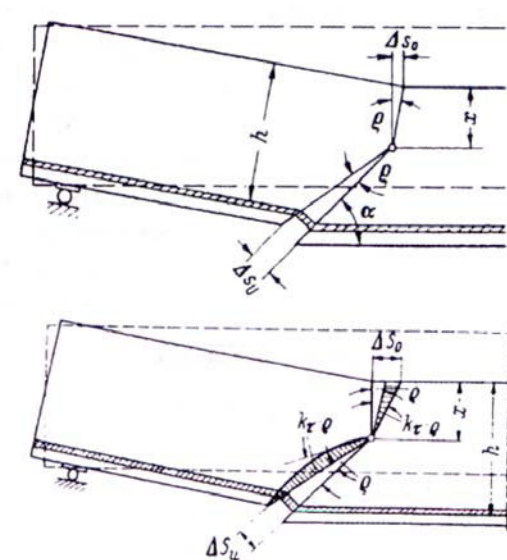


Abb. 2.1.0.2 Modelle nach Walther [walt_3]

Weiterführende Überlegungen wurden durch **Walther** [walt_1-3] im Ergebnis der Stuttgarter Versuche angestellt. Walther fasste den querkräftbeanspruchten Bereich eines Bauteils als Scheibenproblem auf, in dem der Zustand des Ebenbleibens der Querschnitte nicht mehr zutreffend ist.

Unter Berücksichtigung von Biege- und Schubverformungsanteilen (vgl. Abb. 2.1.0.2) wird das Deformationsverhalten beschrieben.

Walther prägte in diesem Zusammenhang den Begriff der "Schubrotation" [walt_3]. Aufgrund seiner aufgestellten Hypothesen bezüglich der Festigkeit der Biegedruckzone erfolgen weitere Angaben in Abschnitt 2.1.2.

rissbildung ausgegangen. Die Betondruckzone bildet einen Kammrücken, in den die durch die Rissbildung separierten Betonzähne biegesteif eingespannt werden. Aufgrund der Wirkung des starren Verbundes werden die Betonzähne durch die Versatzkraft der Längszugbewehrung auf Biegung und Querkraft beansprucht. Der Grenzzustand wird durch das Biegeversagen und damit das Erreichen der Zugfestigkeit des Betons im Einspannpunkt zwischen Betonzahn und Kammrücken bedingt. Aufgrund der aufwendigen Berechnung des statisch unbestimmten Modells erlangte es keine praktische Bedeutung.

Die Kamm- oder Zahnmodelle gehen auf **Rüsch** [rüsc_2] Mitte der 60iger Jahre zurück und stellen eine Kombination aus der Fachwerkanalogie und den Bogen-Zugbandmodellen dar (vgl. Abb. 2.1.0.3). Dabei wird von einer abgeschlossenen Biege- und Biegeschub-

Kani greift das Modell Ende der 60iger Jahre auf und definiert den Grenzzustand des Systems neu [kani_1-2]. Wird infolge der äußeren Belastung die Zugfestigkeit der Betonzähne erreicht, tritt in Abhängigkeit von der Schubslankheit nicht zwingend das Versagen des Bauteils ein. Für kleinere Schubslankheiten geht der Träger dann in ein System mehrschichtiger Druckbögen über. Dieses Modell wurde anfangs für querkräftbewehrte Bauteile entwickelt. Der Querkraftbewehrung kommt innerhalb des Modells die Aufgabe zu, die Querkraft vom inneren Bogen in die äußeren zu leiten. Dieses Modell besitzt eher qualitativen Charakter und beschränkt sich auf gedrungene Bauteile bzw. kleine Schubslankheiten und damit auflagernahe Beanspruchungssituationen. Anhand von experimentellen Untersuchungen leitete Kani einen Zusammenhang zwischen der Schubslankheit und der Querkrafttragfähigkeit ab und prägt in diesem Zusammenhang den Begriff des "Schubtales".

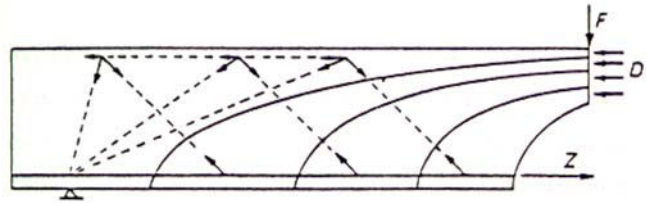


Abb. 2.1.0.3 Zahnmodell nach Kani

Mitte der 70iger Jahre werden umfangreiche experimentelle und theoretische Untersuchungen durch **Taylor** [tayl_1-3] und **Regan** [rega_1-3] durchgeführt und fließen in die Mustervorschrift CEB/FIP-Model Code 78 [code_5] ein. Es wurde festgestellt, dass eine Querkrafttrissbildung mit wenigen Ausnahmen zum Versagen nicht querkräftbewehrter Bauteile führt. Damit ist diese bei einer Bemessungsaufgabe auszuschließen. Des Weiteren wurde untersucht, inwieweit die Biegerissbildung das Querkrafttragverhalten beeinträchtigt und welche Einflüsse die Tragfähigkeit nicht querkräftbewehrter Elemente bedingen. Danach kann zwischen der lastabtragenden Wirkung der ungerissenen Betondruckzone, des rissverzahnenden Zuschlagkorns im Biegeriss und der verdübelnden Längszugbewehrung unterschieden werden. Die Tragfähigkeit der Betondruckzone ist primär abhängig von der Betondruck- bzw. Schubfestigkeit. Die Rissverzahnung gestaltet sich abhängig von der Beschaffenheit, Größe und Steifigkeit des Zuschlagkorns. Die Verdübelungswirkung der Längszugbewehrung wird durch die Profilierung und den Durchmesser der Längsstäbe, die Zugfestigkeit des Betons und die Betonüberdeckung der Bewehrungsstäbe bedingt.

Baumann [baum_1] führte Anfang der 70iger Jahre experimentelle Untersuchungen zur Verdübelungswirkung der Längsbewehrung an nicht querkräftbewehrten Elementen aus Stahlbeton durch. Baumann gibt im Ergebnis eine Beziehung zur Ermittlung des Querkrafttraganteils aus der Verdübelungswirkung der Längsbewehrung unter Berücksichtigung der Betonzugfestigkeit, der Querschnittsbreite und des Längsstabdurchmessers an. Diese Beziehung fließt später bei der Entwicklung der Mustervorschrift CEB/FIP-Model Code 78 [code_5] ein.

In den 80iger bzw. 90iger Jahren untersuchten **Kordina/Blume** [kord_1] und **Remmel** [remm_1] den Problemkreis der Querkrafttragfähigkeit nicht querkräftbewehrter Bauteile auf der Grundlage empirischer Ansätze, die aus der Analyse von Versuchsergebnissen hervorgehen. Durch statistische Auswertverfahren wurden bezüglich der Tragfähigkeit relevante Einflussgrößen bestimmt und in einen mathematischen Zusammenhang gebracht. Da diese Vorgehensweise jeder mechanischen Grundlage und damit Interpretationsmöglichkeit entbehrt, sind empirische Ansätze streng an die untersuchten Randbedingungen und Spektren gebunden. Eine Verallgemeinerung oder eine Extrapolation der gefundenen Zusammenhänge ist in der Regel nicht möglich.

Weitere Untersuchungen auf der Grundlage empirischer Verfahren wurden durch **Malleé** [mall_1], **Herzog** [herz_1] und **Kordina/Hegger** [kord_2] getragen. Trotz der beschränkten Anwendung haben diese empirischen Verfahren insbesondere für nicht querkräftbewehrte Bauteile eine praktische Bedeutung erlangt und teilweise Eingang in entsprechende Normenwerke (CEB/FIP-Model Code 90 bzw. EC2 Teil 1; [code_6-7]) gefunden.

Die neuesten Entwicklungen auf dem Gebiet der Zahnmodelle werden durch **Reineck** [rein_1, rein_2] getragen. Dabei wird die Querkrafttragfähigkeit unter Berücksichtigung einer diskreten Rissbildung und der zugehörigen Rissöffnung/Rissreibung, der Verdübelungswirkung der Längsbewehrung und der Biegeeinspannung der Betonzähne im Obergurt (Druckgurt) beurteilt. Für die Modellierung müssen ein geeigneter Rissabstand und eine Rissneigung definiert werden. Diese bedingen die Biegesteifigkeit der Betonzähne. Bei der Modellierung wird davon ausgegangen, dass die Entfestigung des Betons im Bereich der Querkrafttrisswurzel infolge Mikrorissbildung ein teilweises Versagen der Betonzahneinspannung in der Balkendruckzone bedingt.

Die Entfestigung des Betons bedeutet einen Rissfortschritt und führt zu einer Verdrehung des im Balkenrücken eingespannten Betonzahns (vgl. Abb. 2.1.0.5). Diese Verdrehung bedingt eine gegenseitige Rissuferverschiebung und aktiviert die Rissuferverzahnung. Nach Ausfall der Betonzahneinspannung wird durch die Restzugfestigkeit des Betons und die durch die Betonzahnverdrehung aktivierte Rissreibung das Kräftegleichgewicht am betrachteten Betonzahn aufrecht erhalten.

Aufgrund von Gleichgewichts- und Verträglichkeitsbedingungen am linearisierten Querkraftriß setzt Reineck die übertragbare Querkraft aus Anteilen infolge Verdübelungswirkung, Rissreibung und dem über die Betondruckzone übertragenen Querkraftanteil zusammen.

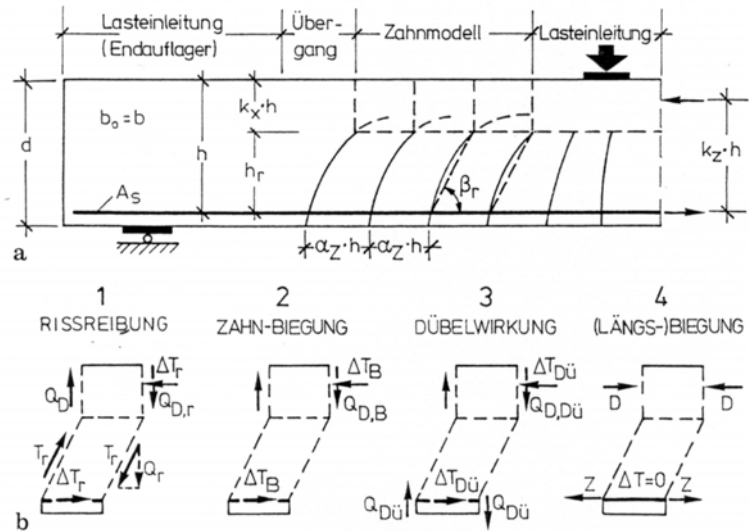


Abb. 2.1.0.4 Zahn-Modell für den Trägerbereich am Endauflager und Querkrafttragwirkung mit Belastung des Zahns im Druckgurt [rein_1]

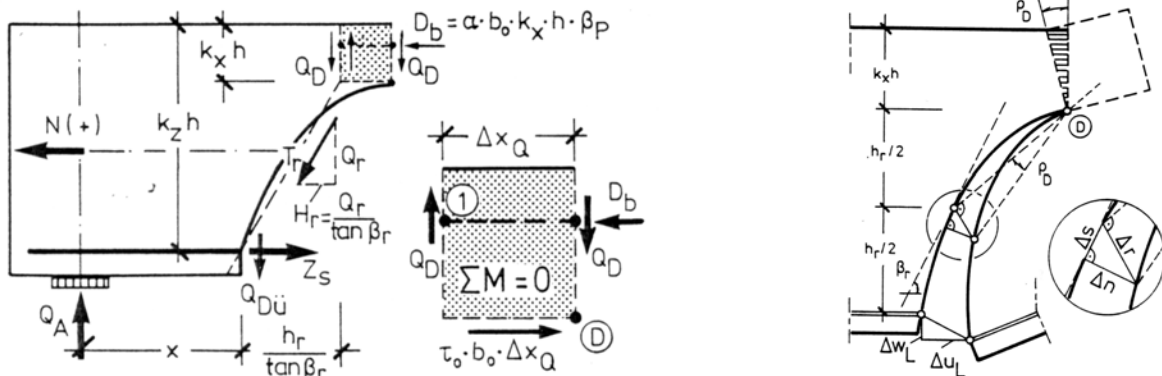


Abb. 2.1.0.5 Gleichgewicht der Kräfte am Trägerende und Verträglichkeit bei Rissuferverschiebung infolge der Rotation der Betonzähne [rein_1]

Zur Auswertung der in [rein_2] hergeleiteten Beziehungen ist die Ermittlung von Relativverschiebungen resultierend aus den einzelnen Tragwirkungen zu berechnen. Damit gestaltet sich diese Vorgehensweise berechnungstechnisch verhältnismäßig aufwendig. Deshalb wurde durch Reineck das Zahnmodell in ein komplexeres und ein stark vereinfachtes Fachwerkmodell für nicht querkraftbewehrte Bauteile überführt, das aus Betonzug- und Betondruckstreben besteht (vgl. Abb. 2.1.0.7).

Hierfür ist jedoch eine starke Abstraktion erforderlich, die eine Vernachlässigung der Verdübelungswirkung und die Annahme einer verschmierten Rissbildung einschließt.

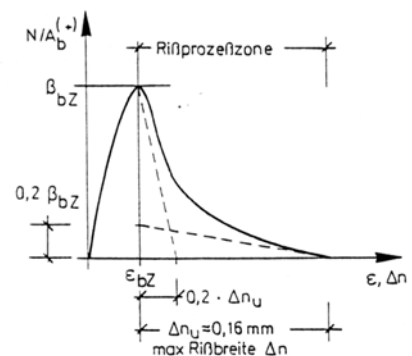


Abb. 2.1.0.6 Verhalten von Beton auf Zug [rein_1]

Eine direkte Ableitung der Querkrafttragfähigkeit anhand der so gefundenen Fachwerkmodelle ist nicht ohne weiteres möglich, weil unter Ansatz der Betonzugfestigkeit für die Betonzugstäbe als versagensbedingendes Kriterium die Tragfähigkeit überschätzt werden würde. Damit ist die Einführung fiktiver Rechenwerte der Betonzugfestigkeit $[re_{in_2}]$ erforderlich.

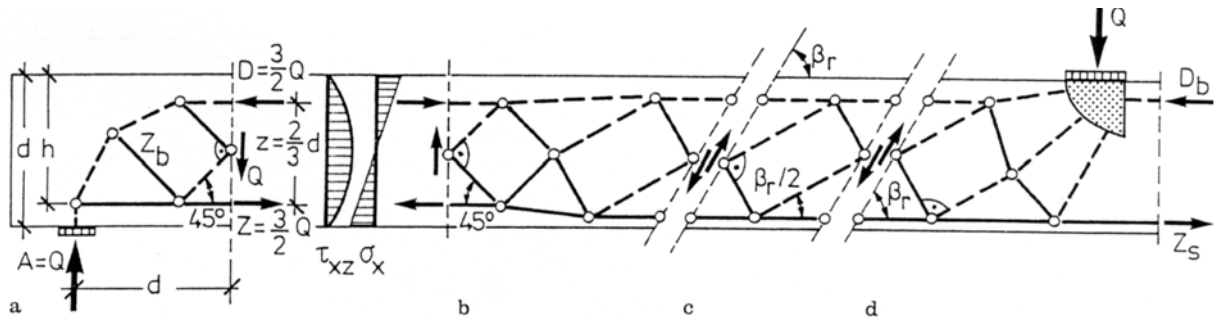
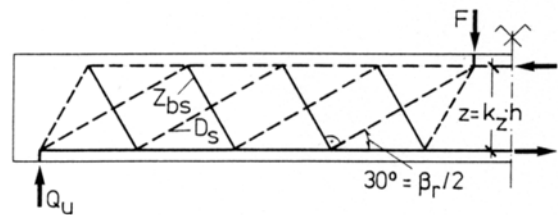


Abb. 2.1.0.7 $[re_{in_1}]$

- oben: Fachwerkmodell bei Berücksichtigung ungerissener Bereiche
- a) Endauflager im Zustand I
 - b) Übergangsbereich
 - c) Zahnmodell
 - d) Lasteinleitungsbereich

rechts: Vereinfachtes Fachwerkmodell mit parallelen Gurten



Bazant $[baza_{1-4}]$ entlehnte in den 60iger Jahren dem Metall- bzw. Maschinenbau bruchmechanische Ansätze und wendete diese in modifizierter Form auf Betonstrukturen an. Die Berechnungsansätze zielten darauf ab, die Rissbildung und Rissentwicklung für Betonbauteile rechnerisch zu erfassen. Dieser Problembereich erfordert ein hohes Maß an Detailkenntnis zum Materialverhalten des Betons.

Bazant führte theoretische Betrachtungen zur Ähnlichkeitsproblematik (Maßstabseffekt) durch, die, in vorangegangenen experimentellen Untersuchungen beobachtet, jedoch nicht schlüssig geklärt werden konnten. Unter Berücksichtigung der endlichen Ausdehnung der Rissprozesszone (Entfestigungszone) kann durch Bazant der Maßstabseffekt erklärt werden. Dieser ist primär vom Verhältnis aus absoluter Balkenhöhe zum Korndurchmesser abhängig und wird in der Regel empirisch bestimmt (vgl. auch die Abschn. 3.2.2, 4.5).

Hawkins/Wyss und **Mattock** $[hawk_{1}]$ untersuchen Ende der 70iger Jahre das nicht querkraftbewehrte Bauteil unter Berücksichtigung von Risswachstumsprozessen. Anhand von Energiebetrachtungen um die Risspitze wird der Rissfortschritt ermittelt. Voraussetzung für derartige Berechnungen war die versuchstechnische Erfassung der betonspezifischen Bruchenergie und der Entfestigungsfunktion.

Bazant/Kim $[baza_{1}]$ leiten Mitte der 80iger Jahre eine vollständige Beziehung zur Beschreibung der Querkrafttragfähigkeit nicht querkraftbewehrter Elemente her. Ausgangspunkt bildet das Bogen-Zugbandmodell. Die kritische Querkraft wird durch die Differentiation dM/dx ermittelt. Das äußere Moment wird durch ein inneres Kräftepaar aufgenommen, wobei der innere Hebelarm sowie die Größe der Kraftkomponenten dabei keine Konstante darstellen. Durch Substitution des inneren Hebelarmes und durch die Darstellung der Kraftkomponente als Funktion des Längsbewehrungsgrades und der Betondruckfestigkeit kann eine Beziehung zur Bestimmung der Querkrafttragfähigkeit hergeleitet werden. Weitere Anpassungsfaktoren berücksichtigen Maßstabseffekte. Die Beziehung ist ähnlich der Regelung des aktuellen ACI Codes.

Im Rahmen der Entwicklung und des Einsatzes hochfester Betone wurden weitere experimentelle Untersuchungen zur Querkrafttragfähigkeit querkraftbewehrter Elemente angestellt. **Thorenfeldt/ Dransholt** $[thor_{1}]$ untersuchten zu Beginn der 90iger Jahre das Querkrafttragverhalten hochfester Betone. Hierfür wurden experimentelle Untersuchungen an Balken mit variierender Querschnittsgeometrie, Schubslankheit, Längsbewehrungsgrad und Betondruckfestigkeiten durchgeführt. In den Versuchen konnte eine Abhängigkeit der Rissneigung und Entwicklung von der Betondruck- bzw. Betonzugfestigkeit festgestellt werden. Danach verlaufen bei höheren Betondruckfestigkeiten die Querkraftrisse steiler als bei niedrigeren Festigkeitsklassen. Unter Einbeziehung bruchmechanischer Aspekte schlagen Thorenfeldt und Dransholt einen Maßstabskorrekturfaktor zur Berücksichtigung der Festigkeitseigenschaften und der Maßstabseffekte, resultierend aus der absoluten Balkenhöhe, vor.

Scholz [scho_1] führte in Anlehnung an die Überlegungen Spechts Mitte der 90iger Jahre experimentelle Untersuchungen an Balken aus Normalbeton und hochfesten Betonen durch. Ziel war die Erweiterung des dreiteiligen Modells Spechts für hochfeste Betone (vgl. Abschn. 2.1.1).

Fischer/ König [fisc_1-2] entwickelten unter Berücksichtigung bruchmechanischer Ansätze ein numerisches Hilfsmittel auf der Grundlage Finiten Elemente zur ganzheitlichen Betrachtung ebener Stahlbetonkonstruktionen und simulieren experimentelle Untersuchungen längsbewehrter Bauteile. Dabei wird eine diskrete Rissentwicklung (*discrete crack model*) durch numerische Simulation nachvollzogen. Auf Grund ihrer Berechnungsergebnisse leiten Fischer und König ein Modell zur Beurteilung der Querkrafttragfähigkeit ab. Bei den experimentellen und theoretischen Untersuchungen kommen Fischer/ König zu dem Schluss, dass der Verlust der Verdübelungswirkung das Versagen der Bauteile einleitet. "Bis zu diesem Zeitpunkt werden über den sich einstellenden Schrägriss weiterhin

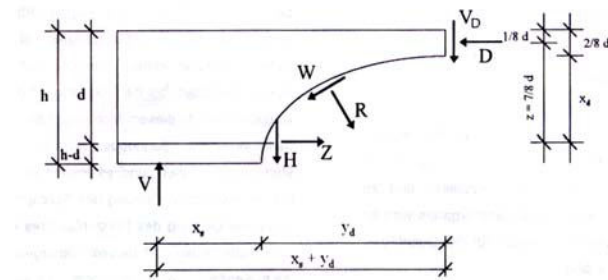


Abb. 2.1.0.8 Parabel-Schrägrissmodell [fisc_1]

Spannungen, sowohl Normal- als auch Schubspannungen, übertragen" ([fisc_1], S. 12). Anhand der typischen Form der sich einstellenden und versagensbedingenden Biegeschubrisse wird ein Parabel-Schrägriss-Modell abgeleitet. Der Versagenszustand ergibt sich durch die Rotation des Schrägrisses um die Risswurzel, wobei das Bruchkriterium am Rotationswinkel festgemacht wird. Durch die Integration der aus der FE-Analyse gewonnenen Spannungsgrößen lassen sich die Bruchschnittgrößen ableiten und die Tragfähigkeit des betrachteten Bauteils ermitteln.

Neuere Entwicklungen auf dem Gebiet der Querkraftproblematik mittels numerischer Analysen werden durch **Cervenka** [cerv_1-2] getragen. Auf der Grundlage experimenteller Untersuchungen und theoretischer Betrachtungen Bazants und Kupfers zum Materialverhalten von Betonen wird durch Cervenka ein numerisches Hilfsmittel entwickelt, das es gestattet, ebene, bewehrte Konstruktionen aus Normalbeton zu simulieren und so die Tragfähigkeit der Konstruktion zu bestimmen. Eine Ableitung eines ingenieurmäßigen Modells zur Beurteilung der Querkrafttragfähigkeit findet hier nicht statt.

Normative Entwicklung

Mitte der 60iger Jahre wurde auf der Grundlage der experimentellen Untersuchungen Leonhardts [leon_1] ein Bemessungskonzept für nicht querkraftbewehrte Elemente in **DIN 1045 (01/72)** [code_1] entwickelt. Dabei ist für diese Elemente im Grenzzustand der Tragfähigkeit auszuschließen, dass sich aus Biegerissen geneigte Querkraftrisse entwickeln, die zum Versagen der Konstruktion führen. Der Nachweis der Querkrafttragfähigkeit nicht querkraftbewehrter Elemente wird durch eine Begrenzung der Schubspannungen gegenüber den Gebrauchslasten erbracht. Der anzusetzende Betonquerschnitt wird durch die kleinste Querschnittsbreite und den Hebelarm der inneren Kräfte aufgespannt.

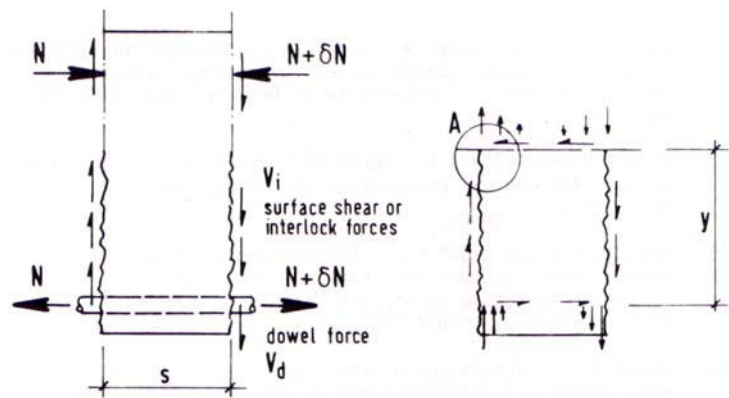
Eine Beeinträchtigung der Querkrafttragfähigkeit, resultierend aus der Biegerissbildung, spielt hierbei keine Rolle. Einflüsse aus dem Längsbewehrungsgrad, der Rissverzahnung bzw. Verdübelungswirkung der Längsbewehrung kommen bei der Modellbildung nicht zum Tragen. Damit wird die Querkrafttragfähigkeit ausschließlich durch die Geometrie des betrachteten Querschnitts, die Betonfestigkeit und einen Korrekturfaktor zur Berücksichtigung von Maßstabeffekten bestimmt. Das Konzept besitzt einen empirischen Charakter und bleibt nach der Novellierung der DIN 1045 (01/72) zu DIN 1045 (12/78) [code_2] bzw. (07/88) [code_3] prinzipiell erhalten.

In den Jahren 1972-78 wurde die europäische Mustervorschrift **CEB/FIP-Model Code 78** [code_5] entwickelt. Der Nachweis der Querkrafttragfähigkeit nicht querkraftbewehrter Elemente beruht auf Lösungsansätzen und Modellvorschlägen von Taylor, Regan, Kani, Baumann u.a. Um im Grenzzustand der Tragfähigkeit der Entwicklung versagensbedingender Querkraftrisse aus Biegerissen vorzubeugen, ist der Bauteilwiderstand V_{Rd1} unter Berücksichtigung der Betonschubfestigkeit τ_{Rd} , der Querschnittsgeometrie, dem Längsbewehrungsgrad und der absoluten Bauteilhöhe zu ermitteln und gegenüber der Einwirkungsseite V_{sd} nachzuweisen.

Entsprechend dem Tragmodell, das den Bemessungsregeln zugrunde liegt, bildet sich in Bauteilen ohne Querkraftbewehrung ein kammertiges Lastabtragungssystem aus, das im Wesentlichen auf der Betonzugfestigkeit beruht. Nach diesem Modell verbleiben die zwischen den Rissen liegenden Bereiche der Zugzone, die sogenannten Betonzähne, im ungerissenen Zustand.

Die Biegerissbildung beeinträchtigt das Querkrafttragverhalten. Die Querkraftabtragung über den Biegeriss erfolgt über die Rissverzahnung dieser Bereiche und über die Einspannung der Betonzähne in der Betondruckzone unter Ausnutzung der Betonzugfestigkeit. Ein weiterer Traganteil resultiert aus der Dübelwirkung der Biegezugbewehrung.

Wie bislang durchgeführte experimentelle und theoretische Untersuchungen zeigen [tayl_1-3, baum_1, rega_1], ist die Tragfähigkeit der Betondruckzone abhängig von der Betondruck- bzw. Schubfestigkeit. Die Rissverzahnung gestaltet sich abhängig von der Beschaffenheit und Größe des Zuschlages. Die Verdübelungswirkung der Längsbewehrung ist abhängig von der Profilierung, dem Durchmesser und der Anzahl der Längsstäbe sowie der Zugfestigkeit des Betons und der Betonüberdeckung.



INTERNAL FORCES IN A REGION CRACKED IN FLEXURE

Abb. 2.1.0.9 Kräftespiel am Biegeriss [code_5]

Hinsichtlich der Wirksamkeit der Traganteile im gerissenen Bereich existieren entsprechend Abb. 2.1.1.11 zwei extreme Modellvorstellungen. Im ersten Fall ist die volle Querkraftübertragung über den Biegeriss gegeben. Im zweiten Fall sind die Rissverzahnung und die Verdübelungswirkung der Längsbewehrung unwirksam, so dass der Beton zwischen den Rissen als eingespannter Zahn wirkt. Das wirkliche Tragverhalten liegt zwischen den Extremen und wird durch Rissöffnung, das Spannungsfeld im Bereich der Risspitze und durch vertikale Spannungszustände in Höhe der Längsbewehrung infolge der Verdübelungswirkung beeinflusst. Das Bauteilversagen wird letztlich durch das Erreichen der Zugfestigkeit in den Betonzahneinspannung in Verbindung mit dem Ausfall der Rissverzahnung bei zunehmender Rissöffnung und Rissuferverschiebung bedingt.

Grundlage für die festgelegte Beziehung zur Ermittlung des Bauteilwiderstandes bildet die Gleichgewichtsbedingung am Betonzahn zwischen zwei Biegerissen:

$$0 = V_{ys}/z - V_d * s - V_i * s \quad [2.1]$$

(vgl. Abb. 2.1.0.9). Dabei finden die Rissverzahnung und die Verdübelungswirkung nach [baum_1] bei der Modellbildung Berücksichtigung. Durch Abstraktion der hier gefundenen Zusammenhänge können in Abhängigkeit des Längsbewehrungsgrades und der Betonzugfestigkeit die Traganteile aus Verdübelungswirkung und Rissverzahnung beschrieben werden. Der Faktor κ berücksichtigt Ähnlichkeitseffekte. Danach wurde folgende Bemessungsgrundlage definiert:

$$V_{Rd1} = \tau_{Rd1} * \kappa * (1 + 50 \rho_L) b_w d. \quad [2.2]$$

Die aufbereitete Beziehung hat einen empirischen Charakter: „This is the most completely empirical part of the Model Code ...“ ([code_5] S.142 ff).

Einflüsse, resultierend aus der Laststellung (Schub schlankheit), werden einwirkungs-

seitig erfasst. Für Bauteile mit einer andauernden Längsdruckbeanspruchung bzw. Vorspannung kann ebenfalls eine Abminderung der Einwirkungsgröße in Abhängigkeit des Vorspanngrades vorgenommen werden.

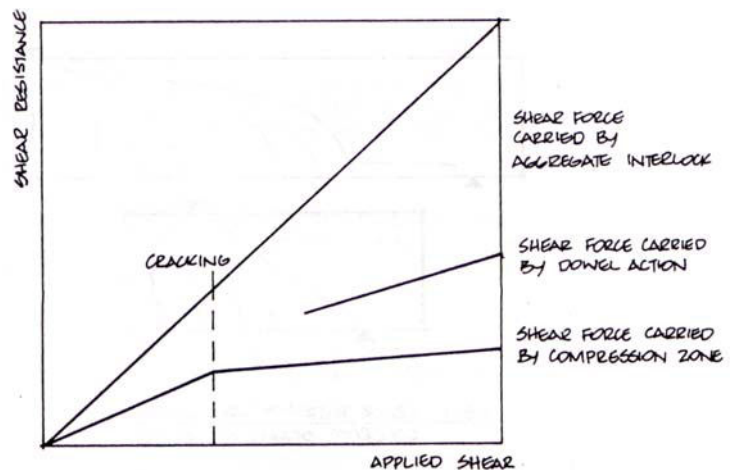


FIG. 3. DISTRIBUTION OF SHEAR FORCE IN A REINFORCED CONCRETE BEAM AS FOUND BY TAYLOR (5).

Abb. 2.1.0.10 Querkrafttraganteile im nicht querkraftbewehrten Querschnitt nach [code_5]

Der **EC 2 (06/92)** [code_6] als europäisches Bemessungskonzept lehnt sich hinsichtlich der Querkraftbemessung an den Model Code 78 an. Die Nachweisform bleibt in der Form erhalten. Leichte Modifikationen werden bei der Bestimmung des Bauteilwiderstandes erkennbar:

$$V_{Rd1} = \tau_{Rd1} \cdot \kappa (1.2 + 40\rho_L + 0.15\sigma_{cp}) b_w d. \quad [2.3]$$

Im Unterschied zum Model Code 78 kann im EC 2 die positive Wirkung einer Längsdruckbeanspruchung σ_{cp} für das nachzuweisende Bauteil rechnerisch in Ansatz gebracht werden.

Die Modellvorstellung hinsichtlich der Beurteilung der Querkrafttragfähigkeit nicht querkraftbewehrter Elemente aus Normalbeton im **CEB/FIP-Model Code_90** deckt sich im Wesentlichen mit der des CEB/FIP-Model Code 78.

Relevanten Einfluss auf die Tragfähigkeit haben danach die Betonfestigkeit, der Längsbewehrungsgrad, die Bauteilhöhe und die Querschnittsabmessungen.

Auf der Grundlage neuerer Versuchsergebnisse (Regan, 1998; Kim/Park, 1994) wurde der empirische Zusammenhang zur Bestimmung des Bauteilwiderstandes neu definiert:

$$V_{Rd1} = 0.12 \xi \sqrt{\left(\frac{100 A_s}{b_w d} f_{ck}\right)} b_w d. \quad [2.4]$$

Eine Berücksichtigung von gleichzeitiger Längskraftbeanspruchung der betrachteten Elemente bei der Bemessung ist nicht gegeben.

Im Zuge der Entwicklung des nationalen Anwendungsdokumentes **DIN 1045-1** wurden in jüngster Zeit einige Entwürfe vorgelegt. Diese Entwürfe E-DIN 1045 (02/97) [code_8] bzw. (09/99) [code_9] orientieren sich bei der Nachweisführung der Querkrafttragfähigkeit nicht querkraftbewehrter Elemente am Model Code 90:

$$V_{Rd1} = \left[\eta_1 \cdot 0.12 \cdot \kappa \sqrt{\left(\frac{100 A_s}{b_w d} f_{ck}\right)} - 0.15 \sigma_{cp} \right] b_w d \quad [2.5]$$

wobei mit dem Faktor η_1 eine Erweiterung zur Beurteilung der Querkrafttragfähigkeit von Leichtbetonkonstruktionen vorgenommen wird. Des Weiteren ist die explizite Berücksichtigung einer Längskraftbeanspruchung bei der Nachweisführung möglich. Ein gültiger Weißdruck liegt derzeit nicht vor.

Die normative Entwicklung des Nachweises der Querkrafttragfähigkeit nicht querkraftbewehrter Elemente zeigt, dass mit dem in der Betondruckzone eingespannten Betonzahn eine Modellvorstellung existiert, jedoch zur Beschreibung des Bauteilwiderstandes empirische Zusammenhänge abgeleitet wurden, die einer gewissen Modifikation unterworfen sind.

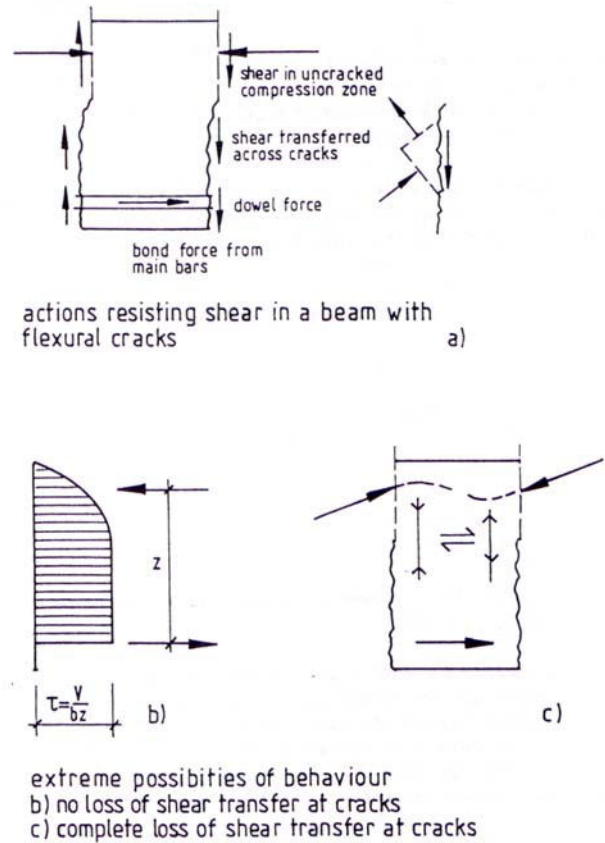


Abb. 2.1.0.11 [code_7]

oben: Wirksame Querkrafttraganteile am Biegegriss
unten: Resultierende Spannungsverteilung im Biegegriss

2.1.1 Modellbildung für Bauteile mit Querkraftbewehrung

Für querkraftbewehrte Bauteile entwickelte **Ritter** bereits 1899 die Fachwerkanalogie, die durch **Mörsch** weiterentwickelt wurde. Hierbei wird vom Grenzzustand der Tragfähigkeit des betrachteten Bauteils ausgegangen. Die Querkraftrissbildung hat stattgefunden und damit zu einer Separierung der Verbundkonstruktion in Druckfelder und Zugbänder geführt. Grundlage des Modells bildet ein parallelgurtiges Fachwerk, dessen Obergurt die Betondruckzone und dessen Untergurt die Längszugbewehrung darstellen. Die Abtragung der Querkräfte erfolgt durch unter 45° geneigte Druckstreben. Die Neigung der Querkraftbewehrung entspricht ihrer natürlichen Orientierung beim Einbau. Das klassische Fachwerkmodell ist statisch bestimmt. Die Tragwirkung als Fachwerk hat zur Folge, dass die Biegezugkräfte nicht affin zur Momentenlinie verlaufen, sondern gegenüber dieser um das Versatzmaß in Richtung der Auflager versetzt sind. Eine Beurteilung der Querkrafttragfähigkeit querkraftbewehrter Elemente erfolgt durch ergänzende Versagensbedingungen einzelner Tragwerksteile.

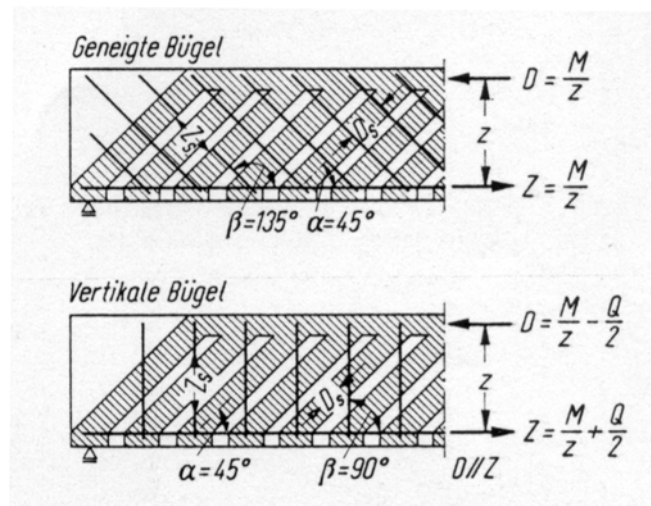


Abb. 2.1.1.1 Klassisches Fachwerkmodell nach Mörsch zur Betrachtung querkraftbewehrter Stahlbetonbalken im Zustand II [leon_3]

In experimentellen Untersuchungen zur Querkrafttragfähigkeit einfeldriger Stahlbetonbalken durch **Leonhardt/Walther** Anfang der 60iger Jahre [leon_1] wurde beobachtet, dass die Querkraftrisse zum Teil deutlich flacher als 45° gegen die Horizontale verlaufen (vgl. Abb. 2.1.1.2). Es konnte weiterhin festgestellt werden, dass die Bügelbelastung i. d. R. kleiner ist, als es das klassische Fachwerkmodell vorgibt. Ursache hierfür ist nach Leonhardt die partielle Übertragung der Querkraft durch eine Verdübelungswirkung der Längs- und Bügelbewehrung, durch eine Verzahnung des Zuschlagskorns in den Querkraftrissen infolge gegenseitiger Rissuferverschiebung und durch die direkte Lastabtragung über die Betondruckzone. Die hier gesammelten Versuchsergebnisse bilden die Grundlage für die normative Regelung der Querkraftbemessung in der DIN1045 (01/72) [code_1].

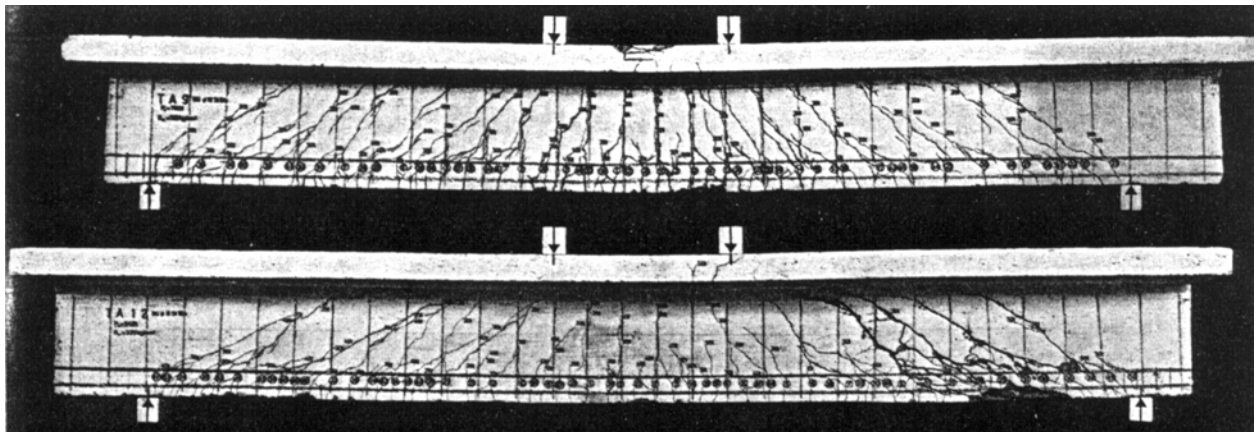


Abb. 2.1.1.2 Rissbild im Bruchzustand querkraftbewehrter Balken nach den Stuttgarter Versuchen [leon_1]

Durch **Kupfer** [kupf_1] wurde Mitte der 70iger Jahre nachgewiesen, dass der innere Kraftfluss und damit die Lastabtragung in querkraftbewehrten Stahlbetonbalken durch die Steifigkeitsverhältnisse der Verbundkonstruktion bestimmt werden. Kupfer führte theoretische Untersuchungen an Fachwerkmodellen durch, die auf Energieprinzipien beruhten. Hier konnte durch Anwendung des Prinzips vom Minimum der Formänderungsenergie und Lösung der abgeleiteten Extremalaufgabe gezeigt werden, dass sich Druckfelder mit einer Neigung kleiner 45° ausbilden können. Der Berechnung wurden ein elastisches Materialverhalten und starrer Verbund zwischen den Tragwerksteilen zugrunde gelegt. Anteile aus Rissreibung oder Verdübelungswirkung spielten bei den Betrachtungen keine Rolle.

Für die Dimensionierung der Fachwerkstäbe bzw. ihre Dehnsteifigkeit mussten entsprechende Annahmen getroffen und damit die Steifigkeitsverteilung des Modells vorgegeben werden. Diese Annahmen haben empfindliche Auswirkungen auf die Tragwerksreaktion, so dass sich hier eine gewisse Toleranz in den Ergebnisse niederschlägt. Diese Untersuchungen bedeuteten eine Erweiterung der Fachwerkalogie bezüglich flacher geneigter Druckstreben und bestätigten entsprechende experimentelle Beobachtungen [leon_1]. Vergleichbare Untersuchungen wurden zeitgleich durch **Baker** [bake_1] angestellt.

Leonhardt [leon_2, leon_3] griff diese Überlegungen auf und entwickelte das klassische Fachwerkmodell unter Berücksichtigung eines geneigten Obergurtes weiter. Durch die Nachbereitung der Stuttgarter Versuche wurde deutlich, dass die Beteiligung der Bügel an der Lastabtragung sowohl im Gebrauchszustand als auch im Bruchzustand deutlich geringer ist, als es das klassische Fachwerkmodell vorgibt.

Entsprechend der nebenstehenden Abbildung 2.1.1.3 führte Leonhardt diesen Effekt auf eine direkte Lastabtragung der Querkraft ins Auflager zurück, die insbesondere durch das Verhältnis von Gurtbreite zu Stegbreite b/b_0 und damit durch die Steifigkeit des Obergurtes beeinflusst wird. Die direkte Lastabtragung wird nach [leon_2] des Weiteren durch eine Rissverzahnung des Zugschlageskorns und eine Verdübelungswirkung der Längsbewehrung in den Querkraftzonen bedingt.

Hinsichtlich der Modellbildung des Querkrafttragverhaltens schlägt Leonhardt vor, diese Effekte durch einen zum Auflager hin geneigten Obergurt, eine biegesteife Verbindung zwischen den Betondruckstreben und dem Obergurt (Rahmenwirkung) sowie durch eine Neigung der Betondruckstreben zwischen 38° und 45° zu berücksichtigen. Damit trägt der Druckgurt einen Teil der Querkraft ins Auflager ab. Die Bügel werden um diesen Anteil entlastet.

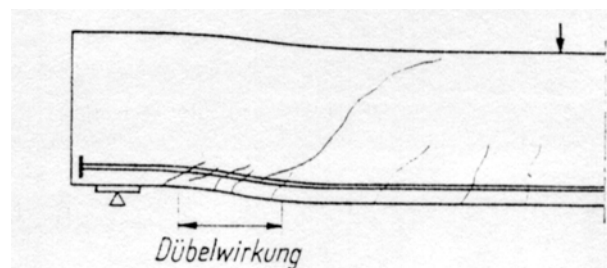
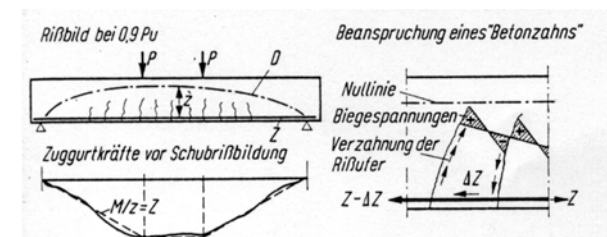


Abb. 2.1.1.4 [leon_2]

- oben: Auftretende Schubspannungen an den Rissufern infolge Rissreibung,
- unten: Schematische Darstellung der Dübelwirkung der Längsbewehrung

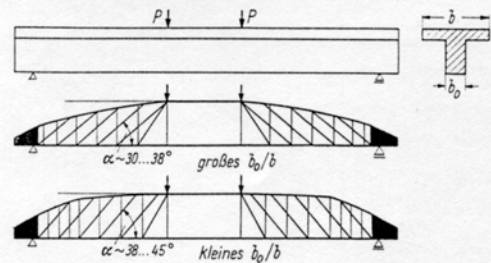


Abb. 13. Fachwerksysteme der erweiterten Fachwerkalogie für einfeld-Balken mit den bevorzugt von b_0/b und η abhängigen Variablen.

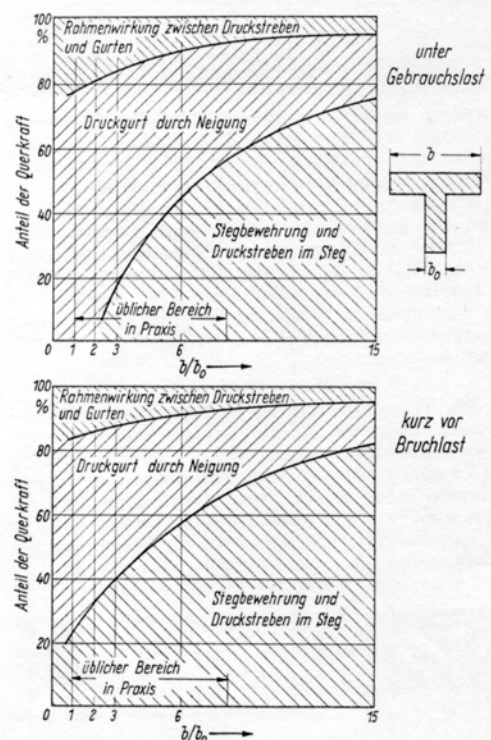


Abb. 2.1.1.3 Erweitertes Fachwerkmodell mit geneigtem Obergurt [leon_2]

Die Erkenntnis aus den experimentellen und theoretischen Untersuchungen hinsichtlich der tatsächlich geringeren Bügelauslastung gegenüber der klassischen Fachwerklösung findet zu Beginn der 70iger Jahre Eingang in die nationalen Regelwerke.

Eine Weiterentwicklung der Stabwerkmodelle zu plastischen Modellen wird in den 60iger und 70iger Jahre durch **Thürlimann/Grob/Bachmann** [thür_1-4] getragen. In [thür_3] erfolgt Mitte der 70iger Jahre die Erfassung des Bruchwiderstandes von querkraftbewehrten Elementen aufgrund eines Fachwerkmodells mit variabler Druckstrebenneigung und bildet damit die Grundlage des CEB/FIP-Model Code 78 und 90, des EC2 sowie der aktuellen Entwürfe der DIN 1045-1.

Die Überlegungen basieren auf der Plastizitätstheorie und bedeuteten eine Berücksichtigung des nichtlinearen Materialverhaltens der Bewehrung. Thürlimann [thür_3] leitet aus einem Schubwandelement (vgl. Abb. 2.1.1.5) die Wirkungsweise eines Stahlbetonträgers im Bruchzustand ab. Das Schubwandelement wird durch die Querkrafterrissbildung in einzelne Druckstreben zerlegt. Das Fachwerk setzt sich aus den geneigten Druckstreben, dem Zuggurt und der Querkraftbewehrung zusammen.

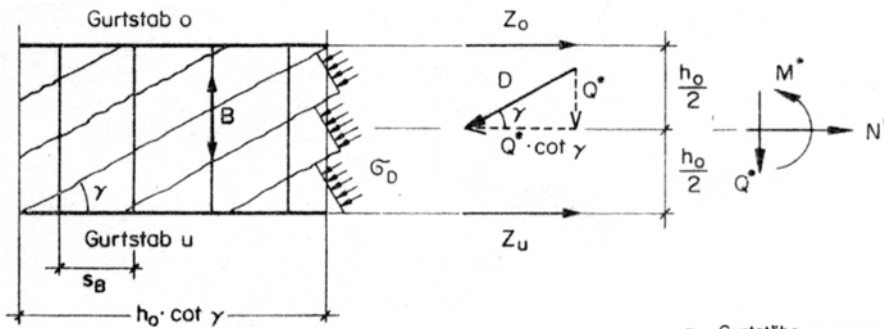


Abb. 2.1.1.5 [thür_3]

- oben: Schubwandelement mit dem Verlauf der inneren Kräfte
- unten: Verformungsdiagramm des Schubwandelementes

Für die Betondruckdiagonalen wird über die Höhe eine gleichmäßige Verteilung der Druckspannung angenommen. Daran ist ebenfalls eine gleichmäßige Biegelbeanspruchung in diesem Bereich gekoppelt.

Zwischen den Druckstreben wirkt bei Beanspruchung eine Rissuferverzahnung in einer unbestimmten Größenordnung.

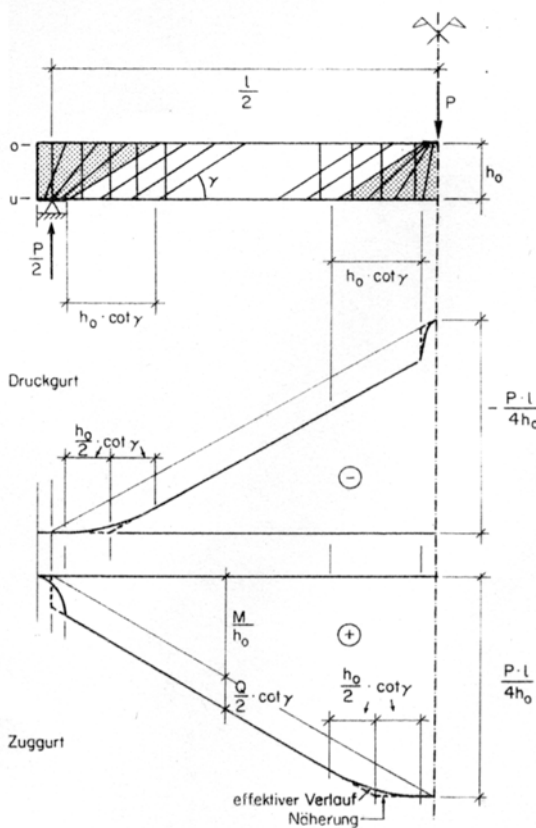
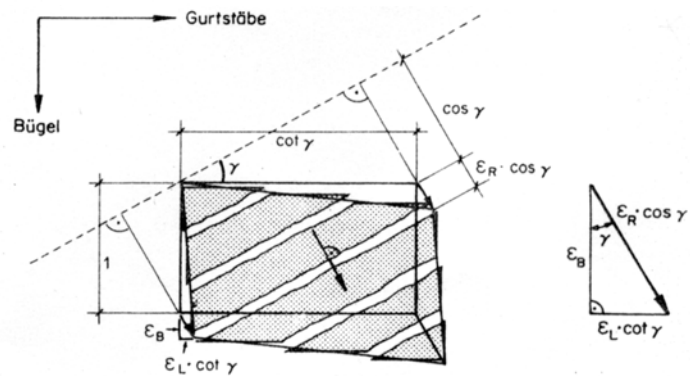


Abb. 2.1.1.6 Entwicklung von fächerförmigen Druckfeldern im Bereich der Krafteinleitung (Störbereiche) [thür_3]

Die Rissuferverzahnung ermöglicht, wie spätere experimentelle und theoretische Untersuchungen Kupfers [kupf_2] u.a. zeigen, nach der Ausbildung der Querkrafterrissbildung eine weitere Verringerung des Neigungswinkels zwischen der Druckstrebe und der Bauteillängsachse. Damit wirkt das Schubwandelement nach der Querkrafterrissbildung wie ein Fachwerk mit variabel geneigten Druckstreben.

Die Tragfähigkeit des Fachwerkes wird durch die Tragfähigkeit der einzelnen Tragwerksteile bestimmt, wobei Umlagerungen infolge physikalisch nichtlinearen Materialverhaltens der Bewehrung möglich sind.

Wird aufgrund einer äußeren Belastung des Schubwandelementes die Tragfähigkeit einer Tragwerkskomponente erreicht, kommt es zu einer Änderung des inneren Lastflusses, die an eine stärkere Neigung der Druckstreben gekoppelt ist. Die Tragfähigkeit des Schubwandelementes ist erreicht, wenn die Tragfähigkeit der Druckstreben der der Querkraftbewehrung entspricht.

An ein physikalisch nichtlineares Materialverhalten sind innerhalb einer statisch unbestimmten Tragstruktur Umlagerungsprozesse gekoppelt. Zwingende Voraussetzung hierfür ist jedoch eine hinreichende Duktilität der einzelnen Tragwerksteile. Um die Ausbildung eines Fließmechanismus der Bewehrung zu ermöglichen, sind die Betonspannungen in der Biegedruckzone und in den Diagonalen zu begrenzen. Anhand von Verträglichkeitsbedingungen am Schubwandelement leitet Thürlimann einen Zusammenhang zwischen der mittleren Rissöffnung und der Neigung der Druckstrebe ab.

Eine Neigung der Druckstrebe nach abgeschlossener Querkrafttrissbildung kann nur durch die Rissreibung bzw. Rissverzahnung ermöglicht werden. Eine zu große Querkrafttrissöffnung bedeutet den Ausfall der Rissverzahnung. Infolge dessen ist nach Thürlimann die Rissöffnung und letztlich die Druckstrebenneigung geeignet ($0,5 < \tan\Theta < 2,0$) zu begrenzen.

Thürlimann bemerkt [thür_3], dass neben der Fachwerkwirkung "zusätzliche Schubwiderstände" aus Bildung eines Druckgewölbes und der Verdübelungswirkung der Längsbewehrung resultieren, die keine explizite Berücksichtigung bei der Modellbildung finden. Die Entwicklung des regelmässigen Fachwerkes nach Abbildung 2.1.1.6 wird durch die Krafteinleitungsbereiche gestört. In diesen Bereichen bilden sich fächerförmige Druckfelder aus.

Moosecker [moos_1] hat Ende der 70iger Jahre für sicherheitstheoretische Untersuchungen ein Querkraftmodell verwandt, bei dem der Querkraftbereich eines Stahlbetonbalkens nach der Querkrafttrissbildung durch ein biegesteifes, statisch unbestimmtes Stabwerk ersetzt wird. Ziel der Untersuchung war eine Bemessung der Querkraftbewehrung von Stahlbetonbalken mit "möglichst gleichmäßiger Zuverlässigkeit". Die Querkrafttrisse werden außerhalb der Lasteintragungsbereiche geradlinig und parallel verlaufend angenommen. Die Neigung der Druckstreben wurde zuvor unter Anwendung des Prinzips vom Minimum der Formänderungsenergie analog Kupfer [kupf_1] bestimmt. Die Druckstrebenabmessungen bzw. der mittlere Rissabstand wurden aus Rissbildern der nachgerechneten Versuchsbalken abgeschätzt. Für den Stahl wird ein linear-elastisch, ideal-plastisches, für den Beton ein linear elastisches Materialverhalten angenommen.

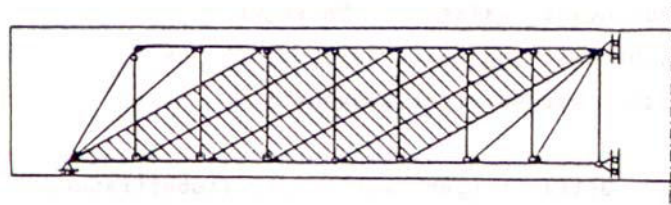


Abb. 2.1.1.7 Querkraftmodell nach Moosecker [moos_1]

Zur Ermittlung des Zuverlässigkeitsniveaus wurden die unsicheren Einflussgrößen wie Materialeigenschaften, Einwirkungen und Abmessungen durch probabilistische Modelle beschrieben. Zur Berücksichtigung der Unsicherheiten des mechanischen Modells wird eine weitere Zufallsgröße eingeführt und deren statistische Parameter bestimmt. Anhand der durchgeführten Untersuchungen zeigt Moosecker auf, dass eine Aufspaltung des globalen Sicherheitsfaktors in der Bemessung zu Last- und Materialfaktoren Schwankungen im Zuverlässigkeitsniveau der aktuellen Normen vermindern könnte. Diese Überlegungen wurden im späteren CEB/FIP-Model Code 78 und den abgeleiteten Regelwerken durch das Konzept der Teilsicherheitsfaktoren normativ umgesetzt.

Daschner/Kupfer [dasc_5] führten Anfang der 80iger Jahre experimentelle Untersuchungen zum Einfluss der Rissverzahnung und Rissreibung auf die Querkrafttragfähigkeit an Proben aus Leicht- und Normalbeton mit unterschiedlichen Sieblinien durch. Dabei zeigte sich, dass die nach der Querkrafttrissbildung übertragbaren Schubspannungen von der Rissbreite, der Rissorientierung, der Betonfestigkeit und dem Zuschlagskorn abhängen.

Bei der Untersuchung des Leichtbetons wurde eine Rissbildung durch das Zuschlagskorn beobachtet. Die übertragbaren Schubspannungen sind hier deutlich niedriger als die des vergleichbaren Normalbetons, weil der Verzahnung des Größtkorns dadurch keinerlei Bedeutung mehr zukommt ($\tau_{LB} = 0,5 \cdot \tau_{NB}$ bei einer Rissöffnung $w = 0,4 \text{ mm}$).

Weitere detaillierte experimentelle Untersuchungen dieses Problemkreises erfolgten durch Walraven [walr_1] und Collins [coll_1]. Es werden Zusammenhänge zwischen der übertragbaren Schubspannung parallel zu den Rissufern und der Rissöffnung bzw. Rissverschiebung abgeleitet.

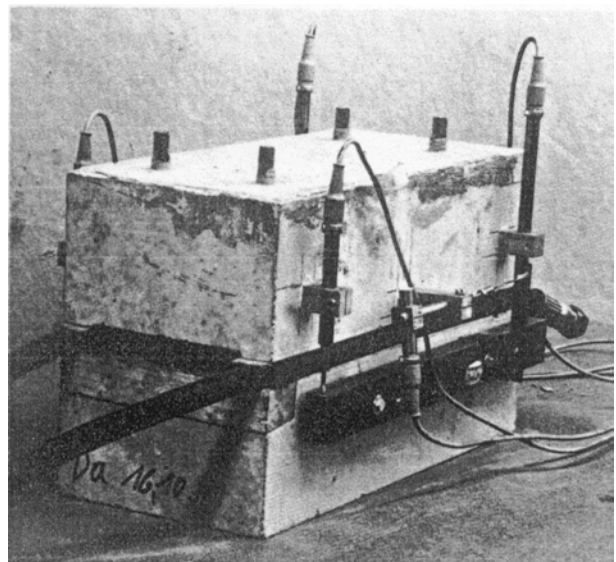


Abb. 2.1.1.8 Versuchskörper mit den Hochdruckschläuchen zur Risserzeugung und den Messgeräten für die Messung der Rissbreite und der Relativverschiebung [dasc_5]

Auf der Grundlage dieser Versuche stellten Anfang der 80iger Jahre **Kupfer/ Mang/ Karavesyoglou** [kupf_2] theoretische Überlegungen bezüglich des Einflusses der Rissreibung auf das Querkrafttragverhalten und auf die rechnerische Umsetzung innerhalb der Modellbildung an.

Es wurde dabei festgestellt, dass die Neigung der Hauptspannungen nicht der Neigung der Querkraftrisse entspricht. Damit wurden die Überlegungen Thürlimanns [thür_3] bestätigt.

Die gegenseitige Verschiebung der Rissufer und die daran gekoppelte Wirkung von Schubspannungen parallel zu den Rissufern führt zu einer Ablenkung der Hauptspannung. Diese Ablenkung gestaltet sich weitestgehend unabhängig vom Grad der Querkraftbeanspruchung. Das bedeutet, dass sich in querkraftbewehrten Bauteilen tatsächliche Neigungswinkel der Druckstreben kleiner als die beobachteten Querkraftrisse ausbilden können.

Kupfer führte den der Betondruckzone zugeordneten Anteil an der Querkraftübertragung ausschließlich der Rissverzahnung zu. Es konnte hierdurch gezeigt werden, dass aus der Querkraftrissverzahnung ein Abzugswert resultiert und damit die in den Normen DIN 4227 Teil 1 (12/79) [code_4] getroffenen Regelungen zur verminderten Schubdeckung unabhängig vom Grad der Beanspruchung theoretisch begründbar sind.

Kirmair [kirm_1] führte Ende der 80iger Jahre experimentelle und theoretische Überlegungen an querkraftbewehrten Balken aus Normal- und Leichtbeton durch. In den Versuchen konnten zwischen Bauteilen aus Normal- und Leichtbeton bei gleicher bewehrungstechnischer Durchbildung und gleicher Betondruckfestigkeit Unterschiede im Querkrafttragverhalten festgestellt werden. Kirmair führte diese auf ein abweichendes Verhalten bezüglich der Betonzugfestigkeit, der Rissverzahnung, -reibung in den Querkraftrissen und der Wirksamkeit bzw. der Verschieblichkeit des Verbundes zwischen Beton und Bewehrung zurück. Weiterhin wirkt sich die Steifigkeit des Zuschlagskorns auf die Steifigkeit der Betone und damit auf die Steifigkeitsverhältnisse der untersuchten Konstruktionen aus Normal- und Leichtbeton aus. Kirmair entwarf ein Modell, das die Betonzugfestigkeit, die Rissverzahnung, das Verbundverhalten der Bewehrung sowie das physikalisch nichtlineare Materialverhalten des Betons bei Druckbeanspruchung berücksichtigt.

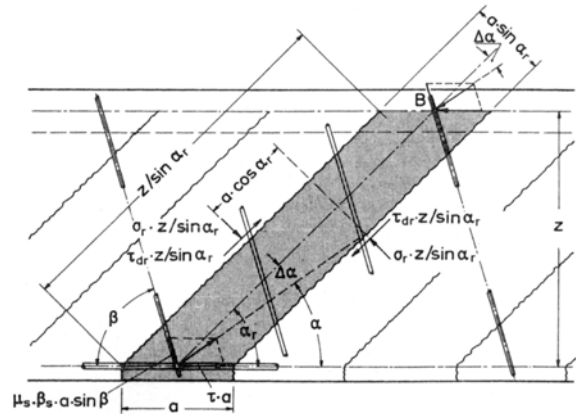


Abb. 2.1.2.9 Kräfte an einer geneigten Druckstrebe unter Vernachlässigung der Strebenbiegung [kupf_2]

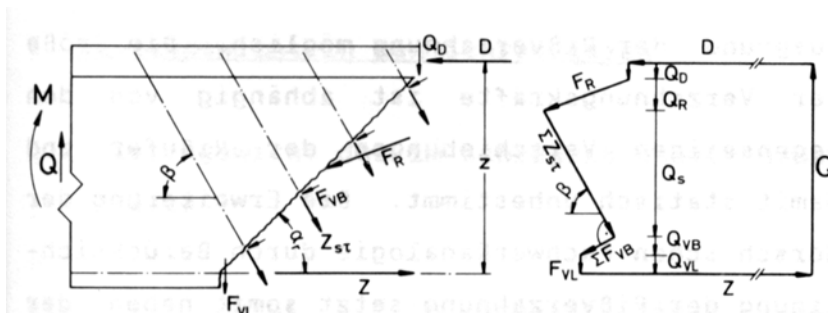
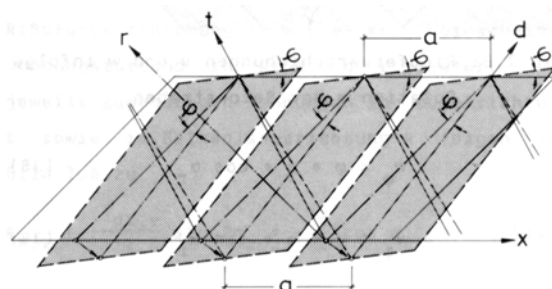
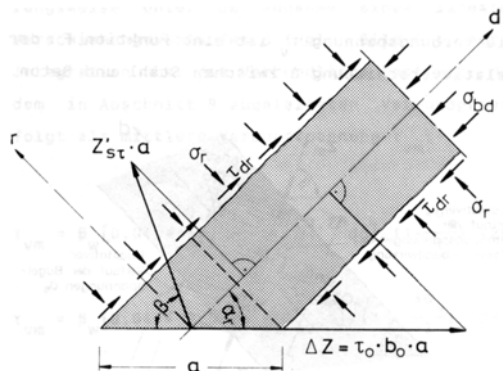


Abb. 2.1.1.10 [kirm_1]

oben links: Qualitative Querkraftübertragung am Schrägriss

unten links: Zweiachsiger Spannungszustand in den Betondruckstreben infolge äußerer Belastung unter Berücksichtigung der Rissverzahnung und unter Vernachlässigung der Verbundkräfte der Bewehrung

unten rechts: Rotation der Betondruckstrebe



Nach Kirmair setzt sich die durch einen Stahlbetonquerschnitt übertragbare Querkraft aus der Wirkung der Bügelzugkräfte, der Rissverzahnung, der Querkraftübertragung der Biegedruckzone, der Verdübelungswirkung und der Längs- und Bügelbewehrung zusammen. Die Verdübelungswirkung spielt nach Kirmair hinsichtlich einer geeigneten Modellbildung eine vernachlässigbare Rolle. Grund hierfür ist die Mitwirkung des Betons auf Zug im unmittelbaren Verdübelungsbereich. In dieser Zone hat aufgrund der geneigten Hauptzugspannungen bereits eine Mikroriss- und Sammelrissbildung stattgefunden, die zu einer lokalen Entfestigung des Betons führt. Damit gestaltet sich eine realistische Erfassung der Restzugfestigkeit problematisch.

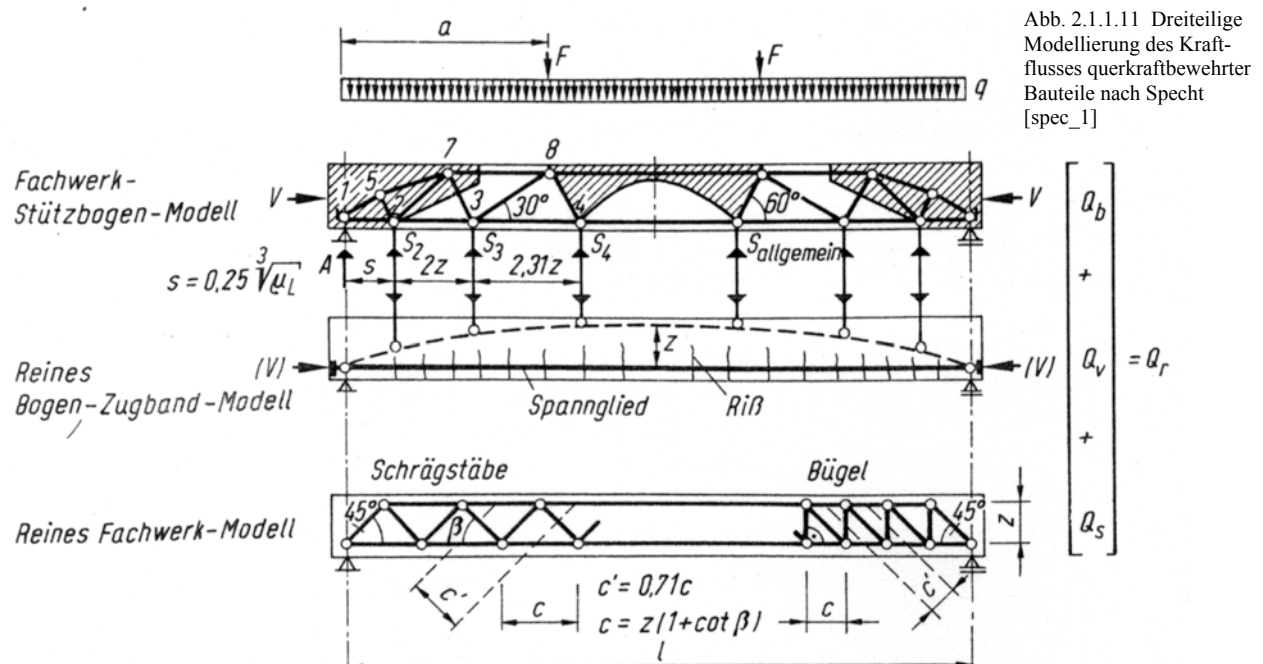
Eine biegesteife Anbindung der geneigten Druckstreben an den Obergurt sei für den Grenzzustand der Tragfähigkeit und nach ausgeprägter Querkrafftrissbildung ebenfalls zu vernachlässigen, da die fortgeschrittene Querkrafftrissbildung zu einer starken Einschnürung der Betondruckzone führt, deren Restbiegesteifigkeit von untergeordneter Bedeutung ist. Damit wird eine Abweichung der Druckstrebenneigung α von der Querkrafftrissneigung α_r analog den Überlegungen Kupfers [kupf_2] im Wesentlichen auf den Effekt der Rissverzahnung zurückgeführt.

Es resultiert ein zweiaxialer Spannungszustand für eine Betondruckstrebe, der durch die Druckbeanspruchung in Strebenlängsrichtung, den Schubspannungen τ_r an den Rissufern und aus einer Spannungskomponente σ_r aus der Wirkung der Rissverzahnung senkrecht zu den Rissufern bedingt wird. Die Berechnung der Rissuferverschiebung erfolgt damit unter Berücksichtigung der Rotation der Betondruckstreben, der Druckstrebenstauchung und der Schubverzerrung der Strebe. Die Rotation der Betonstrebe wird durch die Zuggurtstreckung und Betonobergurtstauchung infolge der Biegebeanspruchung bedingt.

Grundlage der Modellbildung bildet ein parallelgurtiges Fachwerkmodell. Der Abstand der Zugstäbe entspricht dem Schrägrissabstand, den Kirmair aus einem halbempirischen Ansatz ableitet. Entsprechend der klassischen Fachwerkanalogie wird das Netzfachwerk als Überlagerung statisch bestimmter Fachwerksysteme aufgefasst. Diese Annahme trifft für die von den Lasteinleitungspunkten ungestörten Bereiche zu. Des Weiteren wird dem Modell eine Rissneigung nach Versuchsbeobachtungen zugrunde gelegt. Im Ergebnis kann unter Vorgabe der äußeren Beanspruchung eine iterative Berechnung des Verformungszustandes durchgeführt werden. Die Tragfähigkeit ist erschöpft, wenn die zuvor unter Berücksichtigung des zweiaxialen Spannungszustandes definierte, kritische Druckfestigkeit der Druckstrebe erreicht wird. Weiterhin wird die Tragfähigkeit durch das Fließen der Bügelbewehrung bedingt, wobei in diesem Fall Umlagerungen möglich sind, die jedoch durch eine daran gekoppelte Querkrafftrissöffnung begrenzt werden.

Durch die Untersuchungen Kirmairs konnte die normative Regelung der Querkraftbemessung unter Berücksichtigung von Abzugswerten für den Stahlbeton- und Spannbetonbau nach DIN 4227 Teil 1 und 4 sowie des "Exakten Nachweisverfahrens" durch variable Druckstrebenneigung nach CEB/FIP-Model Code 78 belegt werden.

In den letzten Jahren wurden durch Specht [spec_1-4] und Stauch [stau_1] gemischte Modelle untersucht. Dabei werden das Bogen-Zugbandmodell und das Fachwerkmodell überlagert bzw. gekoppelt, um verschiedene Erscheinungen zu erklären. Specht sieht die Notwendigkeit einer solchen Modellierung zur Berücksichtigung der direkten Lastabtragung bei variierendem Verhältnis der Obergurtbreite zur Stegbreite gegeben.



Die Querkrafttragfähigkeit resultiert nach Specht aus der Summe dreier Anteile:

- dem Widerstand des Betonquerschnittes in Abhängigkeit von der Betongüte, der Biegeschlankheit und der im Verbund liegenden Längsbewehrung (Fachwerkgekoppeltes Bogen-Zugband-Modell),
- dem Widerstand einer vorgespannten Längsbewehrung, unabhängig von der Art der Vorspannung (Bogen-Zugband-Modell),
- und dem Widerstand einer Querkraftbewehrung, resultierend aus Schrägstäben und/oder Bügeln sowie geeigneten Spanngliedern (Klassische Fachwerkmodell, um 45° geneigte Druckstreben).

Dem Widerstand des Betonquerschnittes werden gleichzeitig Effekte der Rissreibung und Verdrübelungswirkung zugeordnet.

Specht leitet aus Beobachtungen hinsichtlich der Bügelauslastung bei kontinuierlicher Belastungssteigerung die Gültigkeit des additiven Konzeptes zur Beurteilung der Querkrafttragfähigkeit ab, das bereits in den CEB/FIP-Model Code 1978 [code_5] als Standardverfahren Eingang gefunden hat.

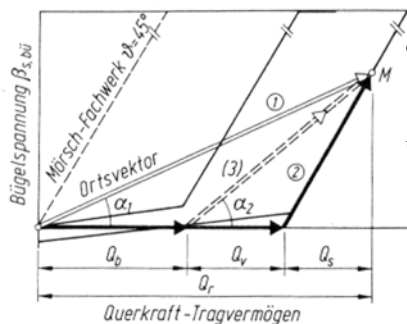
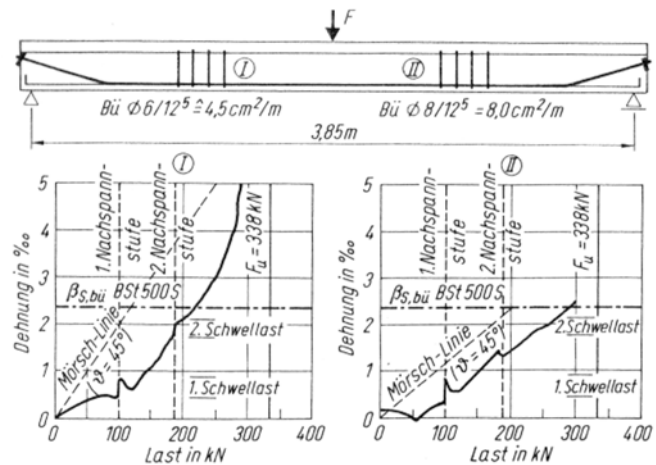


Abb. 2.1.1.12 [spec_3]
oben: Gemessene Bügelspannung in Abhängigkeit der Belastung

unten: Verschiedene Möglichkeiten der vektoriellen Beschreibung des Querkrafttragvermögens in Abhängigkeit der Bügelauslastung

Neueste Untersuchungen zur Querkrafttragfähigkeit wurden durch Quast [quas_1] Ende der 90iger Jahre getragen. Hier interessierte der Einfluss von Langzeitwirkungen auf den Neigungswinkel von Querkraftrissen. Es wurde dabei festgestellt, dass zusätzliche Längszugspannungen in querkraftbewehrten Stahlbetonbalken, resultierend aus konstruktionsbedingten Eigenspannungen, den Verlauf und die Neigung der Querkraftrisse beeinflussen.

In den Versuchen wurde beobachtet, dass eine Längszugspannung im Bauteil eine Biege- und Biegeschubrissbildung bei einer geringeren Querkraftbeanspruchung bedeutet. Des Weiteren konnte eine Vergrößerung der Neigungswinkel der Querkraftrisse um bis zu 10° festgestellt werden. Die Ausbildung von flacher geneigten, sekundären Querkraftrissen infolge starker Rissöffnung wurde durch diese Effekte teilweise verhindert.

Die steileren Neigungswinkel bedingen eine höhere Beanspruchung der Querkraftbewehrung. Aufgrund der erhöhten Querkraftrissöffnung gegenüber längsspannungsfreien Bauteilen wird zudem der traglaststeigernde Effekt der Rissverzahnung teilweise aufgehoben. Damit führen Längszugspannungen zu einer verminderten Tragfähigkeit, die in [quas_1] mit 17% gegenüber relevanten Regelwerken angegeben wird.

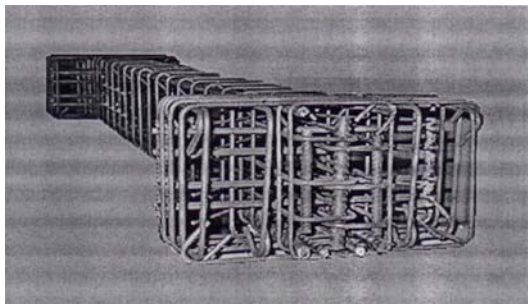
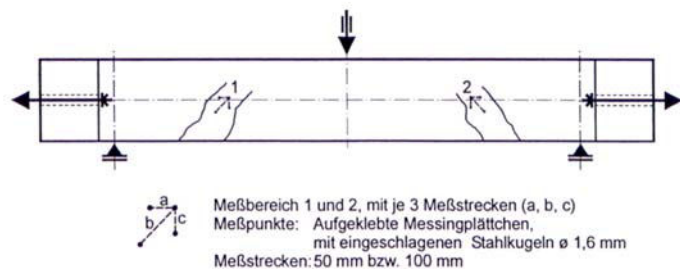


Abb. 2.1.1.13 [quas_1]
links: Bewehrungsführung der Probekörper



rechts: Versuchsanordnung mit Mess- und Belastungstechnik

Normative Entwicklung

Bei der Normenentwicklung zur Beurteilung der Querkrafttragfähigkeit querkraftbewehrter Bauteile dominieren vor allem Bemessungsmodelle auf der Grundlage der Fachwerkanalogie. Die Lastabtragung querkraftbewehrter Elemente erfolgt hier nach der Querkrafttrissbildung über ein Fachwerkmodell bestehend aus geneigten Betondruckstreben und vertikalen bzw. geneigten Zugstreben, die durch die Querkraftbewehrung abgedeckt werden. Die zugehörigen Gurte dieses Fachwerkmodells werden von der Biegedruck- und der Biegezugkraft des Bauteils mit dem inneren Hebelarm z gebildet.

In die Entwicklung des nationalen Regelwerkes **DIN 1045 (01/72)** [code_1] flossen Ende der 60iger Jahre bzw. zu Beginn der 70iger Jahre die Ergebnisse der experimentellen und theoretischen Untersuchungen von Kupfer, Rüschi und Leonhardt ein. Nach den Erkenntnissen dieser Untersuchungen kann in einem begrenzten Anwendungsbereich die von Mörsch vorgeschlagene Fachwerkanalogie, bei der die Neigung der Druckstreben der gedachten Fachwerke stets zu 45° anzusetzen ist, erweitert werden. Mit flacher als 45° gegen die Bauteillängsachse geneigten Druckstreben ist im Schubbereich 2 eine "verminderte Schubdeckung" möglich. Die Anwendbarkeit der verminderten Schubdeckung richten sich nach den Grundwerten der Schubspannung τ_0 und damit nach dem Grad der Querkraftbeanspruchung. Obwohl für die notwendigen Nachweise die Schnittgrößen des Gebrauchszustandes anzusetzen sind, wird bei der Nachweisführung der Grenzzustand der Tragfähigkeit betrachtet. Die Einhaltung der auf die zugehörige Gebrauchslast umgerechneten Schubspannungsgrenzen nach DIN 1045 unter Berücksichtigung der erforderlichen Querkraftsicherung gewährleistet bei Querkraft- und Torsionsbeanspruchung mindestens 1,75-fache Bruchsicherheit [gras_1]. Die Grenzen für die Grundwerte der Schubspannung unter Gebrauchslast τ_0 werden für querkraftbewehrte Bauteile in drei Bereiche unterteilt, die sich im Grad der Beanspruchung voneinander unterscheiden. Der Schubbereich 1, der Bereich geringer Beanspruchung, erfordert eine 40%-ige Absicherung der einwirkenden Querkraft durch Vertikalbewehrung, die gleichzeitig die Mindestquerkraftbewehrung bedeutet. Der Schubbereich 2, der Bereich mäßiger Beanspruchung, erfordert eine verminderte Schubdeckung, die sich dynamisch am Grad der Beanspruchung η des Bauteils orientiert ($\eta = \tan \Theta = v_{orh} \tau / \tau_{02} \geq 0,4$). Durch die Bemessung der Querkraftbewehrung mit einem gegenüber dem Grundwert τ_0 verringerten Bemessungswert wird eine tatsächliche Druckstrebenneigung kleiner 45° rechnerisch berücksichtigt. Der Schubbereich 3 bedeutet einen hohen Beanspruchungsgrad für die betrachtete Konstruktion. Eine Verminderung der Schubdeckung ist hier nach DIN 1045 nicht zulässig. Die Modellbildung und Nachweisführung für querkraftbewehrte Elemente bleiben nach der Novellierung der DIN 1045 (12/78) [code_2] und (07/88) [code_3] prinzipiell erhalten.

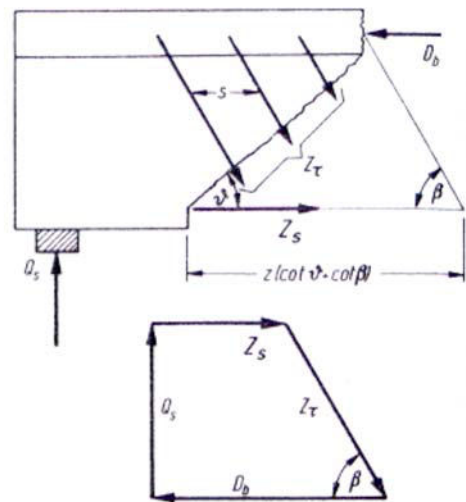


Abb. 2.1.1.14 Gleichgewicht der Kräfte am querkraftbewehrten Bauteil [BK_96]

In Anlehnung an die experimentellen und theoretischen Untersuchungen Kupfers [kupf_2] und Walravens [wahr_1] wurde für den Nachweis der Querkrafttragfähigkeit vorgespannter Bauteile aus Normal- und Leichtbeton in **DIN 4227 (12/79)** [code_4] ein modifiziertes Bemessungsmodell entwickelt. Der grundsätzliche Unterschied zwischen der DIN 1045 und DIN 4227 besteht darin, dass in letzterer eine Verminderung der Schubdeckung unabhängig vom Grad der Querkraftbeanspruchung vorgenommen werden kann. Bei der Nachweisaufgabe wird lediglich zwischen den Zonen a und b unterschieden, in denen sich Biegeschub- bzw. reine Querkrafttrisse ausbilden. Davon abhängig wird dann der Abminderungsbeiwert $\Delta \tau$ ermittelt, der mit einer verringerten Druckstrebenneigung gleichgesetzt werden kann:

- "Zone b" (in der sich die Querkrafttrisse aus Biegerissen entwickeln)

$$\text{für eine rechnerische Neigung der Druckstrebe } \alpha \text{ von: } \tan \alpha = 1 - \Delta \tau / \tau_{ou} \geq 0,4, \quad [2.6]$$

- "Zone a" (in der sich reine Querkrafttrisse ausbilden)

$$\text{für eine rechnerische Neigung der Druckstrebe } \alpha \text{ von: } \tan \alpha = (1 - \Delta \tau / \tau_{ou}) \tan \alpha_1, \quad [2.7]$$

wobei τ_{ou} die Schubfestigkeit und $\Delta \tau$ den Abzugswert entsprechend der Kupferschen Ansätze [kupf_2] darstellt.

Auf eine Harmonisierung der unterschiedlichen Ansätze von DIN 1045 und DIN 4227 wurde aufgrund der baldigen Einführung der europäischen Bemessungsvorschrift EC 2 als gültiges Normenwerk verzichtet. Im EC2 wird nicht zwischen vorgespannten und nicht vorgespannten Betonkonstruktionen differenziert.

In den Jahren 1972-78 wurde die europäische Mustervorschrift **CEB/FIP-Model Code 78** [code_5] entwickelt. Der Nachweis der Querkrafttragfähigkeit querkraftbewehrter Elemente beruht auf Lösungsansätzen und Modellvorschlägen von Leonhardt, Thürlimann, Regan, Nielsen u.a.. Für die Beurteilung der Querkrafttragfähigkeit querkraftbewehrter Elemente stehen danach zwei Methoden, das Standardverfahren (*standard method*) und die Exakte Methode (*refined method*) zur Auswahl.

Beim Standardverfahren wird von einem konstanten Neigungswinkel der Druckstrebe von $\Theta=45^\circ$ ausgegangen. Die tatsächliche Neigung wird dann durch einen sogenannten rechnerischen Betontraganteil bei der Ermittlung der Querkraftbewehrung berücksichtigt. Es gilt:

$$V_{Sd} \leq V_{Rd3} = V_{wd} + V_{cd} \quad [2.8]$$

Der Betontraganteil V_{cd} wird anders als der Bauteilwiderstand V_{Rd1} unabhängig vom Längsbewehrungsgrad ermittelt:

$$V_{cd} = 2,5 \tau_{Rd} b_w d \quad [2.9]$$

Der Widerstand, resultierend aus der Querkraftbewehrung, wird durch:

$$V_{wd} = a_{sw} 0,9d f_{ywd} (1 + \cot \alpha) \sin \alpha \quad [2.10]$$

wiedergegeben.

Die Tragfähigkeit der Druckstrebe wird durch:

$$V_{Sd} \leq V_{Rd2} = 0,3 f_{cd} b_w d \quad [2.11]$$

nachgewiesen. Die Abminderung der zulässigen Betondruckspannungen im Nachweis bedeutet die Berücksichtigung des zweiachsigen Beanspruchungszustandes der geneigten Betondruckstreben durch Längsdruck- und Querkraftspannungen sowie des Einflusses einer zeitabhängigen Festigkeitsentwicklung unter Dauerlast (Dauerstandfestigkeit).

Bei der Exakten Methode, in folgenden Regelwerken als das Verfahren der Variablen Druckstrebenneigung bezeichnet, darf ein von 45° abweichender Neigungswinkel der Druckstrebe innerhalb bestimmter Grenzen ($3/5 \leq \cot \Theta \leq 5/3$) frei gewählt werden. Die untere Grenze des zulässigen Druckstrebenwinkels wird damit unabhängig vom Grad der Beanspruchung definiert.

Der Bauteilwiderstand ergibt sich zu:

$$V_{wd} = a_{sw} 0,9d f_{ywd} (\cot \Theta + \cot \alpha) \sin \alpha \quad [2.12]$$

Der Betontraganteil V_{cd} darf bei der Ermittlung des Bauteilwiderstandes V_{Rd3} in Rechnung gestellt und damit die erforderliche Querkraftbewehrung vermindert werden, wenn:

$$V_{Sd} \leq 2,5 \tau_{Rd} b_w d; \quad V_{cd} = 2,5 \tau_{Rd} b_w d.$$

Bei hoher Querkraftbeanspruchung gilt:

$$V_{Sd} \geq 7,5 \tau_{Rd} b_w d; \quad V_{cd} = 0. \quad [2.13]$$

Die zwischenliegenden Bereiche sind zu interpolieren.

Für den Nachweis der Druckstrebe nach dem Verfahren der variablen Druckstrebenneigung wird Gleichung [2.11] entsprechend erweitert:

$$V_{Sd} \leq V_{Rd2} = 0,3 f_{cd} b_w d \sin 2\Theta \quad [2.14]$$

Bei zusätzlicher Längsdruckbeanspruchung (Vorspannung) kann bei Anwendung des Standardverfahrens aufgrund der flacher geneigten Druckstreben lastseitig ein Abminderungsfaktor in Ansatz gebracht werden. Der Nachweis der Druckstrebe wird durch die Längsdruckbeanspruchung nicht berührt.

Beide Methoden basieren auf der Fachwerkanalogie, wobei das Standardverfahren als semi-empirische Methode, das Exakte Verfahren als mechanisch belegbare Methode gelten [thür_5]. Der Grenzzustand der Tragfähigkeit des jeweiligen Fachwerkmodells wird durch die Tragfähigkeit einzelner Tragwerksteile, durch das Erreichen der Fließgrenze der Querkraftbewehrung oder der Druckfestigkeit der geneigten Betondruckstrebe bedingt. Die Anwendung beider Verfahren ist nach [code_5] gleichermaßen möglich, jedoch nicht unumstritten.

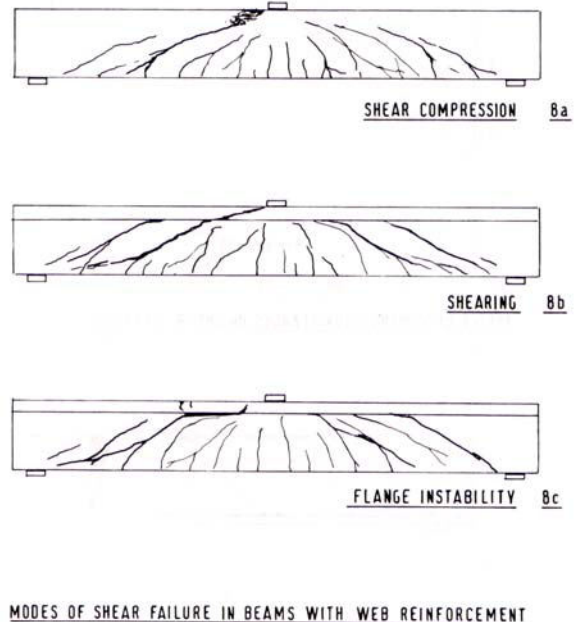


Abb. 2.1.1.15 Versagensmodi querkraftbeanspruchter Bauteile nach [code_2]

Wie experimentelle Untersuchungen [leon_1, thür_1-3, reag_1] zeigen, kann das Versagen querkraftbewehrter Elemente durch:

- die Zerstörung der infolge Querkraftrissbildung eingeschnürten Betondruckzone (*shear-compression*),
- eine starke Querkraftrissöffnung gebunden an eine starke gegenseitige Rissuferverschiebung (*shearing*),
- durch ein Stabilitätsversagen des Betondrucksteiges bei T-Querschnitten (*flange instability*, vgl. Abb. 2.1.2.15) bedingt werden. Der Zerstörung der Betondruckzone und dem Ausknicken des Druckflansches von T- oder I-Querschnitten wird normativ durch eine Spannungsbegrenzung vorgebeugt.

Nach Leonhardt [leon_4] und Regan [rega_4] besitzt die Dicke des Druckflansches deutlichen Einfluss auf die Versagenslast (vgl. Abb. 2.1.1.16). Beim additiven Modell (Standardverfahren) wird der Querkraftanteil V_c ausschließlich der Druckzone zugeordnet. Dieser Effekt spricht für das Standardverfahren als geeignete Methode zur Beurteilung der Querkrafttragfähigkeit querkraftbewehrter Elemente. Bei geringer Querkraftbeanspruchung hingegen führt die Anwendung des Standardverfahrens aufgrund des konstanten Betontraganteiles zu rechnerischen Druckstrebenneigungen, die zum Teil deutlich geringer sind als es die normative Begrenzung für die Exakte Methode vorsieht [gras_1].

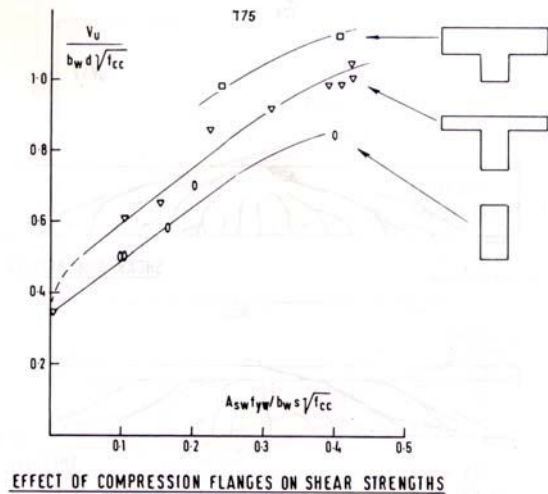


Abb. 2.1.1.16 Einfluss der Flanschdimensionierung auf die Querkrafttragfähigkeit

Gegenüber den nach DIN 1045 (07/88) zu führenden Spannungsnachweisen sind die Bemessungsmodelle nach CEB/FIP-Model Code 78 für Bauteile mit rechnerisch erforderlicher Querkraftbewehrung mechanisch transparenter gestaltet und damit verständlicher.

Der EC 2 (06/92) [code_6] als europäisches Bemessungskonzept orientiert sich an der Mustervorschrift CEB/FIP-Model Code 78. Damit werden die beiden konkurrierenden, auf dem Fachwerkmodell basierende Verfahren zur Beurteilung der Querkrafttragfähigkeit übernommen. Im Unterschied zum CEB/FIP-Model Code 78 wird für das Standardverfahren analog den Überlegungen Spechts der Betontraganteil V_{cd} mit dem Bauteilwiderstand V_{Rd1} des nicht querkraftbewehrten Bauteils gleich gesetzt (vgl. auch Abschn. 2.1.0). Die rechnerische Berücksichtigung des Betontraganteils bei Anwendung des Verfahrens der variablen Druckstrebenneigung wird durch eine gesonderte Regelung zur Mindestquerkraftbewehrung ersetzt. Danach ist in Abhängigkeit der Querschnittsabmessungen und der Betonfestigkeit eine Mindestquerkraftbewehrung für das betrachtete Bauteil vorzusehen, wenn:

$$V_{Sd} \leq V_{Rd1} \quad [2.15]$$

Des Weiteren werden die Grenzen der Druckstrebenneigung bei dem Verfahren der variablen Druckstrebenneigung mit $4/7 \leq \cot \theta \leq 7/4$ strenger formuliert. Der Nachweis der Druckstrebentragfähigkeit bei nicht längskraftbeanspruchten Bauteilen erfolgt analog der Herangehensweise des CEB/FIP-Model Code 78, wobei die Abminderung der zulässigen Betondruckspannungen infolge des mehraxialen Spannungszustandes in der Betondruckstrebe und andauernder Belastung in Abhängigkeit der Betongüte geringer ausfällt ($v \geq 0,5$). Bei einer zusätzlichen Längskraftbeanspruchung sieht der EC 2 für den Nachweis der Druckstrebe eine Abminderung des Bauteilwiderstandes in Abhängigkeit des Beanspruchungsgrades vor.

In den CEB/FIP-Model Code 90 findet nur noch das Verfahren der Variablen Druckstrebenneigung als Nachweiskonzept der Querkrafttragfähigkeit Eingang. Damit ergibt sich der Bauteilwiderstand gegenüber der einwirkenden Querkraft analog der Regelung des EC2.

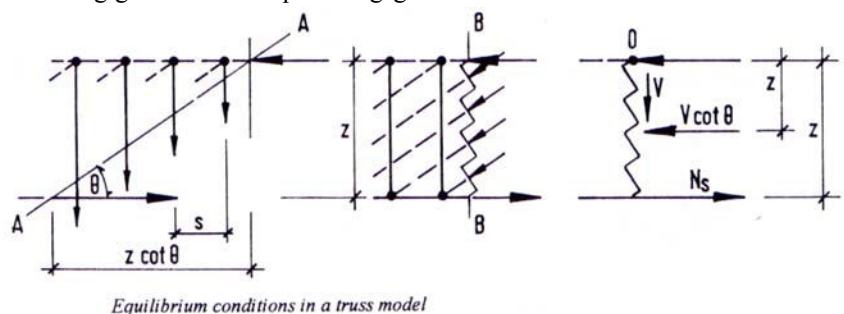


Abb. 2.1.1.17 Gleichgewichtsbedingungen im Fachwerkmodell [MC 90]

In den ersten Entwürfen des nationalen Anwendungsdokumentes **DIN 1045-1 (02/97)** kommen für den Nachweis der Querkrafttragfähigkeit wiederum das Standardverfahren und das Verfahren der variablen Druckstrebenneigung zur Anwendung. Nach **Zilch** u.a. [zilc_1] finden beide Verfahren ihre Berechtigung für bestimmte Anwendungsgebiete. Es gibt jedoch zum Teil deutliche Unterschiede hinsichtlich der Ergebnisse der erforderlichen Querkraftbewehrung. Beim Verfahren der veränderlichen Druckstrebenneigung wird bei hoher Längsdruckkraftbeanspruchung die in Versuchen beobachtete, starke Neigung der Druckstrebe nicht hinreichend erfasst. Des Weiteren wurden bislang die Grenzen des zulässigen Druckstrebenwinkels unabhängig vom Grad der Beanspruchung gestaltet. Beim Standardverfahren wird der Betontraganteil vereinfachend mit der Querkrafttragfähigkeit nicht querkraftbewehrter Bauteile gleichgesetzt. "Die Bemessungsgleichungen für Bauteile mit und ohne Querkraftbewehrung beruhen jedoch auf vollkommen unterschiedlichen Tragmechanismen (Fachwerkmodell, Zahnmodell). Ungeachtet der guten Übereinstimmung mit Versuchsergebnissen entbehrt dieser Ansatz somit einer nachvollziehbaren mechanischen Grundlage." (S. 285 [zilc_1]). Insbesondere bei schwach querkraftbewehrten Bauteilen sind zwischen beiden Verfahren Abweichungen hinsichtlich der erforderlichen Querkraftbewehrung erkennbar, weil beim Standardverfahren der querkraftunabhängige Betonanteil maßgebend wird. Des Weiteren bemängelt Zilch, dass eine explizite Berücksichtigung der Rissverzahnung in die Regelwerke bislang keinen Eingang gefunden hat.

Aus diesem Grund wurde im letzten Entwurf der **DIN 1045-1 (09/2000)** ein zum jetzigen Zeitpunkt noch unveröffentlichter Vorschlag Reinecks aufgegriffen. Dieses Konzept kombiniert die zuvor genannten Verfahren, in dem sowohl ein Betontraganteil als auch variabel geneigte Druckstreben berücksichtigt werden. Dabei wird die erforderliche Querkraftbewehrung auf der Grundlage eines Fachwerkmodells mit konstantem Neigungswinkel von 40° unter Berücksichtigung eines zusätzlichen Traganteils infolge Rissverzahnung/ Rissreibung ermittelt. Bei der Ermittlung des Neigungswinkels für den Nachweis der Betondruckstrebe fließen die Rissverzahnung und Längskraftbeanspruchungen ein.

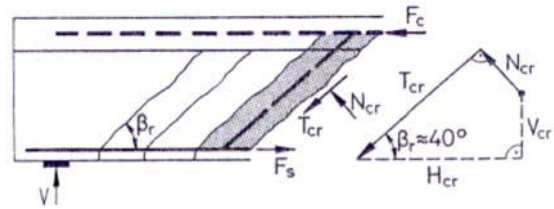


Abb. 2.1.1.18 Endauflager eines Balkens mit am Schrägriss angreifenden Kräften nach Reineck [zilc_1]

Entsprechend Abbildung 2.1.1.18 werden die im Schrägriss infolge Rissverzahnung senkrecht und parallel zu den Rissufern wirksamen Rissreibungskräfte zum Nachweis der Tragfähigkeit herangezogen. Aus dem Kräftegleichgewicht ergibt sich ein vertikaler Traganteil infolge der Rissreibung, der die erforderliche Querkraftbewehrung verringert. Eine zusätzliche Längskraftbeanspruchung vermindert den Rissreibungswinkel und wirkt sich positiv auf den erforderlichen Querkraftbewehrungsgrad aus. Die den Bemessungsgleichungen zugrunde gelegten Vorfaktoren wurden empirisch auf der Grundlage von Versuchsauswertungen gewonnen.

Für Bauteile mit Längszugbeanspruchung darf der Traganteil infolge Rissreibung rechnerisch nicht in Ansatz gebracht werden. Die Bemessung der erforderlichen Querkraftbewehrung erfolgt unter Voraussetzung des klassischen Fachwerkes mit einer Druckstrebenneigung von 45° .

Die normative Entwicklung des Nachweises der Querkrafttragfähigkeit querkraftbewehrter Elemente zeigt, dass Modellvorstellungen, basierend auf der Fachwerkanalogie, existieren, jedoch hinsichtlich der Anwendbarkeit, einer mechanischen Begründung, der genauen Splittung der einzelnen Querkrafttraganteile und der Definition geeigneter Grenzwerte unterschiedliche Auffassungen existieren. Auf diesem Gebiet sind noch weitere Novellierungen zu erwarten. Es ist davon auszugehen, dass für den Normal- bzw. Leichtbeton die normative Entwicklung noch nicht abgeschlossen ist.

2.1.2 Modellbildung und Hypothesen über die Festigkeit und Beanspruchung der Biegedruckzone

Eine parallele Entwicklung zur Beurteilung des Querkrafttragverhaltens fand im osteuropäischen Raum statt. **Borischanski** entwickelte bereits in den 60iger Jahren ein Modell, das auf Gleichgewichtsbetrachtungen am geraden Schrägriss beruht. Diese Modellbildung findet sowohl bei querkraftbewehrten als auch bei nicht querkraftbewehrten Bauteilen Anwendung [siga_1]. Diese durchgängige Betrachtungsweise stellt somit eine Besonderheit gegenüber den sonstigen Konzepten dar. Die maximal aufnehmbare Querkraft ergibt sich aus der

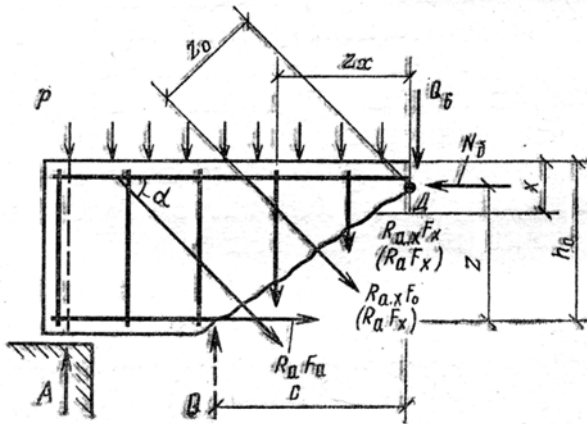


Abb. 2.1.2.1 Kräfte am Schrägriss [siga_1]

Summe der Querkraftanteile Q_b der Biegedruckzone und Q_s der Querkraftbewehrung. Aus Versuchen an Rechteckbalken leitet Borischanski eine empirisch ermittelte Versagensbedingung der Biegedruckzone her.

Der Traganteil der Querkraftbewehrung wird unter Berücksichtigung der Fließgrenze, des Bewehrungsgrades und der Schrägrisslänge ermittelt. Die unbekannte Risslänge bzw. ihre horizontale Projektion c wird so ermittelt, dass die Gesamtquerkraft Q_u des additiven Modells minimal wird:

$$\frac{dQ_u}{dc} = \frac{dQ_b + dQ_{sw}}{dc} = \text{MIN.} \quad [2.16]$$

Diese Formulierung bedeutet, dass die Traganteile Q_b und Q_s im Grenzzustand betragsmäßig gleich sind. Hierfür existiert keine mechanische Begründung. Das Modell bildet die Grundlage der

Querkraftbemessung in der russischen Stahlbetonnorm (SNIP).

Für den Nachweis der Querkrafttragfähigkeit sind:

- die Tragfähigkeit der geneigten Druckstrebe zwischen zwei Querkraftrissen (Nachweis der geneigten Druckstrebe),
- das vertikale Gleichgewicht am Schrägriss (Nachweis der Querkraftbewehrung),
- die Momentenbedingung an der Risswurzel des kritischen Querkraftrisses (Nachweis der Zugkraftdeckung am Endauflager)

sicherzustellen. Diese Nachweisführung weist Parallelen zu den Konzepten, basierend auf der Fachwerklösung, auf.

Durch **Guralnick** [gura_1] werden zu Beginn der 60iger Jahre weiterführende Überlegungen zur Tragfähigkeit querkraftbewehrter Balken angestellt. Die Festigkeit der Biegedruckzone unter der Einwirkung von Schub- und Normalspannungen und damit der Traganteil des Betons bei der Querkraftabtragung wird anhand der Mohrschen Bruchbedingung bestimmt. Ausgehend vom ebenen Spannungszustand wird an die durch die Druck- bzw. Zugfestigkeit des Betons bestimmten Mohrschen Spannungskreise eine Tangente gelegt, die als Versagenskriterium dient. Die Schub- und Normalspannungen werden in der Druckzone gleichverteilt angenommen. Für die Bestimmung des Traganteils, resultierend aus der Querkraftbewehrung, greift Guralnick auf empirische Ansätze von **Laupa/Siess/Newmark** [laup_1] zurück. Die Größe der Biegedruckzone wird durch Querschnittsbetrachtungen ermittelt.

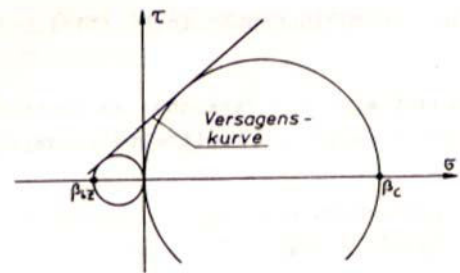


Abb. 2.1.2.2 Versagensbedingung der Biegedruckzone nach [gura_1]

Walther [walt_1-3] greift zu Beginn der 60iger Jahre diesen Gedanken auf und modifiziert das Versagenskriterium. Dabei definiert eine quadratische Parabel als umhüllende Funktion an den Spannungskreisen den zulässigen Spannungsraum. Die Lage der Nulllinie wird durch zusätzliche Verträglichkeitsbedingungen ermittelt. Es wird davon ausgegangen, dass sich oberhalb der Risswurzel des kritischen Schrägrisses ein plastisches Gelenk bildet.

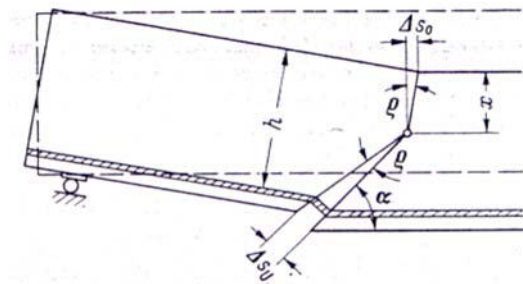


Abb. 2.1.2.3 Verformungen in der Schubdruckzone nach [walt_1]

Bei der Verformung der Zugzone werden Einflüsse, resultierend aus der Verbundgüte, dem Längsbewehrungsgrad, dem Stabdurchmesser und der Profilierung, berücksichtigt. Den Traganteil der Querkraftbewehrung bestimmt Walther unter Voraussetzung der klassischen Fachwerkanalogie.

Die Problemstellung der Schubdruckfestigkeit wurde Mitte der 60iger Jahre durch **Weigler/Becker** [weig_1] aufgegriffen und das Mohrsche Bruchkriterium abgewandelt. Zur besseren Näherung von experimentellen Ergebnissen wurde die umhüllende Funktion der Spannungskreise in geeigneter Weise modifiziert.

Placas/Regan [rega_2-3] entwickeln zu Beginn der 70iger Jahre die Gedankengänge weiter. Sie unterscheiden zwei mögliche Versagensmodi der Biegedruckzone. Entsprechend Abbildung 2.1.2.4 werden Gleichgewichtsbetrachtungen am schrägen Riss in der Balkendruckzone angestellt. Im *shearing mode of failure* kommt es zu einer gegenseitigen Verschiebung der Rissufer in der Versagensebene (vgl. Abb. 2.1.2.4). Als Bruchkriterium wird auf die Coulombsche Versagensbedingung zurückgegriffen. Die Neigung der Versagensebene wird empirisch ermittelt. Aus diesen Bedingungen läßt sich der Querkrafttraganteil des Betons Q_b ableiten. Der Traganteil der Bewehrung wird unter Voraussetzung einer Schrägrissneigung von $26,7^\circ$ ($\cot\Theta=2,0$) erfasst.

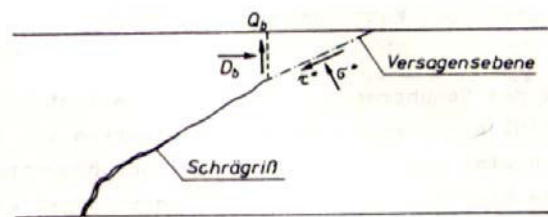


Abb. 2.1.2.4 Spannungen in der Versagensebene beim Schubzugbruch nach [rega_2-3]

Der zweite Versagensmodus *shear compression mode of failure* beugt einem Querkraftdruckbruch vor. Hierfür wird durch Momentenbildung um die Risswurzel unter Berücksichtigung der Querkraftbewehrung eine Beziehung abgeleitet, die von der Schrägrisslänge c bzw. von ihrer horizontalen Projektion abhängig ist. Zur Ermittlung dieser folgen Placas/Regan den Überlegungen Borishanskis. Durch den Ausdruck $dM/dc=0$ wird diejenige Schrägrisslänge ermittelt, bei der die Tragfähigkeit des Querschnittes minimal ist. Die für einen Querschnitt maßgebende Querkraftbruchlast ist die kleinere von beiden.

2.2 Untersuchungen zur Querkrafttragfähigkeit bewehrter Elemente aus Porenbeton

Die Anzahl relevanter experimenteller und theoretischer Forschungsarbeiten auf dem Gebiet der Querkrafttragfähigkeit ist aufgrund der wirtschaftlichen Bedeutung des Porenbetons nicht mit der des Normalbetons vergleichbar. Auf eine separate Betrachtung querkraftbewehrter und nicht querkraftbewehrter Bauteile soll deshalb an dieser Stelle verzichtet werden.

Erste Untersuchungen der Materialeigenschaften des Porenbetons begannen Mitte der 50iger Jahre mit seiner industriellen Fertigung. **Schäffler** [schä_1] untersuchte in diesem Zusammenhang die Eignung des Porenbetons als Wandbaustoff.

Erste relevante Untersuchungen zum Querkrafttragverhalten querkraftbewehrter Elemente bzw. zur "Schubsicherung von bewehrten Balken aus Gasbeton" wurden zwei Jahre später durch **Rüsch** [rüsc_1] angestellt. Grund für die Untersuchung war die Feststellung, dass "... die in den Bestimmungen des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton (DAfSt) niedergelegten Konstruktionsgedanken nicht unverändert auf diese neue Bauweise Anwendung finden können" ([rüsc_1], S. 3). Die durchgeführten Versuche zielten darauf ab, geeignete Konstruktionsregeln einer Querkraftbewehrung bzw. deren zweckmäßigste Anordnung abzuleiten. Untersucht wurden neben nicht querkraftbewehrten Bauteilen ausschließlich Elemente, deren Querkraftsicherung durch Schrägstäbe erfolgte. Ergänzende Versuche zur geeigneten Durchbildung der Verankerung einer Querkraftbewehrung wurden in Ausziehtests durchgeführt.

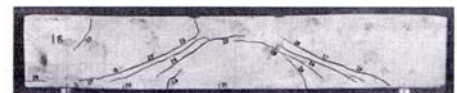
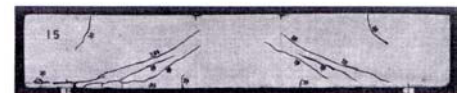
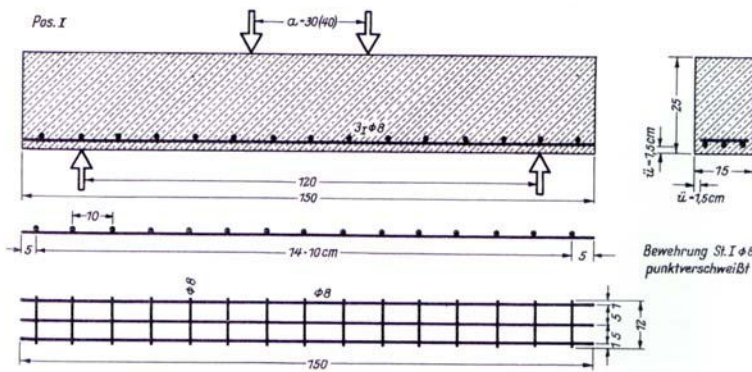


Abb. 2.2.1 [rüsc_1]

links: Schematische Darstellung der untersuchten nicht querkraftbewehrten Elementen

rechts: Rißbilder der zerstörten Proben

Für nicht querkraftbewehrte Elemente konnte analog den Beobachtungen im Stahlbetonbau festgestellt werden, dass sich nach der Querkrafttrissbildung kein sicherer Gleichgewichtszustand einstellen kann (vgl. Abb. 2.2.1). Die Entwicklung der Querkrafttrisse aus Biegerissen bedeutet damit das Versagen des längsbewehrten Bauteils und ist deshalb bei einer Nachweisführung auszuschließen.

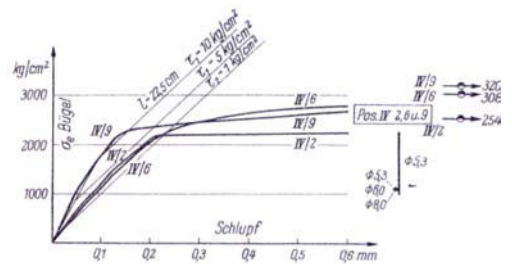
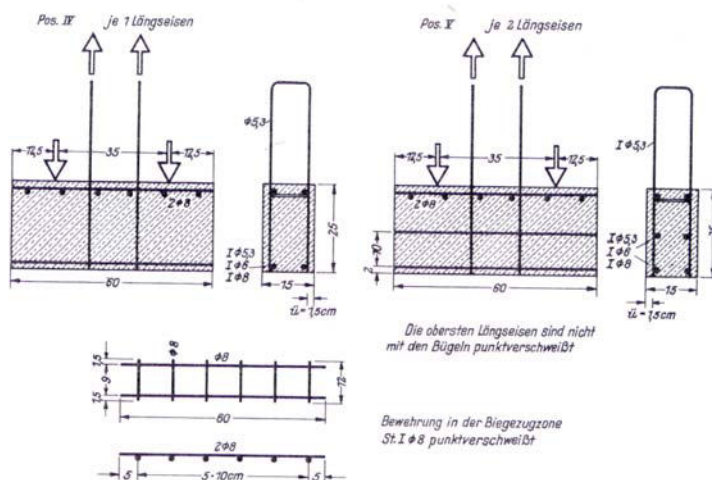


Abb. 2.2.2 [rüsc_1]

links: Schematische Darstellung der untersuchten Ausziehkörper

rechts oben:
rechts unten:

Last-Schlupfbeziehung
Lokale Zerstörung des Porenbetons
infolge der Lochleibungsbeanspruchung

Es zeigte sich in Ausziehversuchen, dass der angeschweißte Querstab neben Winkelhaken oder Bügelschleifen nicht nur die technologisch günstigste und damit wirtschaftlichste, sondern auch in Hinblick auf das Tragverhalten effizienteste Verankerungsform einer Querkraftbewehrung darstellt. Detaillierte Untersuchungen zum Einfluss aus Randüberdeckung und Durchmesser des verankernden Querstabes finden nicht statt.

Hinsichtlich der Querkrafttragfähigkeit querkraftbewehrter Elemente konnte festgestellt werden, dass durch die Verwendung von Schrägstäben im querkraftbeanspruchten Bereich keine deutliche traglaststeigernde Wirkung erzielt werden können. Lokale Zerstörungen des Porenbetons an den Umlenkpunkten der Schrägstäbe bedingen Lastumlagerungen und eine Tendenz zur direkten Lastabtragung durch Sprengwerkwirkung.

Die hier untersuchten Balken versagten durch starke Deformationen des Endverankerungsbereiches der Längsbewehrung und einer einhergehenden sekundären Zerstörung der Biegedruckzone. Es konnte bei Verwendung einer Querkraftbewehrung in Form von Schrägstäben eine Steigerung der Bruchbeanspruchung um ca. $\frac{1}{3}$ gegenüber den querkraftunbewehrten Balken festgestellt werden. Die Bruchlast gegenüber der Querkraftbeanspruchung wird mit $\frac{1}{4}$ angegeben.

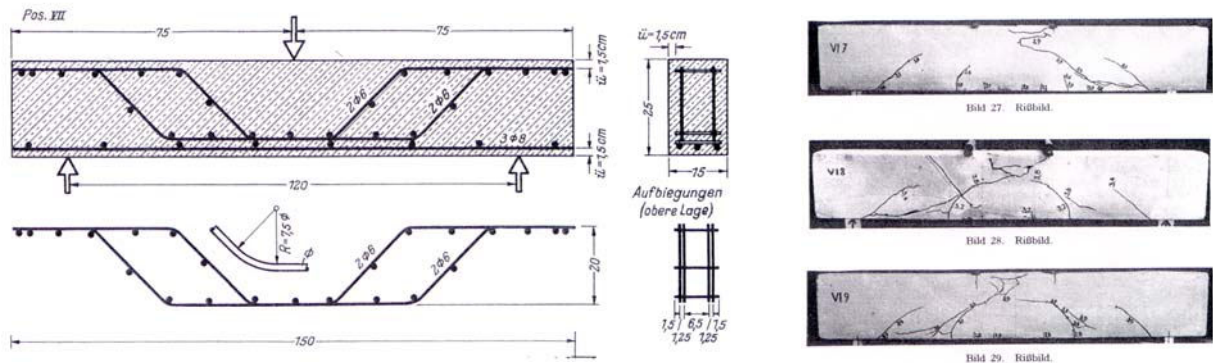


Abb. 2.2.3 [rüsc_1]
links: Schematische Darstellung der untersuchten querkraftbewehrten Elementen

rechts: Rissbilder der zerstörten Proben

Des Weiteren interessierte in den Versuchen die Wirkungsweise von Endverankerungen. Dabei zeigte sich, dass der Haftverbund bei bewehrten Konstruktionen aus Porenbeton eine untergeordnete Rolle spielt. Das Zusammenwirken der Verbundkonstruktion muss durch spezielle Verankerungselemente sichergestellt werden. Daran ist generell eine diskrete Lastübertragung gekoppelt.

Weiterführende Untersuchungen **Schäfflers** zur Tragwirkung bewehrter Platten [schä_2] Ende der 50iger Jahre konzentrierten sich auf die Biegetragfähigkeit. Entsprechend der Arbeitslinie des Porenbetons gestaltet sich das Spannungs-Dehnungsverhalten in der Biegedruckzone weitestgehend linear. Der Völligkeitsgrad in der Druckzone wird nach Versuchen durch Schäffler mit 0,50 ... 0,58 angegeben.

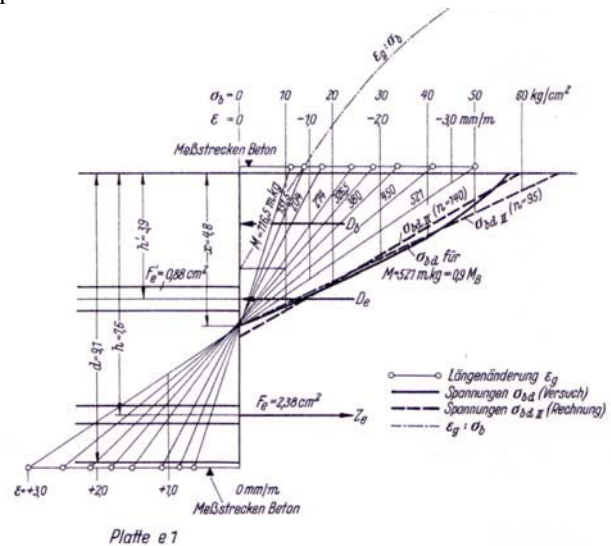


Abb. 2.2.4 Spannungsverteilung am Querschnitt für biegebeanspruchte Elemente nach [schä_2]

Anfang der 60iger Jahre wurden durch Schäffler [schä_3] Untersuchungen zur Verankerungsproblematik und zum Kriechen biegebeanspruchter Bauteile angestellt. Schwerpunkt der Versuche bildete die Frage, durch welche konstruktiven Maßnahmen die Tragfähigkeit einer Verankerung positiv beeinflusst wird. Es interessierte des Weiteren die Bedeutung des Haftverbundes innerhalb der Verbundkonstruktion. Eine eingehende Diskussion dieser Versuchsergebnisse findet in Abschnitt 4.2 statt.

Zu Beginn der 70iger Jahre erfolgten durch Sell/Zelger Grundlagenuntersuchungen zum Festigkeits- und Verformungsverhalten von Porenbeton unter zweiachsender Druck-Zug-Belastung und experimentelle Untersuchungen zum Verbundverhalten bewehrter Elemente [sell_1]. Ziel der Untersuchungen zum Verbundverhalten war die Entwicklung einer wirksamen Verankerung der Querkraft- und Biegebewehrung. In Balkenversuchen wurden verschiedene Endverankerungsarten der Längsbewehrung und deren Auswirkung auf die Tragfähigkeit und das Tragverhalten untersucht.

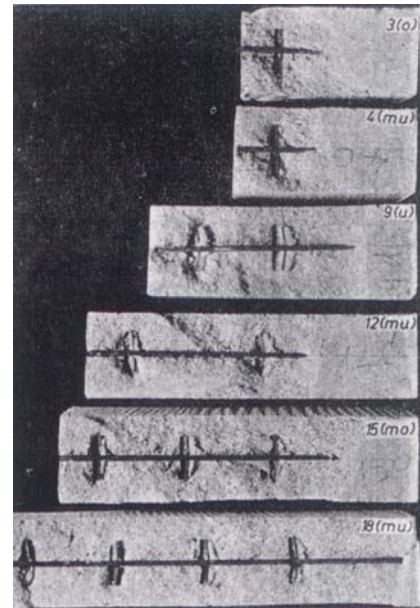


Abb. 2.2.5 Ausziehversuche nach [schä_2]

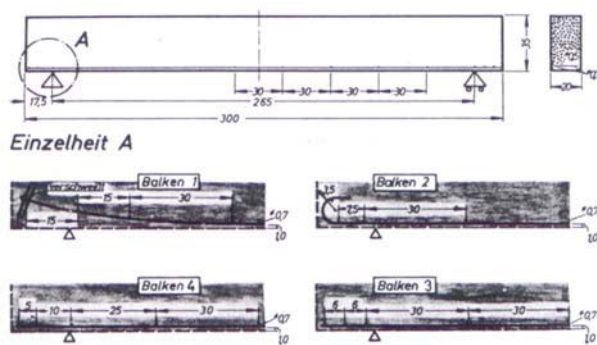


Abb. 2.2.6 Abmessung, Bewehrung und Endverankerung der Versuche nach [sell_1]

Anhand von ergänzenden Auszieh- und Eindrückversuchen sollten Rückschlüsse auf die traglaststeigernde Wirkung einer Querkraftbewehrung gewonnen werden. In den Untersuchungen wurde festgestellt, dass sich der Porenbeton "empfindlich gegen Lochleibungsbeanspruchungen verhält. Hieraus erklärt sich die bereits früher gewonnene Erfahrung, daß die aufnehmbare Querkraft von Balken durch eine Bügelbewehrung nur unwesentlich erhöht werden kann. Bügel oder Querstäbe schneiden sich in den Beton ein und kommen deshalb nicht voll zur Wirkung" ([sell_1], S.63).

Cederwall [cede_1] untersuchte Balkenelemente mit vertikaler und geneigter Querkraftbewehrung. In den Versuchen konnte festgestellt werden, dass die Neigung keinen deutlichen Einfluss auf die Querkraftrissbildung, jedoch auf die Traglast der Elemente hat. Danach konnte bei vertikaler Bewehrungsführung die Traglast um ca. $\frac{1}{6}$, bei geneigter Bewehrungsführung um ca. $\frac{1}{3}$ gegenüber der Querkraftrissbildungslast gesteigert werden.

Nilsson [nils_1] beschäftigte sich mit der Mitwirkung der Längsbewehrung in der Balkendruckzone und der Verwendung offener bzw. geschlossener Bügel zur Querkraftsicherung. Hierbei konnten keine Auswirkungen der Bügelform auf die Bruchlast beobachtet werden. Da im Allgemeinen die Herstellung der Biege- und Querkraftbewehrung von Balkenelementen durch Faltung geschweißter Bewehrungsmatten erfolgt, stellt der offene Korb die für bewehrten Porenbeton typische Bewehrungsform dar.

Janovic/ Grasser [jano_1] führten Mitte der 70iger Jahre umfangreiche Untersuchungen zur Querkrafttragfähigkeit querkraftbewehrter Elemente aus Porenbeton durch. Ziel war die Ableitung eines geeigneten Bemessungsmodells für die Querkraft, das in den überarbeiteten Entwurf der DIN 4223 (08/78) [code_11] des bestehenden Regelwerkes DIN 4223 (07/58) [code_10] einfließen sollte.

In den Versuchen wurden die Balkenquerschnittsabmessungen, die Schubschlankheit a/d , die Bügeldurchmesser und die Bügelabstände variiert. Ergänzende Überlegungen zur Tragwirkung der Verankerung einer Querkraftbewehrung und weiterführende experimentelle Untersuchungen zur Biegetragfähigkeit längsbewehrter Bauteile wurden angestellt.

In den Untersuchungen wurde hinsichtlich der Biegetragfähigkeit abweichend zu Schäffler [schä_2] eine mittlere Völligkeit der Druckzone von 0,63 festgestellt. Für die normative Regelung der Biegebemessung wird infolgedessen ein bilinearer Ansatz mit einer Völligkeit von $\frac{2}{3}$ vorgeschlagen. Des Weiteren wurde empfohlen, die Druckbewehrung hinsichtlich ihrer Mitwirkung bei einer Biegebeanspruchung rechnerisch mit 50% ihrer Querschnittsfläche in Ansatz zu bringen.

Bezüglich der Verbundproblematik stellten Janovic/Grasser fest, dass nach Ausfall des Haftverbundes die Zugkräfte in der Bewehrung durch die Querbewehrung übernommen werden ([jano_1], S. 18). Die Problematik der Bügelverankerung wurde als zentrales Problem der Querkraftsicherung herausgearbeitet. Danach wird die Tragfähigkeit einer Bügelverankerung durch Längsstäbe durch die Lochleibungspressungen bzw. die wirksamen Spaltzugspannungen bedingt. Weiterführende experimentelle Untersuchungen dieses Problemkreises erfolgten nicht.

Hinsichtlich der Tragwirkung des Bügelverankerungsstabes und der Spannungsverteilung infolge der Bügelbeanspruchung werden Vergleichsrechnungen auf der Grundlage des elastisch gebetteten Balkens durchgeführt. Eine ausführliche Diskussion der hier vorgestellten theoretischen Ansätze erfolgt im Abschnitt 4.2.

In den durchgeführten Balkenversuchen konnte das Querkraftversagen durch ein Abspalten der seitlichen Betonüberdeckung festgestellt werden. Die beobachtete Rissbildung ließ bei den untersuchten Schubslankheiten bis $a/d=3,0$ auf eine direkte Lasteinleitung schließen. "Die Rißbilder der Balken mit Schubbewehrung zeigen, dass das Schubtragsystem dieser Balken im Zustand II vom klassischen parallelgurtigen Fachwerk nach Ritter und Mörsch mit 45° geneigten Druckstreben und vertikalen Zugstreben deutlich abweicht" ([jan_1], S. 34).

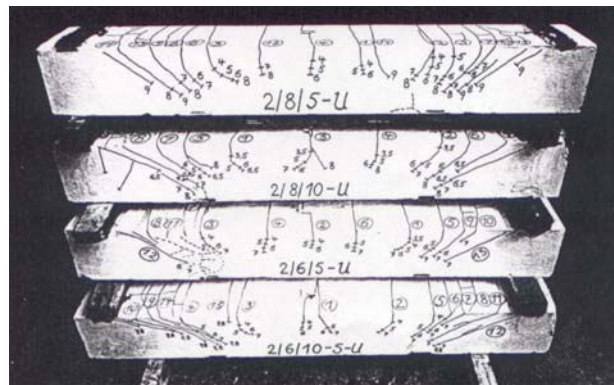


Abb. 2.2.7 Rißbilder querkräftbewehrter Balkenelemente nach [jano_1]

Durch Janovic/Grasser werden mehrere abgewandelte Stabwerke in Bezug auf ihre Anwendbarkeit für die Beschreibung des inneren Lastflusses des querkräftbewehrten Porenbetons analysiert. Dabei wurde ein einfach statisch unbestimmtes System, erzeugt durch die Überlagerung des klassischen Mörschen Fachwerkes und einem Sprengwerk, qualifiziert. Eine detaillierte Messung der Bügelbeanspruchungen bzw. des Verlaufes der Längszugkräfte im Zuggurt erfolgte in den Versuchen nicht, so dass eine Validierung des Modells nicht erfolgen kann. Aus den Untersuchungen geht weiterhin hervor, dass für Schubslankheiten $a/d > 3.5$ eine direkte Lastabtragung durch ein Sprengwerk ausgeschlossen werden kann.

Hinsichtlich der Verankerung der Längsbewehrung bzw. der Versatzmaßproblematik wurde durch Janovic/Grasser festgestellt, dass die am Auflager wirksame Zugbeanspruchung der Längsbewehrung in Abhängigkeit der Verbügelung zwischen dem 1,54 und 2,78-fachem der eingetragenen Querkraft beträgt. Das bedeutet, dass die Neigung der zugehörigen Druckstrebe eines statischen Ersatzsystems mit $\cot \Theta = 1,58 \dots 2,78$ ($32^\circ \dots 19,8^\circ$) angegeben werden kann. Eine Vergrößerung der Bügelabstände von 5 auf 10cm zeigte keinen deutlichen Einfluss auf die Querkrafttragfähigkeit der untersuchten Balken, obwohl der Querkraftbewehrungsgrad ρ_w halbiert wurde. Bei weiterer Erhöhung der Bügelabstände verringert sich die Querkrafttragfähigkeit deutlich.

Anhand der gewonnen Versuchsergebnisse wurde durch Janovic/Grasser ein Bemessungsmodell für DIN 4223 (Entwurf 08/78) [code_11] auf der Grundlage der Fachwerkanalogie mit einer Druckstrebenneigung von $\Theta = 45^\circ$ entworfen. Es werden Festlegungen bezüglich der zulässigen Bügelbelastungen getroffen.

Ergänzende Überlegungen stellten **Janovic/Grasser** Ende der 70iger Jahre [jano_2] bezüglich der Endverankerung der Längsbewehrung von querkräftbewehrten und nicht querkräftbewehrten Bauteilen an. Mitte der 80iger Jahre wurde die Problematik der Endverankerung erneut aufgegriffen und durch experimentelle Untersuchungen von Janovic/Grasser [jano_3] untermauert. Die Belastungsversuche an Platten und die Ausziehversuche an separaten Probekörpern dienten der Absicherung der Bemessungsvorschläge in DIN 4223 (Entwurf 08/78) [code_11]. Die hier gesammelten Ergebnisse werden im Zusammenhang mit den geplanten Ausziehversuchen zur Bügelverankerung in Abschnitt 4.2 im Einzelnen diskutiert.

Ergänzende Überlegungen stellten **Janovic/Grasser** Ende der 70iger Jahre [jano_2] bezüglich der Endverankerung der Längsbewehrung von querkräftbewehrten und nicht querkräftbewehrten Bauteilen an. Mitte der 80iger Jahre wurde die Problematik der Endverankerung erneut aufgegriffen und durch experimentelle Untersuchungen von Janovic/Grasser [jano_3] untermauert. Die Belastungsversuche an Platten und die Ausziehversuche an separaten Probekörpern dienten der Absicherung der Bemessungsvorschläge in DIN 4223 (Entwurf 08/78) [code_11]. Die hier gesammelten Ergebnisse werden im Zusammenhang mit den geplanten Ausziehversuchen zur Bügelverankerung in Abschnitt 4.2 im Einzelnen diskutiert.

Hanecka [hane_1] führte eine Untersuchung des Einflusses der Porenbetonfestigkeit, des Längsbewehrungsgrades und der Verdübelungswirkung auf die Querkrafttragfähigkeit längsbewehrter Elemente aus Porenbeton durch. Aus den Versuchen wurden empirische Zusammenhänge abgeleitet.

Eine systematische Aufbereitung bestehender Modellvorstellungen und eine detaillierte Analyse der Tragwirkung querkräftbewehrter und nicht querkräftbewehrter Bauteile erfolgte Ende der 70iger Jahre durch **Briesemann** [brie_1]. Dabei wurden aus Literatur bzw. Werksüberprüfungen Versuchsergebnisse analysiert und einer Auswertung zugeführt. Es wurden unterschiedliche Methoden hinsichtlich ihrer Eignung zur Quantifizierung der Querkraftbruchlasten diskutiert. Ziel der Untersuchung war die Ableitung hinreichend exakter Bemessungsregeln für die Bestimmung der Querkrafttragfähigkeit querkräftbewehrter und nicht querkräftbewehrter Bauteile aus Porenbeton. Briesemann vertritt dabei die Auffassung, dass sich aufgrund der werkmäßigen Herstellung und der geringen Streuungen bei der Fertigung bewehrter Elemente aus Porenbeton empirische Ansätze für die Beurteilung der Querkrafttragfähigkeit in besonderer Weise eignen. Das eingeschränkte Produktionsassortiment erfordert keine Extrapolation der Versuchsergebnisse.

Bezüglich der nicht querkräftbewehrten Elemente wurde festgestellt, dass die Verzahnung der Rissufer bei Porenbeton nicht oder nur in zu vernachlässigender Weise gegeben ist. "Die Rissufer bei Gasbetonbauteilen sind infolge der feingemahlten Zuschlagsstoffe wesentlich weniger uneben als die in normalen Betonen. Wegen der vielen Poren besitzt eine in den äußeren Abmessungen gleich große Rissfläche im Gasbeton erheblich weniger für die Übertragung von Reibungskräften geeignete Bereiche als Stahlbeton" ([brie_1], S. 142-143). Bei Untersuchungen nicht querkräftbewehrter Bauteile mit variierendem Längsbewehrungsgrad ρ_L konnte kein deutlicher Einfluss auf die Querkrafttragfähigkeit festgestellt werden. Briesemann folgert, dass aufgrund der geringen Druckfestigkeit des Porenbetons der aus der Verdübelungswirkung der Längsbewehrung resultierende Querkraftanteil ebenfalls eine untergeordnete Rolle spielt ([brie_1], S. 116).

Nach Berechnungen nicht querkräftbewehrter Bauteile auf der Grundlage des Kammmodells konnte durch Briesemann nachgewiesen werden, dass die Biegetragfähigkeit durch die in der "Balkendruckzone eingespannten Betonzähne" ohne Berücksichtigung der Verdübelungswirkung der Längsbewehrung und der Rissuferverzahnung bedingt wird. Bezüglich der Tragfähigkeit querkräftbewehrter Elemente wurde festgestellt, dass die traglaststeigernde Wirkung der Querkraftbewehrung betragsmäßig deutlich unterhalb der des bewehrten Normalbetons liegt. Die Tragwirkung querkräftbewehrter und nicht querkräftbewehrter Elemente aus Porenbeton vor der Querkrafttrissbildung ist nahezu identisch. Briesemann konnte in den Versuchen beobachten, dass die Form der Querkraftbewehrung deutlichen Einfluss auf die Querkrafttragfähigkeit hat, die Menge bzw. Verteilung jedoch eine untergeordnete Rolle spielt. Diese Erkenntnis deckt sich mit den Erfahrungen Janovic' bzw. Grassers [jano_1] Aufgrund dessen, dass der Querkraftbewehrungsgrad ρ_w keinen deutlichen Einfluss auf die Tragfähigkeit querkräftbewehrter Elemente hat, leitete Briesemann auf der Grundlage der zusammengetragenen Versuchsergebnisse empirische Zusammenhänge zur Bestimmung der Querkrafttragfähigkeit ab. Hinsichtlich der Form der Querkraftbewehrung stellt Briesemann fest, dass mit einem geöffneten Bewehrungskorb und hinreichender seitlicher Betonüberdeckung die größte Querkrafttragfähigkeit erreicht werden konnte.

Bezeichnung	Form der Schubbewehrung, Betondeckung der Bügel oder der aufgebogenen Eisen	
A		$\hat{u} = 37,4 \text{ mm}$
C		$\hat{u} = 27,0 \text{ mm}$ $\tau = 7,5 \phi$
A + C		$\hat{u} = \text{keine Angaben}$
D + D _S		$\hat{u}_{B_H} = 15,0 \text{ mm}$ $\hat{u}_{B_S} = 21,0 \text{ mm}$
B		$\hat{u}_0 = 31,0 \text{ mm}$ $\hat{u}_H = 17,0 \text{ mm}$

Abb. 2.2.8 Untersuchte Formen der Querkraftbewehrung [brie_1]

Durch Briesemann werden Überlegungen bezüglich des inneren Lastflusses angestellt (vgl. Abb. 2.2.9). Dabei werden folgende für Porenbeton typischen Merkmale herausgearbeitet:

1. Die in Versuchen festgestellte Rissbildung weist auf eine Neigung des Obergurtes in Auflagernähe hin.
2. Es besteht eine deutliche Überlagerung des Fachwerkes mit einem Sprengwerk, weil Dehnungsmessungen des Zuggurtes auf eine sehr hohe Auslastung im Auflagerbereich hindeuten und weil die daran geknüpfte Orientierung der Querkrafttrisse mit den Versuchsbeobachtungen gut übereinstimmt.

Hierbei bleibt jedoch zu bemerken, dass Briesemanns Überlegungen nur bedingt zutreffend sein können. Aufgrund der Verbundproblematik und der daran geknüpften diskreten Lasteinleitung der Bügelkräfte über Verankerungsstäbe in die Balkendruckzone ist die Lage des Obergurtes bzw. die Lage der Umlenkpunkte geometrisch bestimmt. Die diskutierte Neigung des Obergurtes im Auflagerbereich scheint damit nicht möglich zu sein.

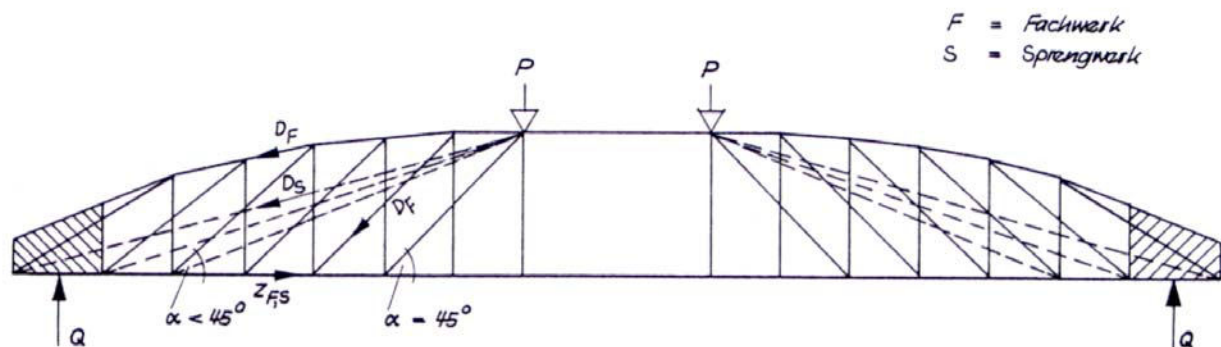


Abb. 2.2.9 Tragmodell für querkräftbewehrtes Porenbeton. Fachwerk mit geneigtem Obergurt und veränderlichen Druckstrebenneigungen überlagert mit einem Sprengwerk nach [brie_1]

Die Überlagerung des Fachwerkmodells mit einem Sprengwerk scheint sehr wahrscheinlich. Die Berücksichtigung einer solchen direkten Lasteintragung bei der Berechnung der Verankerungskraft der Längszugbewehrung bzw. bei der Festlegung des Versatzmaßes scheint dringend erforderlich (vgl. auch [jano_1]). Weiterführende Untersuchungen bezüglich des Lastflusses und konstruktiver sowie geometrischer Einflüsse auf die Tragwirkung und Tragfähigkeit querkräftbewehrter Elemente aus Porenbeton werden in [bris_1] nicht gegeben.

Hierfür sind gezielte experimentelle Untersuchungen durch Variation der konstruktiven Durchbildung, der Lastart und -stellung erforderlich. Damit kann für querkräftbewehrte Elemente aus Porenbeton kein schlüssiges Bemessungskonzept abgeleitet werden. Es wird jedoch durch Briesemann festgestellt, dass die im Stahlbetonbau üblichen Beurteilungskriterien nicht hinreichend sind, die Tragfähigkeit von querkräftbewehrten Bauteilen aus Porenbeton zu beurteilen.

Regan [rega_1] stellte Ende der 70iger Jahre experimentelle Untersuchungen querkräftbewehrter Elemente an. Variiert wurden dabei die Balkenbreite, die Schubslankheit, der Querkraftbewehrungsgrad und die Anordnung der Querkraftbewehrung, wobei eine Angabe der genauen bautechnischen Durchbildung in [rega_1] nicht erfolgt. Die Versuchsergebnisse werden in Abhängigkeit des Querkraftbewehrungsgrades $\rho_w = a_{sw}/b_w$ angegeben. Da jedoch der Querkraftbewehrungsgrad nach [brie_1, jano_1, u.a.] kein hinreichendes Kriterium zur Beurteilung der Querkrafttragfähigkeit darstellt, ist eine entsprechende Analyse der Testergebnisse nicht möglich. Es konnte in den Untersuchungen festgestellt werden, dass durch eine vertikale Anordnung der Querkraftbewehrung die Bruchquerkraft um 17%, bei einer geneigten Anordnung um 50% gegenüber der Querkrafttragfähigkeit vergleichbarer nicht querkräftbewehrter Bauteile zunimmt.

Regan stellte weiterhin fest, dass der Längsbewehrungsgrad ρ_L keinen deutlichen Einfluss auf die Querkrafttragfähigkeit querkräftbewehrter Bauteile hat und leitet aus den Untersuchungen Bemessungsregeln für querkräftbewehrte und nicht querkräftbewehrte Bauteile ab. Dabei haben bei nicht querkräftbewehrten Bauteilen die Zugfestigkeit des Porenbetons f_{ct} , der Längsbewehrungsgrad und die Querschnittsgeometrie Einfluss auf die Querkrafttragfähigkeit. Maßstabeffekte durch unterschiedliche Bauteilhöhen finden keine Berücksichtigung.

Für querkräftbewehrte Bauteile unterscheidet Regan hinsichtlich der Versagenskriterien den Fall des Bruchs der Querkraftbewehrung, der unter Voraussetzung des Mörschen Fachwerkmodells mit:

$$V_u = A_{sw} \cdot f_{yw} \cdot z / (s_w \cdot \sin \alpha) \quad [2.17]$$

erfasst werden kann. Des Weiteren wird:

- dem Versagen der Druckstrebe durch eine Begrenzung der Hauptdruckspannungen mit:

$$V_u / bd = 0,12 f_c (1 + \cot \alpha), \quad [2.18]$$

- dem Versagen der Verankerung durch eine Begrenzung der Lochleibungspressungen mit:

$$V_u / bd = \sigma_b / 2 \cdot z \cdot (1 + \cot \alpha) \cdot (n \cdot d_{sL} + d_{sw} \cdot b_w / s_w) \quad [2.19]$$

vorgebeugt.

Nach Regan sind die zulässigen Lochleibungspressungen σ_b von einer Vielzahl von Einflüssen abhängig und daher schwer zu definieren. Eine schlüssige Bestimmung wird in [rega_1] nicht gegeben.

Aroni [aron_1] analysierte zu Beginn der 90iger Jahre eine Reihe von experimentellen Untersuchungen zur Querkrafttragfähigkeit querkraftbewehrter Elemente aus Porenbeton aus der Literatur ([bris_1, rega_1, u.a.]) und führt diese einer statistischen Auswertung zu. Aroni leitete einen empirischen Zusammenhang aus den Ergebnissen ab, der vom Querkraftbewehrungsgrad, der Fließgrenze der Querkraftbewehrung, der Bauteilgeometrie, dem Längsbewehrungsgrad und der Porenbetonfestigkeit abhängig ist. Wie bereits anhand verschiedener Quellen festgestellt werden konnte, stellt der Querkraftbewehrungsgrad ρ_w für den bewehrten Porenbeton kein geeignetes Kriterium zur Beurteilung der Tragfähigkeit dar, so dass den theoretischen Ansätzen Aronis keine Bedeutung beigemessen werden kann.

Van Nieuwenburg/de Blaere [nieu_1] untersuchten die Querkrafttragfähigkeit längsbewehrter Bauteile. Diese wurden durch Einzellastbeanspruchungen in Abhängigkeit der Schubslankheit und des Längsbewehrungsgrades der Bauteile zu Bruch gefahren. Es wurden empirische Regeln zur Bestimmung der Querkrafttragfähigkeit abgeleitet.

Daschner führte in den 80iger bzw. 90iger Jahre intensive Forschungsarbeiten auf dem Gebiet des bewehrten Porenbetons durch und setzte damit die Untersuchungen von Janovic fort. In einer Reihe von Veröffentlichungen werden die Untersuchungsergebnisse zur Tragfähigkeit von Verankerungen, zum Verankerungskriechen [dasc_1], zum Kriechen unbewehrter Bauteile aus Porenbeton [dasc_2] vorgestellt.

Boutros/Saverimutto [bout_1] untersuchten Mitte der 90iger Jahre die Querkrafttragfähigkeit querkraftbewehrter Elemente aus Porenbeton. In der Veröffentlichung werden Versuchsergebnisse dargestellt, jedoch eine systematische Auswertung bzw. eine Modellierung des Lastflusses in Abhängigkeit variierender geometrischer oder konstruktiver Randbedingungen ist nicht gegeben.

Ende der 90iger Jahre untersuchte **Daschner** die Querkrafttragfähigkeit längsbewehrter Porenbetonbauteile [dasc_3, dasc_4]. Im Vordergrund stehen dabei neben der Querkrafttragfähigkeit die Frage der effektiven Verankerung der Längsbewehrung und eine geeignete Definition eines Versatzmaßes. Hierzu wird an 31 plattenartigen Bauteilen mit unterschiedlichem Längsbewehrungsgrad der Verlauf der Zugkraft in der Längsbewehrung messtechnisch ermittelt. Aufgrund der thermischen Vorspannung des bewehrten Porenbetons wurden zusätzliche Messungen zu diesem Problemkreis an unbelasteten Elementen durchgeführt. Weiterhin wurden Langzeitmessungen über 5 Jahre durchgeführt, um Kriecheinflüsse abschätzen zu können. Danach konnte eine verhältnismäßig hohe Auslastung der Längszugbewehrung im Auflagerbereich festgestellt werden. Das Versatzmaß wird für die gegebenen Proben und Laststellungen mit $v/d=1.6$ angegeben. Der "völlige Zugkraftverlauf" ([dasc_3], S.16) lässt sich auf die Haftverbundproblematik zurückführen.

Normative Entwicklung

Die normative Entwicklung für den bewehrten Porenbeton begann Ende der 50iger Jahre. Die Grundlagen der **DIN 4223 (06/58)** (Bewehrte Dach- und Deckenplatten aus dampfgehärtetem Gas- und Schaumbeton) [code_10] bildeten die experimentellen Untersuchungen von Rüsç [rüsc_1] und Schäffler [schä_1].

Aufgrund der Beobachtungen Rüsçs, dass sich analog dem biegebewehrten Normalbeton bei nicht querkraftbewehrten Elementen aus Porenbeton nach der Querkrafttrissbildung kein sicherer Gleichgewichtszustand einstellen kann, ist für die Nachweisführung der Querkrafttragfähigkeit die Entwicklung von Querkrafttrissen aus Biegerissen auszuschließen. Für den Nachweis sind die aus den Gebrauchslasten und der Querschnittsgeometrie ermittelten Schubspannungen:

$$\tau_0=Q/(b*z) \quad [2.20]$$

gegenüber zulässigen Schubspannungen der Festigkeitsklassen GSB35 und GSB50 nachzuweisen. Einflüsse, resultierend aus dem Längsbewehrungsgrad, der Rissverzahnung, der Verdübelungswirkung oder Maßstabeffekte, spielen bei der Entwicklung der Norm keine Rolle. Das Bemessungskonzept besitzt einen empirischen Charakter. Die DIN 4223 (06/58) beschränkt sich in ihrer Anwendung auf plattenartige Bauteile. Eine Nachweisführung für querkraftbewehrte Bauteile wurde normativ nicht geregelt.

Ende der Siebzigerjahre wird auf der Grundlage der Forschungsarbeiten von Janovic/Grasser [jano_2] und Hanecka [hane_1] ein **Entwurf der DIN 4223 (08/78)** [code_11] entwickelt. Die Vorschrift wird für den Nachweis der Querkrafttragfähigkeit querkraftbewehrter Bauteile erweitert.

Für nicht querkraftbewehrte Bauteile sind analog DIN 4223 (06/58) die einwirkenden Schubspannungen τ_0 , resultierend aus den Gebrauchslasten gegenüber zulässigen Festigkeitswerten τ_{01} in Abhängigkeit der Betongüte (GB 2.2, 3.3, 4.4 und 6.6), nachzuweisen. Für den Nachweis querkraftbewehrter Elemente wird das klassische Fachwerkmodell nach Mörsch zugrunde gelegt. Der Nachweis der Druckstrebe erfolgt durch Einhaltung der zulässigen Schubspannung τ_{02} :

$$\tau_0 \leq \tau_{02}. \quad [2.21]$$

Zur Querkraftsicherung ist ausschließlich vertikale Querkraftbewehrung vorzusehen. Eine Verminderung der Schubdeckung und damit die Berücksichtigung einer Druckstrebenneigung kleiner 45° analog DIN 1045 (01/72) darf nicht vorgenommen werden. Resultierend aus den Versuchsbeobachtungen von Rüschi [rusc_1] und Janovic [jano_1] und als Besonderheit gegenüber den Regelungen des Stahlbetonbaus ist die Verankerung der Querkraftbewehrung gesondert nachzuweisen. Die zulässige Beanspruchung gestaltet sich abhängig vom Durchmesser des Verankerungsstabes d_e , dem Bügelabstand k , der zulässigen Lochleibungsbeanspruchung σ_{bL} :

$$Z_{eB} = 2 t_B * d_e * k * \sigma_{bL}. \quad [2.22]$$

Die zulässige Lochleibungsbeanspruchung σ_{bL} wird nach Janovic so definiert, dass ein sprödes Versagen der Bügelverankerung durch das Abplatzen der seitlichen Randüberdeckung im querkraftbeanspruchten Bereich ausgeschlossen werden kann. Hierzu fließen die Betonfestigkeit, die seitlichen Betonüberdeckung und der Verankerungsstabdurchmesser in die Bemessungsvorschrift ein. Auf einen expliziten Nachweis der Festigkeit der Querkraftbewehrung wird im Entwurf der DIN 4223 (08/78) verzichtet. Bemerkenswert scheint, dass damit das Versagenkriterium der Querkraftbewehrung gegenüber dem Stahlbetonbau neu definiert wurde. Das Fließen der Bewehrung ist sekundär. Versagensbedingend ist der Verankerungsbruch der Querkraftbewehrung in der Balkendruckzone.

Mitte der 80iger Jahre wird die **TGL 33405/04** [code_12] entwickelt. Ähnlich der DIN 4223 (06/58) wird für nicht querkraftbewehrte Bauteile der Nachweis der Querkrafttragfähigkeit unter Berücksichtigung der Querschnittsabmessungen und der Schub- bzw. Zugfestigkeit geführt. Dabei ist nachzuweisen, dass die einwirkende Querkraft Q_{ur} kleiner als der Bauteilwiderstand Q_1 ist:

$$Q_{ur} \leq Q_1 = \alpha_1 * b_0 * h * R_{bt}. \quad [2.23]$$

Für Balkenelemente ist eine konstruktive Querkraftbewehrung vorzusehen. Für den Nachweis der so querkraftbewehrten Elemente wird der Faktor α_1 in Gleichung [2.23] modifiziert. Damit erfolgt der Nachweis der Querkrafttragfähigkeit auf empirische Weise.

Ende der 90iger Jahre wird der europäische Normenentwurf der **DIN 12602 (01/97)** [code_13] veröffentlicht. Bezüglich der Nachweisführung und der Nachweisformate lehnt sich dieser an den EC2 an. Grundlage für den Nachweis der Querkrafttragfähigkeit nicht querkraftbewehrter Elemente aus Porenbeton bildet damit das Gleichgewicht am Betonzahn zwischen zwei Biegerissen. Analog dem CEB/FIP-Model Code 78 wird unter Berücksichtigung der Schubfestigkeit, der absoluten Bauteilhöhe, des Längsbewehrungsgrades und der Querschnittsabmessungen der Bauteilwiderstand V_{Rd1} ermittelt und ist gegenüber der einwirkenden Querkraft V_{Sd} nachzuweisen:

$$V_{Sd} \leq V_{Rd1} = \tau_{Rd} / \gamma_n (1 - 0,83 d) (1 + 240 \rho_L) b_w d. \quad [2.24]$$

Detaillierte Untersuchungen zur Rissverzahnung oder zur Verdübelungswirkung der Längsbewehrung analog [dasc_5, walr_1, baum_1] sind für den Porenbeton nicht bekannt. Für die Tragfähigkeit der Betondruckstrebe ist durch:

$$V_{Sd} \leq V_{Rd2} = 0,5 v f_{cd} b_w 0,9d. \quad [2.25]$$

nachzuweisen.

Grundlage hierfür bildet die Annahme einer unter 45° geneigten Druckstrebe. Die Druckfestigkeit des Materials wird unter Berücksichtigung zweiaxialer, andauernder Beanspruchung durch den Faktor v vermindert.

Der Nachweis der Querkrafttragfähigkeit querkraftbewehrter Elemente erfolgt analog dem Standardverfahren nach EC2. Grundlage bildet damit das klassische Fachwerkmodell. Die tatsächlich flachere Neigung der Druckstrebe gegenüber dem 45°-Fachwerkmodell wird durch den additiven Ansatz des Betontraganteils bei der Querkraftabtragung berücksichtigt. Der Betontraganteil V_c nach der Querkraftfrissbildung wird mit dem Bauteilwiderstand V_{Rd1} des nicht querkraftbewehrten Elementes gleichgesetzt. Es ist nachzuweisen:

$$V_{Sd} \leq V_{Rd3} = V_{Rd1} + V_{wd}. \quad [2.26]$$

Der Beitrag der Querkraftbewehrung ergibt sich zu:

$$V_{wd} = a_{sw} \cdot z \cdot \sigma_{swd} (1 + \cot \alpha) \sin \alpha. \quad [2.27]$$

Dabei wird die Tragfähigkeit der Querkraftbewehrung entsprechend DIN 4223 (08/78) in Abhängigkeit der zulässigen Lochleibungsbeanspruchung σ_{swd} definiert. Es finden die Betonfestigkeit, das Verhältnis aus seitlicher Randüberdeckung und dem Verankerungstabdurchmesser e/d_{sA} , die Schnittigkeit der Querkraftbewehrung und die Durchmesser von Längs- und Querkraftbewehrung Berücksichtigung. Der Ansatz geht auf **Stankowski** zurück und begründet sich in der Auswertung zahlreicher Werksuntersuchungen bzw. vorangegangener Forschungsarbeiten und wird in Abschnitt 4.2 näher diskutiert. Für den Nachweis der Druckstrebe gilt:

$$V_{Sd} \leq V_{Rd2} = 0,17 \alpha f_{cd} b_w 0,9d. \quad [2.28]$$

Die Konstante berücksichtigt hierbei die flachere Neigung der Druckstrebe und die zweiaxiale Beanspruchung der Druckstrebe zwischen zwei Querkraftfrissen. Die andauernde Beanspruchung wird durch den Abminderungsfaktor α berücksichtigt.

Die jüngste normative Regelung bildet der nationale Entwurf **DIN 4223 (06/00)** [code_14], der vom europäischen Entwurf E DIN 12602 (01/97) abgeleitet wurde. Die Regelung für den Nachweis der Querkrafttragfähigkeit nicht querkraftbewehrter Elemente wird ohne Modifikation übernommen. Die Beziehung [2.24] wird jedoch durch eine untere Beschränkung ergänzt, die die Querkrafttragfähigkeit des nicht längsbewehrten Bauteils berücksichtigt.

Für den Nachweis der Betondruckstrebe wird mit:

$$V_{Sd} \leq V_{Rd2} = 0,32 v f_{cd} b_w 0,9d \quad [2.29]$$

eine Verminderung gegenüber E DIN 12602 (01/97) vorgenommen. Der Nachweis des querkraftbewehrten Elementes erfolgt analog E DIN 12602. Die zulässige Lochleibungsbeanspruchung im Bügelverankerungsbereich berechnet sich zu:

$$\sigma_{swd} = \frac{0,9}{\gamma_c} k_1 k_2 f_{c0} \frac{d_{sL}^2 + (k_3 d_{sw})^2}{d_{sw}^2}. \quad [2.30]$$

Eine detaillierte Analyse der Beziehung [2.30] erfolgt in Abschnitt 4.2. Für den Nachweis der Druckstrebe ist sicherzustellen:

$$V_{Sd} \leq V_{Rd2} = 0,21 f_{cd} b_w 0,9d. \quad [2.31]$$

Die Tragfähigkeit der Druckstrebe wird nach Vergleichsrechnungen gegenüber dem Entwurf der DIN EN 12602 (Gleichung [2.28]) ebenfalls modifiziert.

Die jüngste normative Entwicklung des Nachweises der Querkrafttragfähigkeit nicht querkraftbewehrter Elemente aus Porenbeton zeigt, dass man sich stark am europäischen Normenkonzept für den Stahlbetonbau orientiert hat. Demnach fließen bei der Beurteilung der Tragfähigkeit neben den Querschnittsabmessungen und der Schubfestigkeit der Längsbewehrungsgrad und die absolute Bauteilhöhe in das Bemessungskonzept ein. Grundlage hierfür bildet das Zahnmodell.

Die normative Entwicklung des Nachweises der Querkrafttragfähigkeit querkraftbewehrter Elemente aus Porenbeton zeigt, dass mit Anwendung des Standardverfahrens ebenfalls grundlegende Modellvorstellungen aus dem Stahlbetonbau übernommen wurden. Durch das additive Konzept werden tatsächliche Druckstrebenneigungen kleiner 45° berücksichtigt. Anders als im Stahlbetonbau ist der Nachweis der Tragfähigkeit der Querkraftbewehrung unter Berücksichtigung der Tragfähigkeit der zugehörigen Verankerung zu führen. Die Anwendung des Standardverfahrens ist im Stahlbetonbau nicht unumstritten. Es bleibt im Rahmen der Arbeit zu überprüfen, inwieweit das Verfahren geeignet ist, die Querkrafttragfähigkeit zu beurteilen. Es bleibt weiterhin zu prüfen, ob alternative Ansätze dem tatsächlichen Tragverhalten näher kommen.

2.3 Zusammenfassung und Schlussfolgerungen für die geplanten Untersuchungen

2.3.0 Allgemeines

Die Modellbildung für den Nachweis der Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetonelementen ist, wie jüngste normative Entwicklungen zeigen, trotz der über 100-jährigen Forschungsaktivität auf diesem Gebiet noch nicht abgeschlossen. Grund hierfür sind die zahlreichen Einflussfaktoren, die eine vollständige und wirklichkeitsnahe Beschreibung des Querkrafttragverhaltens erschweren. Zur Beurteilung des Querkrafttragverhaltens querkraftbewehrter Elemente haben sich deshalb stark vereinfachte Modelle durchgesetzt, die sich auf Stabwerk- oder Schrägrissmodelle zurückführen lassen.

In einer Vielzahl hierzu durchgeführter experimenteller und theoretischer Untersuchungen wurden die für die Tragfähigkeit relevanten Einflussparameter herausgearbeitet. Bezüglich der Wichtung der Einflüsse auf die Querkrafttragfähigkeit, ihrer mechanischen Bedeutung und der Definition geeigneter Grenzen bestehen jedoch unterschiedliche Auffassungen.

Vergleichbare Tendenzen in der normativen Entwicklung können auch für den querkraftbewehrten Porenbeton festgestellt werden, wenngleich die experimentellen und theoretischen Untersuchungen auf diesem Gebiet nicht im gleichen Umfang durchgeführt werden konnten.

In Forschungsarbeiten [rüs_1, schä_1-3, brie_1, dasc_1-5] können Besonderheiten im Tragverhalten querkraftbewehrter Elemente aus Porenbeton gegenüber vergleichbaren Stahlbetonelementen festgestellt werden. Diese werden auf die Interaktion der an der Verbundkonstruktion beteiligten Materialien zurückgeführt. Besonders interessant scheint damit im Hinblick auf eine Beurteilung des Querkrafttragverhaltens die Verbund- bzw. Verankerungsproblematik.

Im Folgenden werden Besonderheiten im Tragverhalten querkraftbewehrter Elemente aus Porenbeton zusammengefasst. Unter Berücksichtigung der Erfahrungen aus dem Stahlbetonbau sollen relevante Einflussparameter für die Querkrafttragfähigkeit abgeleitet und ein Versuchskonzept entwickelt werden.

2.3.1 Besonderheiten im Tragverhalten querkraftbewehrter Elemente aus Porenbeton

Aus den experimentellen Untersuchungen an querkraftbewehrten Elementen aus Porenbeton sind nachfolgende Sachverhalte bekannt.

1. Der Zuwachs an Traglast durch den Einsatz einer Querkraftbewehrung gleich welcher Form ist verhältnismäßig gering. Die Angaben streuen und werden minimal mit 17% und maximal 50% angegeben.
2. Beobachtungen von lokalen Zerstörungen, Eindrückungen bzw. Porenquetschungen im Bereich der Verankerung der Querkraftbewehrung (von Schrägstäben bzw. Bügeln) konnten in den Versuchen gemacht werden. Diese Prozesse sind Folge der porenbetonspezifischen, diskreten Verankerung der Querkraftbewehrung durch Verankerungselemente. Die daran gebundenen großen Verschiebungen bedeuten eine "Aufweichung" der Verankerung der Querkraftbewehrung. Es resultieren Veränderungen der inneren Lastabtragung.
3. Es wurde in allen bislang durchgeführten Untersuchungen festgestellt, dass die im Stahlbetonbau üblichen Beurteilungskriterien der Querkrafttragfähigkeit querkraftbewehrter Bauteile aus Porenbeton nicht geeignet bzw. nicht ausreichend sind, die Tragwirkung einzuschätzen.
4. Kritisch im Hinblick auf die Querkrafttragfähigkeit ist die Verankerung der Querkraftbewehrung. Hier wurden Abplatzungen der seitlichen Betonüberdeckung beobachtet, die das Versagen der Bauteile bedeuten [jano_1, schä_1-3].
5. Hinsichtlich der günstigsten Form einer Querkraftbewehrung kann festgestellt werden, dass der offene Korb gegenüber Schrägstäben zur Querkraftsicherung geeigneter ist. Bezüglich der optimalen Orientierung der Querkraftbewehrung (geneigt/vertikal) können der Literatur keine einheitlichen Aussagen entnommen werden. Danach scheint eine geneigte Querbewehrung in Bezug auf den Verlauf der Hauptzugspannungen günstiger. Jedoch wurde hierbei eine höhere Beanspruchung der Querkraftverankerungszone beobachtet. Aus technologischer Sicht stellt die vertikale Anordnung die günstigste Bewehrungsform dar, so dass im weiteren Verlauf diese Form der Querkraftbewehrung im Vordergrund stehen soll.
6. Nach Versuchsbeobachtungen und Vergleichsrechnungen kann festgestellt werden, dass die Verdübelungswirkung der Längs- und Querkraftbewehrung sowie die Rissverzahnung bei der Lastabtragung eine untergeordnete Rolle spielen.

7. Bei querkraftbewehrten Elementen aus Porenbeton wird ein größerer Anteil der abzutragenden Querkraft durch direkte Lastabtragung bzw. Sprengwerkwirkung ins Auflager geleitet, als es bei Konstruktionen aus Stahlbeton der Fall ist. Die Folge ist eine vergleichsweise hohe Zugbeanspruchung der Längszugbewehrung im Auflagerbereich.
8. Aufgrund der hohen Auslastung der Längszugbewehrung über die gesamte Bauteillänge ist eine sorgfältige Einschätzung der Beanspruchung und entsprechende Dimensionierung der Endverankerung im Auflagerbereich zwingend.
9. In vorangegangenen Untersuchungen wurde eine thermische Vorspannung bewehrter Elemente, resultierend aus unterschiedlichen Wärmeausdehnungskoeffizienten der Verbundmaterialien, beobachtet.
10. In der Literatur werden Ansätze zur Beurteilung der Querkrafttragfähigkeit des querkraftbewehrten Porenbetons aufgezeigt. Eine zielgerichtete experimentelle Untersuchung bei geeigneter Variation bewehrungstechnischer und geometrischer Parameter ist bislang nicht gegeben. Somit sind diese Modelle zu validieren bzw. alternative Konzepte zu erarbeiten.

2.3.2 Ableitung eines Versuchskonzeptes

Anhand von statischen Balkenversuchen sind die Tragfähigkeit und der innere Lastfluss querkraftbewehrter Elemente aus Porenbeton zu untersuchen. Durch geeignete Variation bewehrungstechnischer und geometrischer Parameter soll ihr Einfluss auf die Querkrafttragfähigkeit bestimmt werden. Anhand der Ergebnisse vorangegangener experimenteller Untersuchungen kann vermutet werden, dass der Verankerung der Querkraftbewehrung eine zentrale Bedeutung zukommt. Daher werden folgende Einflüsse auf die Querkrafttragfähigkeit vermutet:

- Einflüsse aus der konstruktiven Durchbildung:
 - Verankerungsstabdurchmesser (d_{sA}),
 - Bügelabstand (s_w),
 - Schnittigkeit der Querkraftbewehrung (n),
 - Querschnittsbreite (b_w),
 - Längsbewehrungsgrad (ρ_L),
- Einflüsse aus Lastart und -stellung:
 - Stellung der Last (Schubslankheit, a/d),
 - Lastart (Einzel- oder Linienbelastung).

Die genannten Einflüsse sind in geeigneter Weise zu variieren. Als Orientierung bei der Festlegung der zu untersuchenden Spektren dienen dabei herstellungstechnologische und baupraktische Randbedingungen.

Die in der Literatur festgestellten porenbetonspezifischen Besonderheiten im Querkrafttragverhalten querkraftbewehrter Elemente erfordern eine eingehende Untersuchung. Dabei spielt die Verbund- bzw. Verankerungsproblematik eine hervorragende Rolle, weil diese die Interaktion der Verbundmaterialien und damit letztlich das Querkrafttragverhalten und die Querkrafttragfähigkeit der Konstruktion bestimmen. Das beobachtete nachgiebige Verhalten einer diskreten Verankerung durch Querstäbe bedeutet für hochgradig, statisch unbestimmten Systeme Lastumlagerungen, die bei der Beurteilung der Tragfähigkeit Berücksichtigung finden müssen. In separaten Ausziehversuchen sollen deshalb die Wirkungsweise einer Verankerung der Querkraftbewehrung analysiert und relevante Einflüsse auf die Querkrafttragfähigkeit abgeleitet werden.

Ergänzende experimentelle Untersuchungen zur thermischen Vorspannung des querkraftbewehrten Porenbetons und ihre Auswirkung auf die Grenzzustände der Tragfähig- und Gebrauchstauglichkeit werden durchgeführt. Eine Beschreibung der Versuchsreihen und Darstellung der Ergebnisse erfolgt in Abschnitt 4 "Experimentelle Voruntersuchungen zum Tragverhalten querkraftbewehrter Elemente aus Porenbeton".

Die Neigung des Porenbetons zu lokalen Zerstörungen in Form von Porenverdichtungen bzw. -quetschungen wird nach den Versuchsbeobachtungen auf seinen hohen Luftporengehalt zurückgeführt und stellt damit ein abweichendes Verhalten gegenüber den Normal- oder Leichtbetonen dar. Es müssen daher Besonderheiten bezüglich des Bruch-, Entfestigungs- und Schädigungsverhalten vermutet werden. Eine schlüssige Klärung der inneren Lastabtragung querkraftbeanspruchter Konstruktionen kann nur erfolgen, wenn die physikalischen Eigenschaften der an der Verbundkonstruktion beteiligten Materialien bekannt sind. Dabei interessieren insbesondere die Problemkreise des Bruchwiderstandes bei räumlicher Beanspruchung, des Entfestigungsverhaltens bei Zugbeanspruchung, des Querdehnungsverhaltens und der Dauerstandfestigkeit des Porenbetons. Eine kurze Beschreibung der hierzu durchgeführten Versuche und Ableitung relevanter Ergebnisse erfolgt unter Abschnitt 3 "Experimentelle Untersuchungen zum Materialverhalten des Porenbetons".

2.3.3 Ansätze zur Modellierung der Querkrafttragfähigkeit

Eine dominierende Rolle bei der Beschreibung des Grenzzustandes der Querkrafttragfähigkeit querkraftbewehrter Elemente spielen Fachwerk- bzw. Stabwerkmodelle. In Anlehnung an die zahlreichen Untersuchungen zur Querkrafttragfähigkeit wurden durch **Schlaich/ Schäfer** [schl_1] die Erfahrungen bezüglich der Modellierung gebündelt, generalisiert und auf andere Anwendungsbereiche übertragen. Entwickelt wurde die Stabwerksmethode für Tragwerke bzw. Tragwerksteile, in denen ein ebener oder räumlicher Spannungszustand vorherrscht und das Materialverhalten keine Anwendung der Elastizitätstheorie zulässt. Die Verläufe der Trajektorien werden in geeigneter Weise linearisiert und zu diskreten Stäben mit resultierenden Kräften abstrahiert. In Hinblick auf die Beurteilung des Grenzzustandes der Tragfähigkeit sind bei der Anwendung von Stabwerkmodellen ergänzende Bedingungen zur Tragfähigkeit einzelner Tragwerksteile notwendig. Danach kann eine sichere Modellbildung durch ein Stabwerk erfolgen, wenn das Modell dem statischen Grenzwertsatz der Plastizitätstheorie genügt:

$$\lambda_S * F < \lambda_R * F. \quad [2.32]$$

"Eine Belastung $\lambda_S * F$, die zu einem statisch zulässigen Spannungszustand gehört, der die Fließbedingung nicht verletzt, ist ein unterer Grenzwert der Traglast $\lambda_R * F$ ". Voraussetzung für die Anwendung plastizitätstheoretischer Ansätze ist das hinreichende Verformungsvermögen (Duktilität) der einzelnen Tragwerksteile. Dieses Kriterium wird in der Auswertung der geplanten experimentellen Untersuchungen eine wichtige Rolle spielen.

Ohne Probleme kann diese Methodik bei einer Nachweisaufgabe angewendet werden. Deutlich schwieriger gestaltet sich die Aufgabe, gezielt die Grenzzustände einer beliebig bewehrten Verbundkonstruktion zu prognostizieren. Eine hinreichende Genauigkeit kann nur erfolgen, wenn Lage, Dimension (Steifigkeit) und Orientierung der Stäbe innerhalb des zu beurteilenden Tragwerks realistisch eingeschätzt werden. Wie Thürlimanns und Kupfers Ansätze zeigen, können auf der Grundlage energetischer Betrachtungen geeignete Systeme qualifiziert werden. Jedoch sind für derartige Betrachtungen Annahmen bezüglich des statischen Systems und der Geometrie der Stäbe zu treffen, die deutlichen Einfluss auf das Ergebnis haben.

Die Abstraktion querkraftbeanspruchter Bauteile durch Fach- bzw. Stabwerkmodelle besticht durch mechanische Transparenz. In der DIN 1045, im EC 2, im FIB/CEB Model Code 78 und 90 sowie im Entwurf der DIN 1045-1 finden Fachwerkmodelle in modifizierter Form für den Nachweis der Querkrafttragfähigkeit Anwendung.

Eine weitere Möglichkeit der Beschreibung des Querkrafttragverhaltens querkraftbewehrter Elemente bieten Schrägrissmodelle. Hier wird durch Anwendung von Festigkeitshypothesen der Betontraganteil bei der Querkraftabtragung eingeschätzt. Ergänzende Gleichgewichtsbetrachtungen ermöglichen die Berücksichtigung des Traganteils resultierend aus einer Querkraftbewehrung und die Beurteilung der Zuggurtbeanspruchung. Das gewählte Nachweisformat weist damit Ähnlichkeiten zu den Fachwerkmodellen auf. Der signifikanteste Unterschied zu den Fachwerkmodellen besteht in der Quantifizierung des Betontraganteiles. Die Schrägrissmodelle haben im osteuropäischen Raum ihren Ursprung und finden hauptsächlich hier Anwendung [code_15-16].

Die Finite Element-Analysen als Möglichkeit zur ganzheitlichen Beschreibung des Querkrafttragverhaltens querkraftbewehrter Elemente aus Porenbeton unter Berücksichtigung einer permanenten Änderung der Steifigkeitsverhältnisse infolge der Querkraftentwicklung, der Zeitabhängigkeit der Verformungen, des Einflusses zyklischer Belastungsvorgänge und der Streuung der physikalischen oder geometrischen Einflussparameter setzen detaillierte Kenntnisse bezüglich des Materialverhaltens voraus und sind in der beschriebenen Form derzeit nicht absehbar. Entsprechende Berechnungen stellen keinen Ersatz eines einfachen ingenieurmäßigen Modells dar. Finite Element-Analysen können jedoch die Auswertung experimenteller Untersuchungen unterstützen und erheblich vereinfachen. Aus diesem Grund werden unter Abschnitt 3.4 "Ansätze zur numerischen Analyse" bewehrter Porenbetonstrukturen beschrieben und finden im Rahmen der Versuchsauswertung Berücksichtigung.

3 Experimentelle Untersuchungen zum Materialverhalten des Porenbetons

3.0 Allgemeines

Das mechanische Verhalten und die Wirkungsweise einer Verbundkonstruktion werden durch die physikalischen Eigenschaften der an der Verbundkonstruktion beteiligten Materialien bestimmt. Im Laufe der Bearbeitung des Forschungsvorhabens hat sich herausgestellt, dass eine Reihe von Informationen zu grundlegenden Materialeigenschaften des Porenbetons nicht oder nur unvollkommen vorliegen. Diese sind in Hinblick auf das Versuchsziel von außerordentlicher Bedeutung, so dass hierzu ergänzende experimentelle Untersuchungen durchgeführt und im Sinne der Problemstellung ausgewertet werden.

3.1 Herstellungsweise des Porenbetons

Die Ausgangsstoffe zur Herstellung des Porenbetons sind quarzhaltige Sande bzw. Quarzmehl, Zement und Kalk als Bindemittel, ein Treibmittel (Aluminiumpulver) und Wasser. Die feingemahlene Grundstoffe werden dosiert zu einer wässrigen Suspension vermischt und in Gießformen gefüllt. Durch das Wasser wird der Kalk abgelöscht. Das Aluminium reagiert mit dem alkalischen Wasser unter Freisetzung von Wasserstoff. Der freigesetzte Wasserstoff bildet Gasporen und führt zum Auftreiben des "Kuchens". Dabei bildet sich die für Porenbeton typische Zellstruktur aus. Das bei der Reaktion entstehende Tricaliumaluminat ist eine ähnliche Verbindung, wie sie im Zement als C_3A enthalten ist [mans_1].

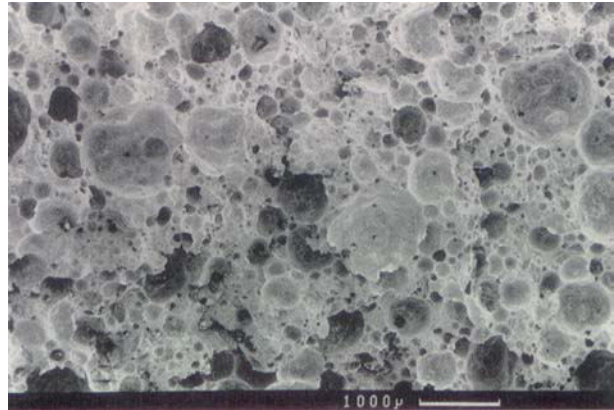


Abb. 3.1 Struktureller Aufbau des Porengerüstes

Die Festigkeits- und Steifigkeitseigenschaften des Porenbetons werden im Wesentlichen über seine Rohdichte gesteuert. So ist es möglich, die unterschiedlichen Festigkeitsklassen in der Produktion zu fahren. Der Treibprozess führt zu Besonderheiten im Materialverhalten des Porenbetons. Aufgrund der abnehmenden Rohdichte über die Treibhöhe des Kuchens variieren Steifigkeit und Festigkeit. Aus diesem Grund sind zur Prüfung der Druckfestigkeit bzw. des statischen E-moduls [rich_3, 7] Proben aus der unteren, mittleren und oberen Lage des Gießblocks zu entnehmen und der Eignungsprüfung zuzuführen.

Des Weiteren bewirkt der Treibprozess ein anisotropes Materialverhalten. So beträgt die einachsige Druckfestigkeit in Treibrichtung nur ca. 80% der einachsigen Druckfestigkeit senkrecht zur Treibrichtung. Zurückführen lässt sich dieser Effekt auf die aus den Druckverhältnissen beim Treibprozess resultierende linsenförmige Gestalt der Gasporen. Die Makroporen haben einen Durchmesser von ca. 0,5 bis 1,5 mm, deren Porenwände im Wesentlichen aus Kalzium-Silikathydraten bestehen. Der Luftporengehalt beträgt ca. 80 V.-%.

Der standfeste Rohblock wird nach dem Auftreiben und Entfernen der Form geschnitten. Der Abbindeprozess der fertig geschnittenen Rohblöcke wird durch das Autoklavieren bei einer Sattampf-Atmosphäre von 190°C und einem Druck von 12 bar beschleunigt. Nach ca. 6–12 Stunden ist die Dampfhärtung abgeschlossen.

Bei der Herstellung bewehrter Elemente tritt eine weitere Besonderheit in Erscheinung. Die unterschiedlichen Wärmeausdehnungskoeffizienten von Porenbeton und Stahl bedingen beim Abkühlungsprozess nach der abgeschlossenen Autoklavierung eine Vordehnung der Bewehrung. Das hat zur Folge, dass in Stahl-Porenbetonverbundkonstruktionen der Porenbeton thermisch vorgespannt ist.

Aufgrund der schwachen Alkalizität nach der Autoklavierung ist zur Absicherung der Dauerhaftigkeit von stahlbewehrten Porenbetonkonstruktionen eine Korrosionsschutzummantelung erforderlich. Bereits 2 Tage nach der Herstellung besitzt der Porenbeton einen pH-Wert von 10, der in Gegenwart von Feuchte eine Korrosion der Bewehrung zur Folge hat. Die Porosität des Betons begünstigt diesen Prozess.

Die Korrosionsschutzschicht der Bewehrung kann aus bituminösen oder hydraulisch gebundenen Materialien bestehen. Die Art der Beschichtung hat Auswirkungen auf das Verbundverhalten der Konstruktion (vgl. auch Abschn. 4.1). Zur Applikation werden die Stäbe beispielsweise in die Aufschlämmung einer wässrigen Zementsuspension getaucht, die eine passivierende Schutzschicht erzeugt. Diese Zementleimumhüllung ist zwischen 0,1 ... 1,0mm stark. Zur besseren Haftung des Zementleims auf der Stahloberfläche werden organische Bindemittel wie Kasein und/oder Latex zugegeben. Bituminöse Schutzschichten (Bitumina, Teere) sind viskoelastische und thermoplastische Materialien, die aus hochmolekularen Kohlenwasserstoffverbindungen

bestehen. Neuere Untersuchungen **Mansours** [mans_1-2] zum Korrosionsverhalten zeigen, dass ebenfalls Epoxidharzbeschichtungen möglich sind. Des Weiteren können grundsätzlich nichtrostender Stähle eingesetzt werden, wobei diese Lösung kostenintensiv und daher nicht praktikabel ist.

3.2 Versuche zum Materialverhalten des Porenbetons

3.2.0 Einführung in die Versuchsreihen

In vorangegangenen experimentellen Untersuchungen zum Tragverhalten des bewehrten Porenbetons konnten Besonderheiten gegenüber Stahlbetonkonstruktionen festgestellt werden, die sich auf die Herstellungsweise und auf den strukturellen Aufbau des Porenbetons zurückführen lassen. So wurden durch **Schäffler** [schä_1-2] oder **Rüsch** [rüsc_1] in Versuchen zur Verankerung von Längs- oder Querkraftbewehrung starke lokale Zerstörungen im unmittelbaren Verankerungsbereich festgestellt. Zu klären bleibt, inwieweit die Porosität des Porenbetons den Prozess der lokalen Zerstörung bedingt.

Des Weiteren konnte in Untersuchungen querkraftbewehrter Elemente [jano_1] ein Bruch durch das spröde Abplatzen der seitlichen Betonüberdeckung im querkraftbeanspruchten Bereich beobachtet werden. Das ist Hinweis auf ein Versagen, das durch den in diesem Bereich wirksamen räumlichen Spannungszustand bedingt wird. Es bleibt zu klären, welchen Widerstand der Porenbeton gegenüber räumlichen Spannungszuständen aufweist. Neben der Kenntnis über den zulässigen Spannungsraum interessiert im Hinblick auf die Verankerungsproblematik die Frage des Entfestigungsverhaltens von Porenbeton. Es bleibt zu klären, wie groß die material-spezifische Rissfortschritts- bzw. Bruchenergie ist, um schlüssige Aussagen bezüglich der Tragfähigkeit einer Verankerung treffen zu können.

Die Modellansätze zur Beschreibung des Querkrafttragverhaltens von **Janovic** [jano_1] oder **Briesemann** [brie_1] zeigen, dass sich die querkraftbewehrte Porenbetonkonstruktion nach der Querkraffrissbildung wie ein hochgradig unbestimmtes Stabwerk verhält. Damit haben die Steifigkeitsverhältnisse der einzelnen Tragwerksteile deutlichen Einfluss auf die Lastabtragung. Die Steifigkeit der Querkraftbewehrung wird aufgrund der porenbetonspezifischen Verbundproblematik (vgl. Abschn. 4.1) und der daran geknüpften diskreten Lasteinleitung durch Verankerungsstäbe, durch die Steifigkeit der Bewehrung und durch die Steifigkeit (Nachgiebigkeit) der zugehörigen Verankerung bestimmt. Es bleibt zu überprüfen, inwieweit sich der in der Balkendruckzone herrschende räumliche Spannungszustand auf die Nachgiebigkeit der Verankerung der Querkraftbewehrung und damit auf den inneren Lastfluss auswirkt.

Aus den zuvor genannten Gründen ergibt sich die Notwendigkeit einer gesonderten experimentellen Untersuchung:

- des Bruchwiderstandes unter räumlichen Beanspruchung,
- der Bruchenergie und des Entfestigungsverhaltens,
- der Steifigkeitsentwicklung bei räumlicher Druckbeanspruchung.

Aus Untersuchungen zum Normal- oder Leichtbeton ist bekannt, dass sich die Festigkeitseigenschaften zeitabhängig gestalten. So kommt es unter der Wirkung einer andauernden Belastung zu einer Verminderung der Druckfestigkeit. Aufgrund der vergleichbaren chemischen Zusammensetzung der Zementmatrix im Normalbeton und des porenumschließenden Gerüsts im Porenbeton muss auch hier ein solches Verhalten vermutet werden. Bei den geplanten experimentellen Untersuchungen zur Tragfähigkeit querkraftbewehrter Elemente handelt es sich um Kurzzeitversuche, in denen keine Rückschlüsse auf das zeitabhängige Verhalten der Struktur möglich sind.

Durch ergänzende experimentelle Untersuchungen:

- zum Verhalten unter zyklischer Beanspruchung,
- zur Strukturschädigung unter statischer Kurzzeitbeanspruchung

sollen Rückschlüsse bezüglich der Festigkeitsentwicklung bei andauernder Beanspruchung gezogen werden. Soweit relevante Quellen zu den einzelnen Problemkreisen vorliegen, werden diese in den folgenden Abschnitten analysiert und in die Auswertung einbezogen.

3.2.1 Bruchwiderstand unter räumlicher Beanspruchung

3.2.1.0 Kurzdarstellung der Versuchsergebnisse

Experimentelle Untersuchungen an zylindrischen Proben aus Porenbeton in einer Triaxialzelle geben Aufschluss über die Festigkeitsentwicklung unter räumlicher Beanspruchung. Das Versagensbild wird durch zwei unterschiedliche Brucharten, den Bruch infolge Erreichens der kritischen Hauptspannungsdifferenz und das Versagen durch irreversible Deformationen, bestimmt. Das anisotrope Materialverhalten des Porenbetons führt zur Verzerrung des Bruchkörpers.

3.2.1.1 Zielstellung

In Hinblick auf die numerische Analyse bewehrter Strukturen aus Porenbeton unter Berücksichtigung bruchmechanischer Aspekte ist die Beschreibung eines räumlichen Bruchmodells erforderlich. Aus Versuchen zum Widerstand des Porenbetons gegenüber räumlichen Beanspruchungssituationen soll, aufbauend auf dem nach [sell_1, lins_1] entwickelten zweiachsialen Bruchmodell, eine räumliche Bruchfigur im Raum der Hauptspannungen abgeleitet werden. In diesem Zusammenhang wird es notwendig, Kriterien zu definieren, die den Bruchzustand charakterisieren.

3.2.1.2 Vorbetrachtung

Der Bruchwiderstand des Porenbetons soll im Raum der Hauptspannungen untersucht werden. Aussagen zum Deformationsverhalten des Materials sind nur in eingeschränkter Weise¹ möglich.

Aufgrund der porigen Struktur wird das Versagen infolge Erreichens der kritischen Hauptspannungsdifferenz unter bestimmten Voraussetzungen durch „Plastizierungen“ bzw. irreversible Verformungen des Materials, die mit dem lokalen Zusammendrücken der Poren einhergehen, abgelöst.

Dieser Effekt konnte bei Untersuchungen an querkräftbewehrten Elementen in Verankerungsbereichen (vgl. Abb. 3.2.1.1) in Form einer keilförmigen Verdichtung des Porenbetons beobachtet werden.

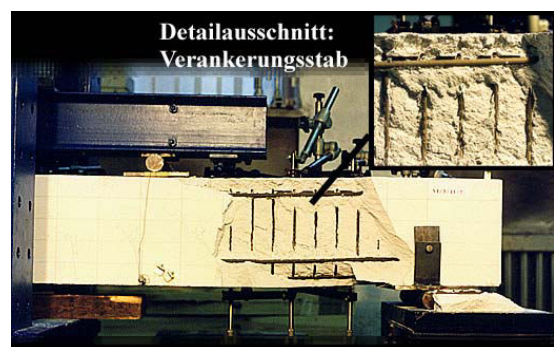


Abb. 3.2.1.1 Untersuchungen zur Querkrafttragfähigkeit bewehrter Elemente aus Porenbeton

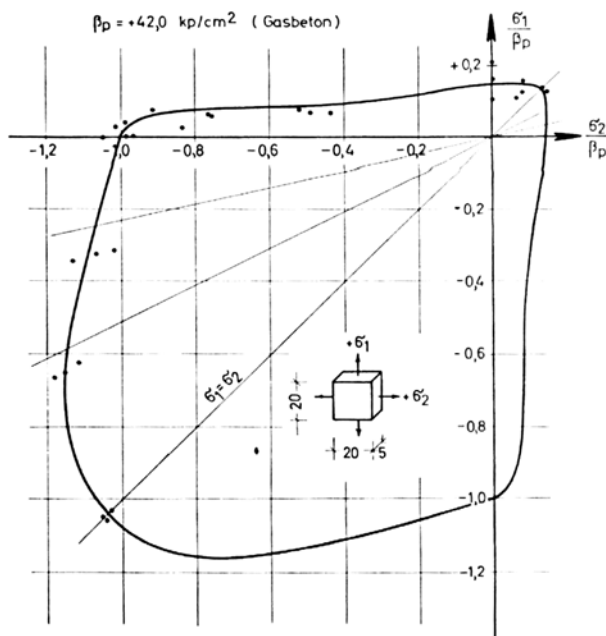


Abb. 3.2.1.2 Festigkeitsverhalten des Porenbetons unter zweiachsiger Beanspruchung [lins_1]

Erste Untersuchungen zum Bruchwiderstand von Porenbeton wurden durch Sell [sell_1] und Linse/Stegbauer [lins_1] durchgeführt. Dabei wurden Scheibenelemente einer zweiachsialen Beanspruchung derart ausgesetzt, dass das anisotrope Materialverhalten keinen Einfluss auf die Bruchspannungen hatte.

Die so ermittelte Bruchfigur ist in Abbildung 3.2.1.2 dargestellt. Nach Linse/Stegbauer [lins_1] beträgt die Überhöhung der Festigkeit bei zweiachsialer Druckbeanspruchung gegenüber der einachsialen Druckfestigkeit etwa 5-8 %.

Die Proben versagten in der Regel nach geringen plastischen Verformungen durch Erreichen der kritischen Hauptspannungsdifferenz. Sell [sell_1] gibt weiterhin nach Zugversuchen die einaxiale Zugfestigkeit von Porenbeton mit dem 0,15...0,17-fachen der einachsialen Druckfestigkeit an.

¹ Eine Applikation von Dehnmessstreifen zur Messung von Verzerrungen während des Belastungsvorganges gestaltet sich aufgrund der Bauart der Triaxialzelle als sehr kompliziert und kostenintensiv. Besondere Schwierigkeit bereiten hinsichtlich der Applikation von DMS der im Zelleninneren vorherrschende Öldruck und die Echtzeitübertragung der Messsignale aus dem Kern der Zelle zum Speichermedium. Messbar waren Arbeitslinien ausgewählter Spannungskonstellationen in Längsrichtung der Zelle mittels induktiver Wegaufnehmer.

Ausgehend von den ebenen Untersuchungen bleibt für die anstehenden Tests zu erwarten, dass ein Versagen infolge Erreichens der kritischen Hauptspannungsdifferenz in 7 der 8 Quadranten im Spannungsraum des zu erstellenden Bruchmodells, dort also, wo der Wert mindestens einer Hauptspannungskomponente $\sigma_i \geq 0$ ist, maßgebend sein wird. Damit kann vermutet werden, dass sich ein Versagen infolge ausgeprägter, irreversibler Deformationen auf Spannungskonstellationen beschränkt, die im Bereich des hydrostatischen Druckes liegen. Dieses Versagensbild (vgl. verdichtete Zonen unterhalb des Bügelverankerungsstabes in Abb. 3.2.1.1) stellt eine Besonderheit gegenüber dem Normal- oder Leichtbeton dar.

Zur Untersuchung des Widerstandes von Porenbeton gegenüber räumlichen Beanspruchungen werden Triaxialversuche an zylindrischen Proben durchgeführt. Diese können in der Triaxialzelle radialen Druckspannungen (Manteldruckspannungen) ausgesetzt werden. Damit stellen zwei der drei Spannungskomponenten keine unabhängigen Einwirkungsgrößen dar. Nicht realisierbar sind, aufgrund der konstruktiven Durchbildung der Triaxialzelle, Mantelzugspannungen. In die Stirnflächen lassen sich Druck- bzw. Zugspannungen über speziell gefertigte Lasteinleitungskonstruktionen eintragen. Die Abbildungen 3.2.1.3-4 zeigen die Begrenzung des gesuchten Spannungskörpers in der Schnittebene, die durch die anstehenden Versuche abgesichert werden kann. Die gestrichelten Abschnitte der Begrenzung stellen dabei nicht realisierbare Spannungszustände dar, die durch ergänzende Überlegungen abgedeckt werden müssen.

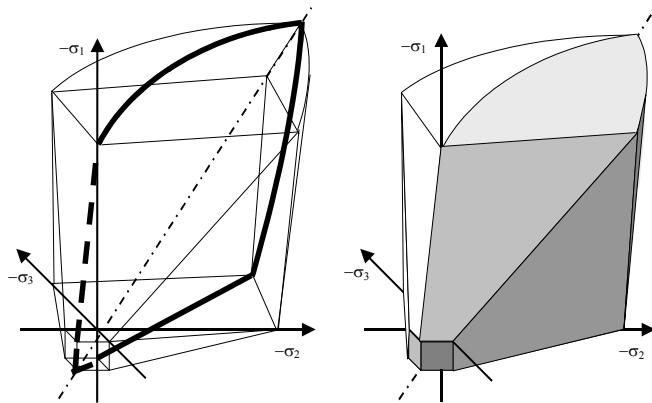


Abb. 3.2.1.3 Schematische Darstellung des zu untersuchenden Bruchkörpers im Raum der Hauptspannungen

Infolge der Herstellung des Porenbetons ist die einachsige Druckfestigkeit in Treibrichtung kleiner als die senkrecht zu dieser. Damit ist zu erwarten, dass sich das daraus resultierende räumliche Bruchmodell entsprechend verzerrt darstellt. Diesbezügliche Abschätzungen gestalten sich vorab schwierig.

Die experimentellen Untersuchungen umfassen die Ermittlung der Festigkeit unter:

- einachsiger Druckbeanspruchung (axialer Druck),
- zweiachsiger Druckbeanspruchung (radialer Druck),
- mehrachsiger Druckbeanspruchung (axialer und radialer Druck),
- Zug- Druck- Druck- Beanspruchung (axialer Zug und radialer Druck).

Dreiachsige Zugbeanspruchungen sowie Prüfungen im Druck- Zug- Zug- Bereich sind versuchstechnisch nicht möglich.

Die Serien sind nach der Beanspruchungsart in 3 Reihen (vgl. Tab. 3.2.1.1) eingeteilt. Abbildung 3.2.1.4 gibt einen Überblick über den Umfang der Versuche und deren Einordnung in 18 Versuchsserien.

In der Darstellung werden die axiale Beanspruchung durch die σ_1 -Achse und die radiale Beanspruchung durch die σ_R -Achse gekennzeichnet. In jeder Serie werden 6 Einzeltests durchgeführt.

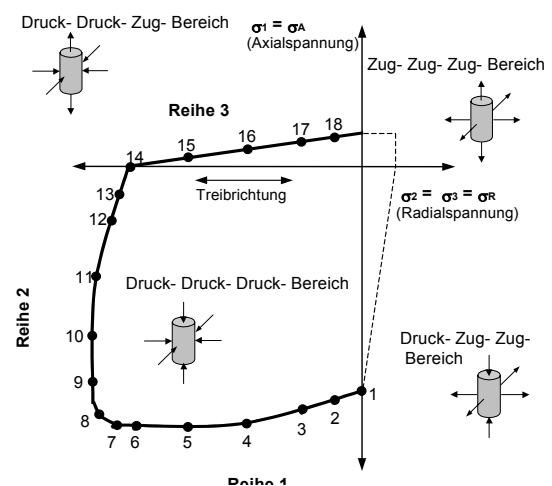


Abb. 3.2.1.4 Überblick über die geplanten Versuche

Bezeichnung der Versuche		Zu Bruch gesteuerte Spannungskomponente	Konstant gehaltene Spannungskomponente
Reihe 1	Serie 1-7	Axialspannung (σ_1)	Radialspannung (σ_R)
Reihe 2	Serie 8-14	Radialspannung (σ_R)	Axialspannung (σ_1)
Reihe 3	Serie 15-18	Radialspannung (σ_R)	Axialspannung (σ_1)

Tab. 3.2.1.1 Bezeichnung der Versuche

3.2.1.3 Versuchsaufbau und -durchführung

Aufbau der Triaxialzelle

Die Triaxialzelle besteht aus einem Stahlzylinder und einer eingesetzten Gummimanschette (vgl. Abb. 3.2.1.5). Zwischen diese wird während des Versuchs über ein Ventil Öl gepresst, wodurch sich die radial wirkenden Druckspannungen realisieren lassen. Infolge des Öldruckes legt sich die Manschette gleichmäßig an die Proben an. Somit kann davon ausgegangen werden, dass sich im mittleren Drittel der Probezylinder ein weitestgehend störungsfreier Spannungszustand einstellen kann. Abweichungen, die sich aus der Reibung zwischen Gummimanschette und Probezylinder bezüglich der axialen Beanspruchung ergeben, können als vernachlässigbar eingeschätzt werden [maru_1].

Die Messung der Radialdruckspannungen erfolgt über einen eingebauten Präzisionsdruckaufnehmer. Das Ventil der Druckzelle ermöglicht die erforderliche Entlüftung. Zwei geschliffene Kolben bzw. zwei spezielle Lasteinleitungsvorrichtungen (Lasteinleitungskränze; vgl. Abb. 3.2.1.7) ermöglichen die axiale Eintragung von Druck- bzw. Zugspannungen.

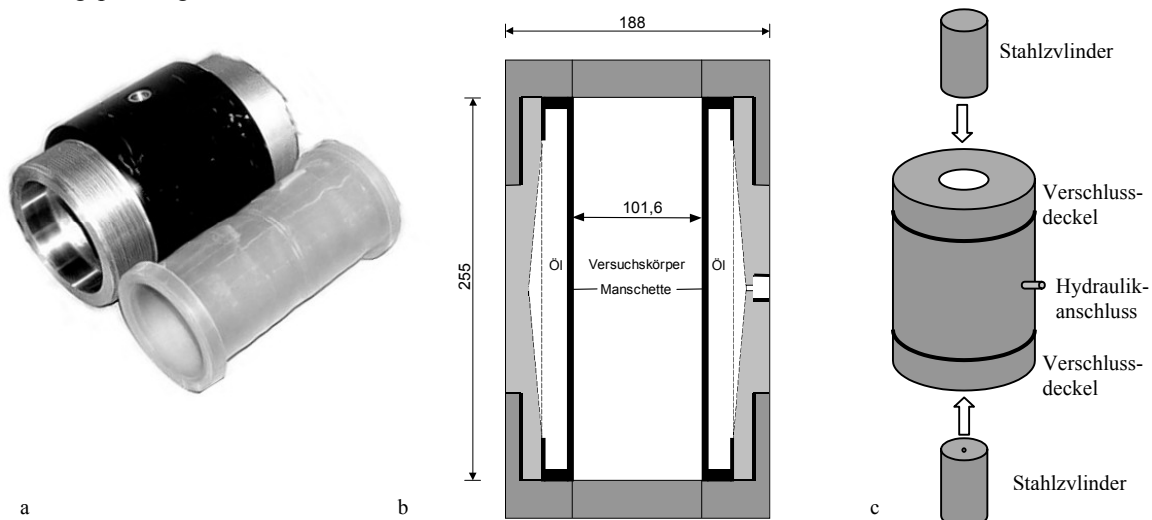


Abb. 3.2.1.5

a Geöffnete Triaxialzelle mit PU-Manschette

b Querschnitt durch die Triaxialzelle

c Schematische Darstellung der Wirkungsweise der Triaxialzelle

Probekörper

Probleme hinsichtlich der Probenentnahme [sell_1, kupf_3] zwingen zu einer Mindestgröße des Zylinderdurchmessers von 10 cm. Entsprechend wurde die Triaxialzelle für diese Probengröße entwickelt. Die Länge der Zylinder orientiert sich an den technologischen Gegebenheiten, die an die Eintragung der axialen Druck- bzw. Zugspannungen geknüpft sind. Untersuchungsgegenstand sind Zylinder mit einer Länge von 20cm bei axialer Druckbeanspruchung und von 40cm bei axialer Zugbeanspruchung. Im zweiten Fall müssen die Proben aus dem Zylinder hinreichend herausragen, um die Lasteinleitungskränze aufkleben zu können.

Die Probezylinder werden aus handelsüblichen Planblocksteinen PPW 4 / 0,6 (Festigkeitsklasse 4 N/mm², Rohdichtklasse 6 kN/m³) mittels Kernbohrgerät nass gewonnen. Die Lasteintragungsflächen an der Stirnseite werden nass mit einer Schleifmaschine, planparallel geschliffen. An den herstellungsbedingten Treibvorgang bei Porenbeton ist ein Anwachsen des Porengehaltes mit zunehmender Treibhöhe geknüpft, was eine geringfügige Abnahme der Dichte und der Festigkeit zur Folge hat. Die Probekörper aller Versuchsserien werden daher aus ein und derselben Treibhöhe, senkrecht zur Treibrichtung des jeweiligen Blocks entnommen. Die starke Abhängigkeit der Festigkeit vom Feuchtegehalt des Porenbetons erfordert eine Einschränkung des Wassergehaltes auf ca. 4...6 M-%.

Versuchsaufbau

Der Versuchsstand besteht aus der Triaxialzelle und der Belastungstechnik, die erforderlich ist, um die Spannungen in axialer Richtung einzutragen. Zur Steuerung der axialen Beanspruchung durch eine hydraulische Presse (400kN) wird eine servohydraulische Steuereinheit verwendet, die eine Durchführung der Versuche mit konstanter Vorschubgeschwindigkeit gestattet. Die Steuerung des Manteldruckes wird durch einen Präzisionsdruckaufnehmer und eine regelbare Hydraulikpumpe realisiert.

Aufgrund der Stauchung/Dehnung der Probezylinder und der daran geknüpften horizontalen Verschiebung der Triaxialzelle gegenüber dem festen Auflager (vgl. Abb. 3.2.1.6a-b) ist es erforderlich, die Reibung zwischen dem Stahlzylinder und dem Querhaupt des Prüfrahmens durch einlagiges Ölpapier zu minimieren. Der Versuchsaufbau gestaltet sich in Abhängigkeit von der Art der axialen Beanspruchung.

Eintragung axialer Druckbeanspruchung:

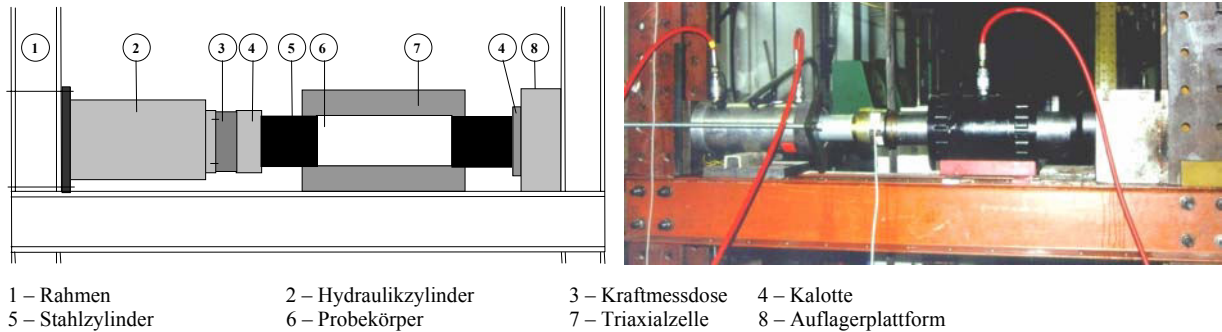


Abb. 3.2.1.6a Versuchsaufbau bei Eintragung axialer Druckbeanspruchung

Die axialen Druckspannungen werden über Stahlzylinder in die Probe eingetragen. Die gleichmäßige Lasteinleitung gewährleisten beidseitig angeordnete Kalotten.

Eintragung axialer Zugbeanspruchung:

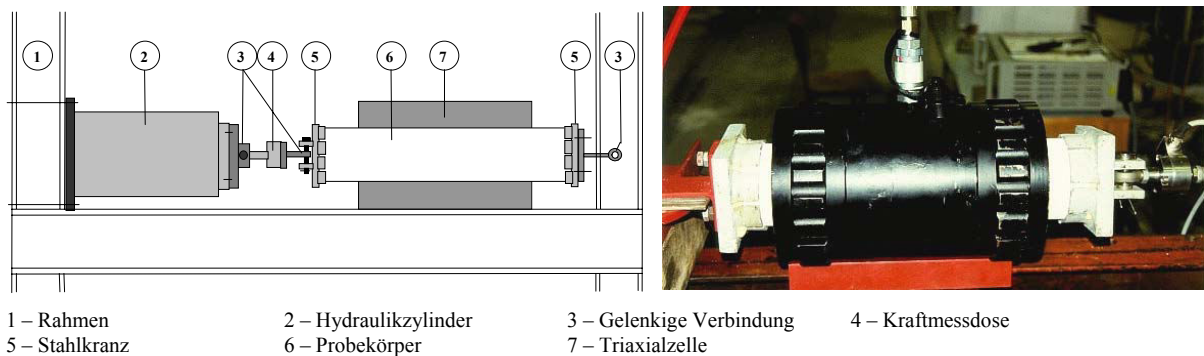


Abb. 3.2.1.6b Versuchsaufbau bei Eintragung axialer Zugbeanspruchung

Zugproben werden aufgrund der Lasteinleitungsproblematik in der Regel in Probenmitte geschwächt. Geometrische Voraussetzung für die Verwendung der Triaxialzelle sind jedoch Zylinder mit konstantem Durchmesser. Um ein Versagen infolge Rissbildung durch die verhinderte Querdehnung in bzw. an der Klebefuge weitestgehend zu minimieren, werden, speziell für die Eintragung von Zugspannungen in die Proben, Stahlkränze gefertigt. Hierdurch soll die Klebfläche vergrößert und ein vorzeitiges Versagen verhindert werden.

Die Schlitze in den Stahlkränzen dienen der Verminderung der Biegesteifigkeit der Lasteinleitungsstruktur, die eine Querkontraktion der Proben bedingt ermöglichen soll. Die Stahlkränze werden beidseitig gelenkig an die Belastungstechnik angeschlossen, um Lastausmittlen zu vermeiden.

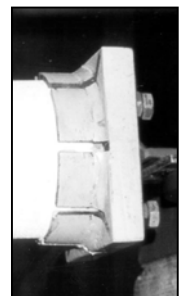


Abb. 3.2.1.7 Lasteinleitungskranz

Durch diese konstruktiven Maßnahmen können Zugspannungen von maximal 70 % der einachsigen Zugfestigkeit nach [sell_1] in den Versuchskörper eingetragen werden. Kriterium für eine erfolgreiche Versuchsdurchführung ist der Bruch bzw. Trennbruch im mittleren Drittel (innerhalb der Triaxialzelle). Hier kann von einem ungestörten Spannungszustand ausgegangen werden.

Versuchsdurchführung und Messtechnik

Die Versuche werden kraftgesteuert durchgeführt. Die Belastung wird so geregelt, dass Axial- und Radialspannungen zunächst gleichermaßen gesteigert werden, bis dann eine der Spannungskomponenten konstant gehalten und die verbleibende bis zum Bruch der Probe gesteigert wird. Messtechnisch werden der Manteldruck (Radialspannungen) mittels Präzisionsdruckaufnehmer, der Längs- (Axial)druck mittels Kraftmessdose und die axiale Längenänderung der Probezylinder mittels induktiver Wegaufnehmer erfasst.

3.2.1.4 Ergebnisdarstellung

Grundsätzlich können in den Versuchen die zwei interessierenden, unterschiedlichen Versagensmechanismen festgestellt werden. Zum einen versagt das Material bei Zug-Druck-Druck- Beanspruchung und in Bereichen der dreiaxialen Druckbeanspruchung infolge Erreichens der kritischen Hauptspannungsdifferenz. Der Bruch erfolgt hier trennflächig, die Brucherkenntnis gestaltet sich unkritisch.

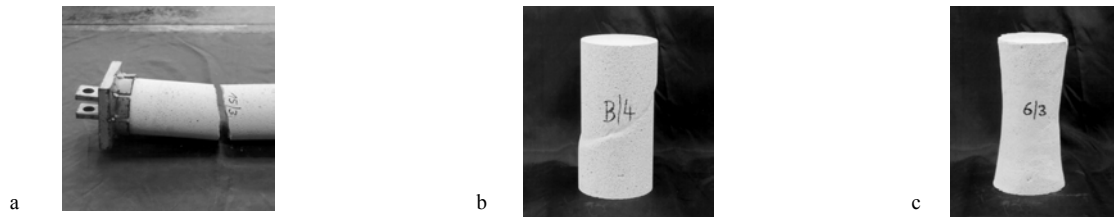


Abb.3.2.1.8 Typische Bruchformen:

a) Trennbruch b) Wulstartige Verdickung bzw. Verwerfung des Materials c) HP-schalenartige Deformation

Zum anderen stellen sich bei räumlichen Druckbeanspruchungskombinationen, bei denen der Quotient der Spannungskomponenten innerhalb eines Bereiches bleibt, ausgeprägte plastische Deformationen ein. Hier gestaltet sich die Probenbrucherkenntnis schwieriger, da sich kein Trenn- oder Gleitbruch im üblichen Sinne ausbildet. Die Proben werden teilweise in Längsrichtung zusammengesoben, wobei sich die Zylinder aufgrund von Porrenquetschung bereichsweise wulstartig verdicken; teilweise treten Verwerfungen der Zylinder auf, und es sind HP-schalenartige Deformationen (vgl. Abb. 3.2.1.8a-c) zu beobachten. Bei all diesen Vorgängen handelt es sich um irreversible Verformungen, die als Bruch gewertet werden können.

Trennbrüche lassen sich problemlos identifizieren, weil sich der Versagenszustand zum einen akustisch bemerkbar macht und zum anderen aufgrund der Kraftsteuerung ein starkes Nachregeln der Belastungstechnik erforderlich ist. Die ausgeprägten irreversiblen Deformationen äußern sich durch sprunghafte Änderungen der Last-Verformungsbeziehung in axialer Richtung oder der Manteldruck-Zeitbeziehung.

Hier kann davon ausgegangen werden, dass es zu einer starken Gefügezerstörung in den Proben gekommen ist, die als Versagenszustand gewertet werden kann. Für diese These spricht, dass sich nach Entnahme der Proben aus dem Triaxialzylinder die Geometrie der Zylinder in bereits erläuteter Weise verändert hat.

Abbildung 3.2.1.9 zeigt die messtechnisch erfassten Spannungsgrößen (Einzel- u. Mittelwerte) im Bruchzustand. Ergänzt wird die Darstellung durch die sich einstellenden Brucharten.

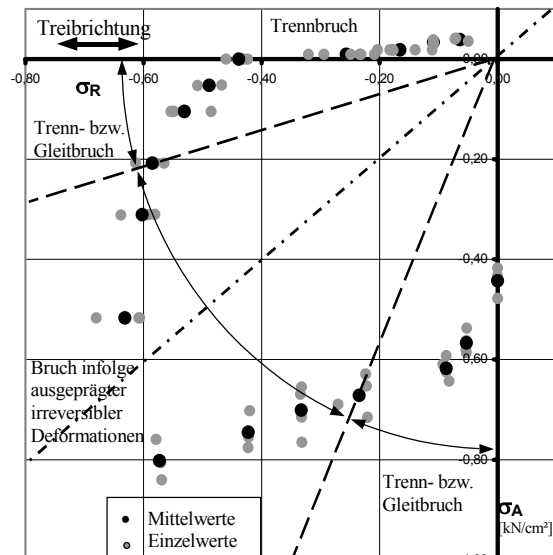
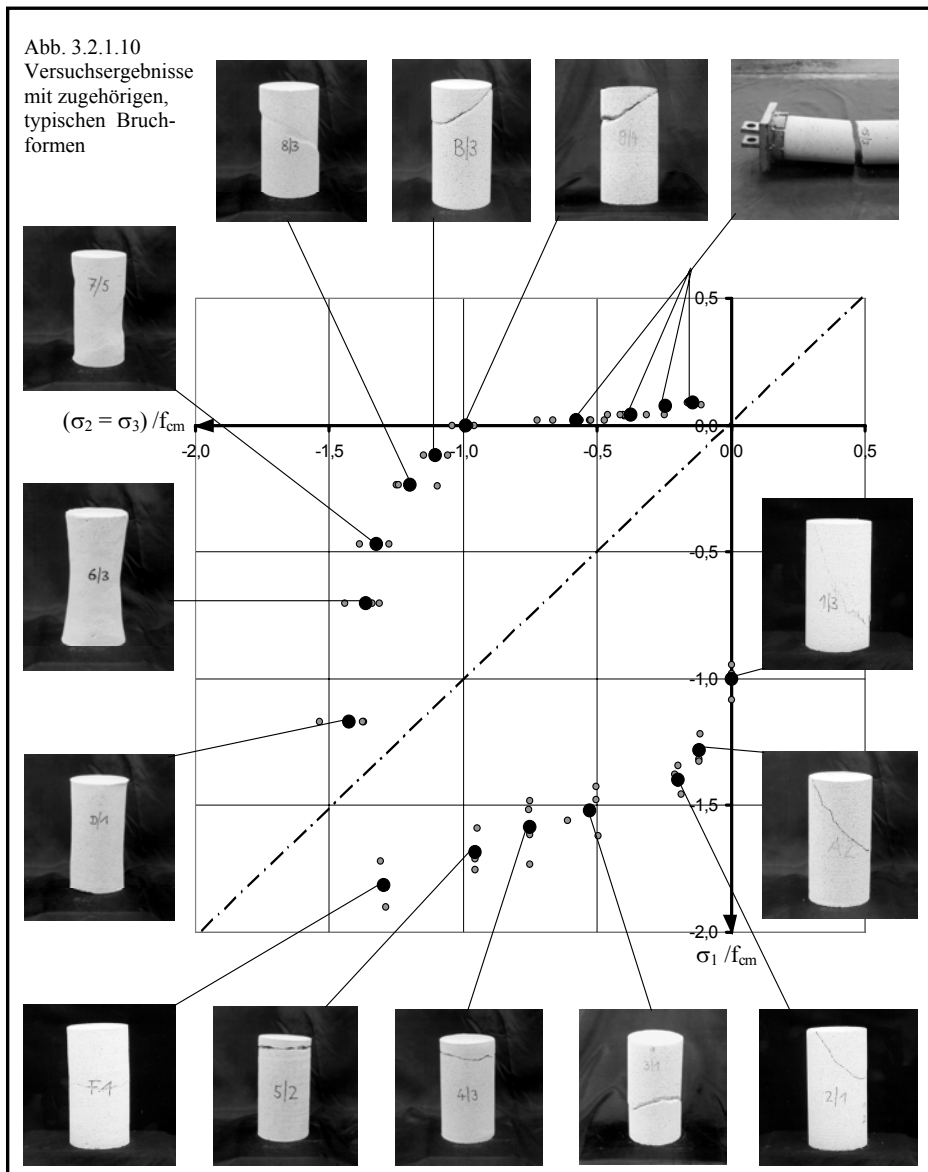


Abb. 3.2.1.9 Zuordnung der Versagensarten zu den einzelnen Versuchsserien

In Abb. 3.2.1.10 und den folgenden Darstellungen wird zur Vereinfachung die Bruchspannung als bezogene Größe der einachsigen Druckfestigkeit dargestellt. Fotografische Abbildungen der Probezylinder nach dem Bruch werden den Serien zugeordnet.



Widerstand des Porenbetons gegenüber Druck-Druck-Zug-Beanspruchung

Der Kurvenverlauf wird durch zwei Spannungsgrößen, der zweiachsigen Druckfestigkeit auf der Horizontalachse und der einachsigen Zugfestigkeit auf der Vertikalen, begrenzt.

Die einachsige Zugfestigkeit konnte in den Versuchen nicht ermittelt werden. Als Referenzwert wird diese entsprechend den Ergebnissen von Sell [sell_1] mit 15% der Druckfestigkeit angenommen.

Danach ergeben die Versuchswerte der Reihe 3, entsprechend Abb. 3.2.1.11, eine konkave Begrenzung des gesuchten Spannungskörpers.

Ähnliche Ergebnisse lieferten die Untersuchungen von Linse/Stegbauer [lins_1] für den Druck-Zug-Bereich (vgl. Abb. 3.2.1.2).

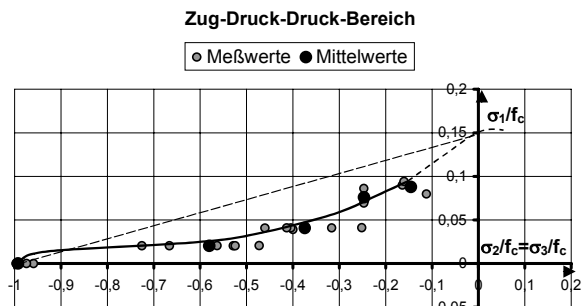


Abb. 3.2.1.11 Auf die einachsige Druckfestigkeit bezogene Bruchspannungswerte/ Versuchsreihe 3

Widerstand des Porenbetons gegenüber dreiaxialer Druckbeanspruchung

Im Bereich räumlicher Druckbeanspruchung ist für den Porenbeton ein deutlicher Festigkeitszuwachs gegenüber der einaxialen Festigkeit zu erkennen. Der Schnittpunkt mit der hydrostatischen Achse konnte versuchstechnisch nicht ermittelt werden. Hier war eine Probenbrucherkenntnis nicht möglich. Anhand der Regressionskurvenverläufe der Versuchsreihen 1 und 2 ist erkennbar, dass sich die Festigkeitsentwicklung der Reihen unterschiedlich gestaltet.

Des Weiteren würde sich der Schnittpunkt der Funktionen nicht auf der hydrostatischen Achse befinden, wie es isotropen Materialien eigen ist. Eine weitere Besonderheit ist, dass die ermittelte zweiachiale Bruchspannung betragsmäßig den gleichen Wert wie die einaxiale annimmt. Das korrespondiert nicht mit den Erkenntnissen von Linse/Stegbauer [lins_1], die hier eine 5-8%-ige Erhöhung festgestellt haben.

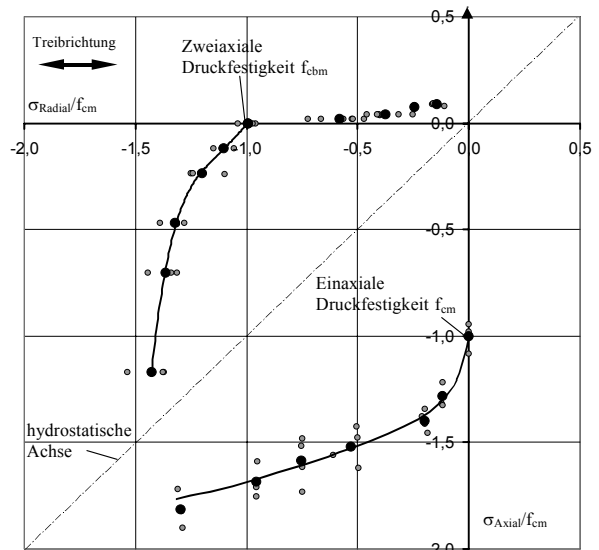


Abb. 3.2.1.12 Auf die einachsige Druckfestigkeit bezogene Bruchspannungswerte/ Versuchsreihe 1-2

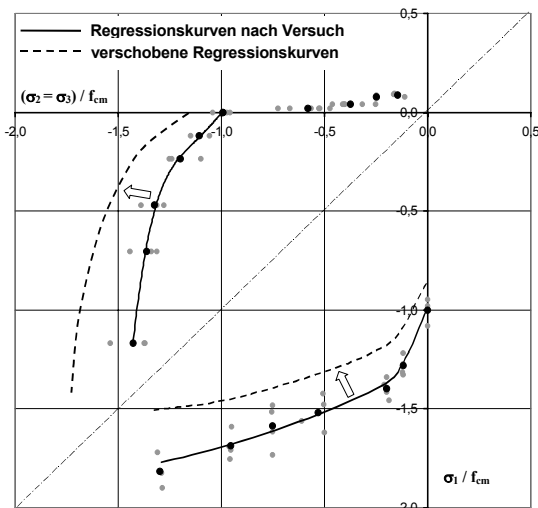


Abb. 3.2.1.13 Verschiebung der Regressionskurven entsprechend den Hypothesen zur Anisotropie des Porenbetons

die Festigkeit in Treibrichtung von 0,806 festgestellt werden. Betrachtet man die Versuchsergebnisse mit gleichen Ausgangs-Spannungsverhältnissen der Versuchsreihen 1 und 2 genauer, kann durch Quotientenbildung ein konstantes Verhältnis von 0,86 (bzw. 1,16) ermittelt werden.

Eine Verschiebung der Regressionskurven (vgl. Abb. 3.2.1.13) unter Berücksichtigung dieser Quotienten ergibt vier Funktionsverläufe, die nun zwei Bruchmodelle repräsentieren. Die äußere Begrenzung würde zutreffen, wenn keinerlei Beeinträchtigung der Festigkeit infolge des Treibprozesses auftreten würde. Die innere Begrenzung setzt in jede Richtung eine verminderte Festigkeit voraus.

Für diese Hypothese spricht, dass sich die Schnittpunkte der jeweiligen Funktionen entsprechend Abb. 3.2.1.13 auf der hydrostatischen Achse befinden würden. Des Weiteren ergibt sich nun eine Überhöhung der zweiachsigen gegenüber der einachsigen Druckfestigkeit. Im Bereich der hydrostatischen Achse muss ein geeigneter Übergang gewählt werden, um den starken irreversiblen Deformationen, gebunden an lokale Zerstörungen des Porenbetons vorzubeugen.

Diese Fakten sind Auswirkungen der anisotropen Materialeigenschaften des Porenbetons. Aufgrund der Entnahme der Probezylinder (Bohrkerne) senkrecht zur Treibrichtung muss diese, einhergehend mit entsprechender Festigkeitsverminderung, mit einem Richtungssinn senkrecht zur Manteloberfläche zusammenfallen.

Infolgedessen besitzt jeder senkrecht zur Manteloberfläche verlaufende Richtungssinn eine andere Festigkeit. Aufgrund dieser Schwächung muss der Bruch der Proben unter reiner Mantelspannung (zweiachsialer Beanspruchung) früher einsetzen, als es Linse/ Stegbauer [lins_1] in ihren Untersuchungen festgestellt haben.

Für die Auswertung der durchgeführten Triaxialversuche werden zusätzlich Tests zur Bestimmung des Einflusses der Treibrichtung auf die Festigkeit durchgeführt. Hier kann ein Abminderungsfaktor für

Um weiteren Aufschluss über das Bruchverhalten zu erlangen, werden die Versuchsergebnisse entsprechend der Mohrschen Bruchhypothese in einem Normalspannungs- Schubspannungsdiagramm aufgetragen. Nach Verbindung der Tangenten an den Spannungskreisen ergibt sich die abgebildete Bruchbedingung (vgl. Abb. 3.2.1.14).

Zu beobachten ist im Bereich geringer hydrostatischer Druckbeanspruchung eine nichtlineare Zunahme der kritischen Schubspannung (Bereich I), wie sie auch für den Normalbeton charakteristisch ist.

Bei Erhöhung des hydrostatischen Druckes verkehrt sich diese Tendenz, d.h. die kritische Schubspannung wird betragsmäßig kleiner (Bereich II).

Der Übergang zwischen beiden bedeutet eine neue Qualität der Versagensform. Im Bereich I wird das Versagen in Form von Gleit- bzw. Trennbrüchen durch das Erreichen der kritischen Schubspannungen bedingt. Bereich II ist gekennzeichnet durch Porenzerstörungen, die an irreversible Deformationen des Porenbetons gebunden sind.

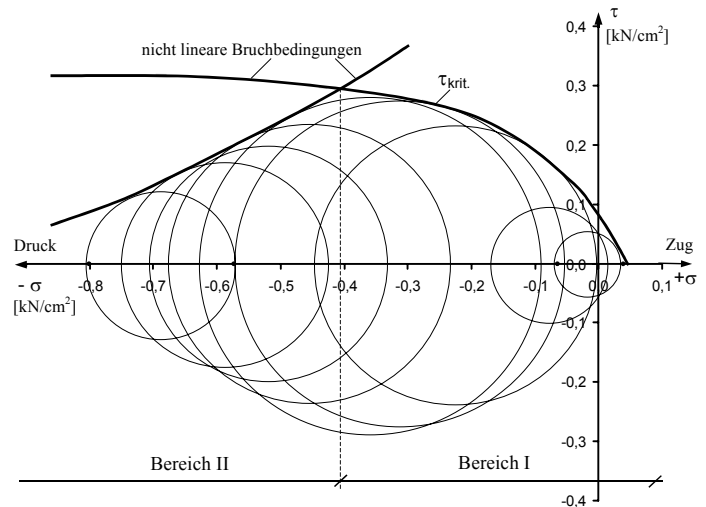


Abb. 3.2.1.14 Darstellung der Versuchsergebnisse im Normalspannungs- Schubspannungsdiagramm

Ergänzende Annahmen

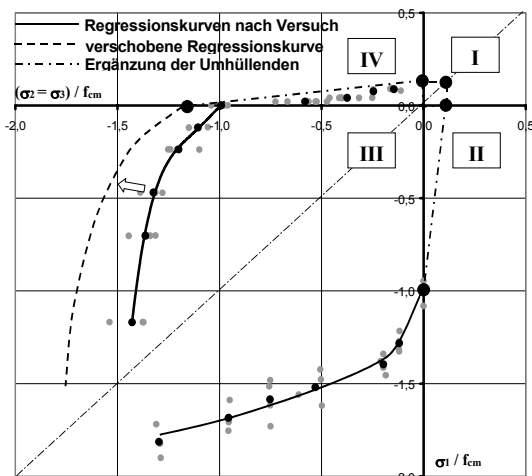


Abb. 3.2.1.15 Ergänzung der Umhüllenden

Wird die Störung infolge des Treibprozesses vernachlässigt, ergibt sich nebenstehende Begrenzung (vgl. Abb. 3.2.1.15) für die untersuchten Spannungsverhältnisse. Durch die Tests an der Triaxialzelle lassen sich jedoch nur zwei der vier dargestellten Quadranten (III, IV) versuchstechnisch abdecken. Für den II. Quadranten soll unter Vernachlässigung der Anisotropie der gleiche Zusammenhang vorausgesetzt werden, wie er für den IV. Quadranten ermittelt wurde (In Abb. 3.2.1.15 werden diese Abschnitte zu Geraden abstrahiert). Diese Annahme bedeutet, dass die Abminderung der Zugfestigkeit bei Auftreten einer oder zweier Druckspannungskomponenten gleichermaßen funktioniert. Als bekannt können die begrenzenden Werte für die einachsige Druck- bzw. Zugfestigkeit vorausgesetzt werden, währenddessen der exakte Verlauf der Begrenzung in diesem Spannungsquadranten unklar bleibt.

Zur Begrenzung des I. Quadranten soll auf die Annahmen nach [sell_1, lins_1] für den ebenen Beanspruchungszustand zurückgegriffen und für den räumlichen Fall erweitert werden. Danach wird der Bruchzustand definiert, wenn eine der Zugspannungskomponenten den Wert der einachsigen Zugfestigkeit erreicht.

Damit kann der Bruchkörper im Raum der Hauptspannungen unter Vernachlässigung der Anisotropie infolge Treibrichtung entsprechend der Abbildung 3.2.1.16 dargestellt werden. Die Angaben bezüglich der Festigkeit orientieren sich an der mittleren einachsigen Bruchspannung f_{cm} . Die Überhöhung der Festigkeit bei zweiachsiger Druckbeanspruchung nach [lins_1] wird mit $1,05f_{cm}$, die Überhöhung bei dreiachsiger Druckbeanspruchung wird nach den Triaxialversuchen zur Vorbeugung ausgeprägter irreversibler Deformationen mit $1,65 f_{cm}$ angenommen.

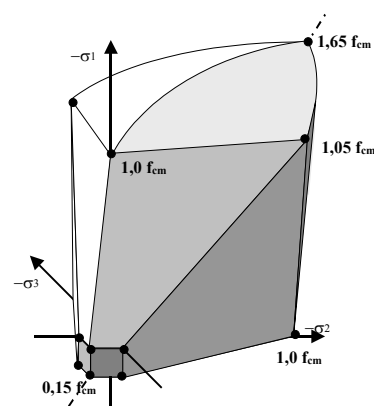


Abb. 3.2.1.16 Schematische Darstellung des räumlichen Bruchmodells

Schlussfolgerung und Ausblick

Abbildung 3.2.1.17 zeigt das quadrantenweise zerlegte Bruchmodell. Zur Vereinfachung werden die Begrenzungen linearisiert. Das Bruchmodell ermöglicht die Ableitung eines geeigneten Bruchkriteriums für die Verankerung der Querkraftbewehrung in der Balkendruckzone eines querkraftbewehrten Elementes (vgl. hierzu Abschn. 6.7).

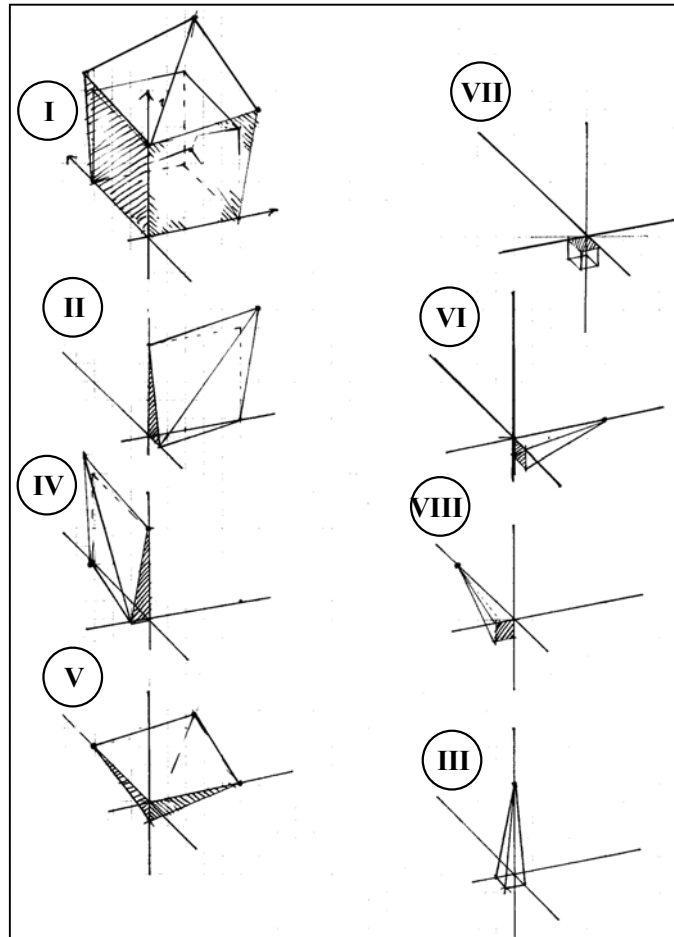


Abb.3.2.1.17 Quadrantenweise Zerlegung des abstrahierten räumlichen Bruchmodells

Des Weiteren kann es Ausgangspunkt für numerische Analysen bewehrter Strukturen aus Porenbeton sein. Die Berücksichtigung der Anisotropie infolge des Treibprozesses kann durch entsprechende Modifikation der Elastizitätsmatrix in einer FE-Berechnung erfolgen, wenn die Treibrichtung bekannt ist.

3.2.2 Bruchenergie und zum Entfestigungsverhalten von Porenbeton

3.2.2.0 Kurzdarstellung der Versuchsergebnisse

Experimentelle Untersuchungen an geschlitzten Proben aus Porenbeton in einem Dreipunkt-Biegeversuch (*three-point bend test*) geben Aufschluss über die Bruchenergie G_F und über das Entfestigungsverhalten. Danach kann für Porenbeton der Festigkeitsklasse 4.0 N/mm² (Rohdichteklasse 0,6 kg/dm³) die Bruchenergie mit 13-16 N/m angegeben werden. Die Entfestigung (*tension softening*) wird durch eine Exponentialfunktion hinreichend genähert. Ein Maßstabseffekt (*size effect*) ist erkennbar. Eine Rissbandbreite lässt sich ableiten.

3.2.2.1 Zielstellung

Porenbeton zeichnet sich bei Zug- bzw. Druckbeanspruchung nach Erreichen kritischer Festigkeitswerte durch ein ausgeprägtes Entfestigungsverhalten aus. Für numerische Simulationen und Analysen bewehrter Strukturen aus Porenbeton ist die Beschreibung des Entfestigungsverhaltens infolge Mikrorissbildung hinsichtlich der Bestimmung von Traglasten von außerordentlicher Bedeutung. Ziel der experimentellen Untersuchung ist die Ableitung der Bruchenergie G_F als maßgebende Instabilitätsgröße und die Diskussion einer mathematischen Beziehung, die das Entfestigungsverhalten bei Zugbeanspruchung (*tension softening*) hinreichend nähert. Des Weiteren sollen eventuelle Abhängigkeiten der Bruchenergie von der Probengröße (*size effect*) festgestellt werden. In diesem Zusammenhang werden Versuche an Porenbetonproben verschiedener Größe durchgeführt.

3.2.2.2 Vorbetrachtung

Nach Abschluss des Autoklavierens besitzt der Porenbeton nur schwache Alkalizität, so dass ein Korrosionsschutzüberzug erforderlich wird. Die Interaktion zwischen Porenbeton und Bewehrung in einer Verbundkonstruktion wird durch spezielle Verankerungselemente realisiert. Die einfachste und technologisch günstigste Form stellt dabei die angeschweißte Querbewehrung dar [brie_1]. An diese diskreten Lasteinleitungszonen sind lokale Spannungskonzentrationen gebunden, die die Tragfähigkeit der Verankerungselemente und damit der Verbundkonstruktion bedingen.

Abbildung 3.2.2.1 zeigt eine zerstörte Probe aus experimentellen Untersuchungen zur Tragfähigkeit von Verankerungsstäben in Porenbeton (vgl. Abschn. 4.2). In diesen Ausziehversuchen wird der horizontal gebettete Verankerungsstab durch drei Auszugsstäbe in vertikaler Richtung beansprucht. Zu erkennen ist in der Abbildung das Abplatzen der seitlichen Betonüberdeckung bzw. das Aufspalten der Proben als die typische Versagensform solcher Verankerungsbereiche. Versagensbedingend ist das Erreichen der kritischen Hauptspannungsdifferenz, wobei sich in den Versuchen gezeigt hat, dass Spannungsumlagerungen möglich sind. Die Lasteinleitungspunkte stellen die hochbeanspruchten Bereiche dar.

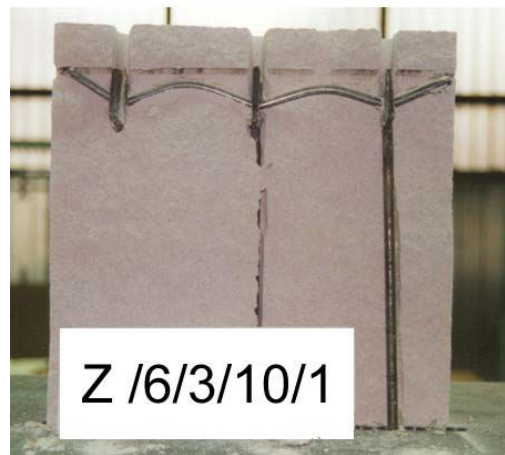


Abb. 3.2.2.1 Untersuchungen zur Tragfähigkeit von Verankerungsstäben in Porenbeton

Die Spaltzugspannungen sind hier maximal. Die Zonen zwischen den Lasteinleitungspunkten sind weniger beansprucht, die Spaltzugspannungen klingen ab. Bei kritischen Beanspruchungszuständen kommt es zur Mikrorissbildung unterhalb der Lasteintragungspunkte. Diese Prozesszonen bedeuten eine bereichsweise Entfestigung des Porenbetons. Die Zonen maximaler Spannungswerte verlagern sich infolge der Entfestigung. Damit werden die Bereiche zwischen den Lasteinleitungspunkten stärker an der Lastabtragung beteiligt. Das Versagen stellt sich ein, wenn die wirkenden Spannungskomponenten entlang des Verankerungsstabes keine Gleichgewichtsgruppe mehr bilden und die Möglichkeiten zur Spannungsumlagerung ausgeschöpft sind.

Für die numerische Analyse solcher Verankerungsbereiche ist neben der Kenntnis eines geeigneten räumlichen Bruchmodells die Erfassung des Entfestigungsverhaltens zwingende Voraussetzung. Der Widerstand des Porenbetons unter räumlichen Beanspruchungssituationen nach Abschnitt 3.2.1 kann als bekannt vorausgesetzt werden.

Hinsichtlich der numerischen Umsetzung des Entfestigungsverhaltens werden zwei relevante Rissmodelle, das Fiktive Rissmodell (*fictitious crack model*) und das Rissbandmodell (*crack band model*) diskutiert, die speziell zur Beschreibung des Materialverhaltens von Normalbeton aus der nichtlinearen Bruchmechanik [baza_2] entwickelt wurden.

Fiktives Rissmodell (FCM) und Rissbandmodell (CBM)

Am Fall der einachsigen zugbeanspruchten Probe (vgl. Abb. 3.2.2.2a) wird deutlich, dass bei Erreichen kritischer Spannungswerte die Zerstörung der Probe durch Mikrorissbildung einsetzt. Die Mikrorissbildung ist dabei nicht auf eine Ebene senkrecht zur Lastachse beschränkt, sondern verteilt sich über die Probenlänge in einer Prozesszone. Bei zunehmender Belastung entwickeln sich aus den Mikrorissen breitere Sammelrisse, die letztlich die Probe durchtrennen. Die Bereiche außerhalb der Prozesszone sind weitestgehend ungestört.

Das FCM von **Hillerborg/Modèer/Petersson** [baza_2] stellt eine Modifikation des **Dugdaleschen** Rissmodells dar. Das nichtlineare Betonbruchverhalten wird durch eine kohäsive, auf eine fiktive Rissoberfläche wirkende Spannung berücksichtigt. Dieser fiktive Riss simuliert die tatsächliche Mikrorisszone. Die charakteristische Länge des fiktiven Risses L_{ch} ist ein Maß für die Sprödigkeit eines Materials. Bei Anwendung des FCM wird vorausgesetzt, dass die Breite der Prozesszone sehr klein ist und sich damit die Mikrorissbildung in einer Ebene konzentriert, während sich die verbleibenden Bereiche rein elastisch verhalten (vgl. Abb. 3.2.2.2b). Die Entwicklung der Zugfestigkeit ist eine Abhängige von der Rissöffnung w . Dieses Modell findet vor allem bei numerischen Untersuchungen spröder Strukturen auf der Grundlage diskreter Risse (*cohesive crack growth*) Anwendung.

Für das CBM nach **Bazant/Oh** wird eine materialspezifische, empirisch ermittelte Prozesszonengröße, die Rissbandbreite L_b , vorausgesetzt (vgl. Abb. 3.2.2.2c). Damit erfolgt eine verschmierte Näherung des Entfestigungsverhaltens. Die Festigkeit ist eine Abhängige von der Dehnung ϵ . Dieses Modell findet vorwiegend bei der numerischen Simulation von Betonstrukturen als Konzept der verschmierten Risse (*smearred crack approach*) Anwendung.

Prinzipiell hat die Annahme der Prozesszonengröße keinen Einfluss auf das Deformationsverhalten (vgl. Abb. 3.2.2.2d,e) einer Struktur. Durch die Steuerung der Prozesszonengröße wird die Ableitung einer wirklichkeitsnahen Dehnungsverteilung und Rissentwicklung (Rissbreite und -verteilung) aus dem Verformungsvektor beeinflusst. Mit Kenntnis der Breite der Prozesszone ist die Wahl eines geeigneten Berechnungsmodells möglich. Damit sollen entsprechende Informationen aus den anstehenden Versuchen gewonnen werden.

Das Entfestigungsverhalten wird durch drei physikalische Parameter, der einachsigen Zugfestigkeit, des Verlaufes des Entfestigungsastes und der Bruchenergie als einbeschriebene Fläche charakterisiert. Die einachsige Zugfestigkeit kann nach Versuchen durch **Sell** [sell_1] mit 15-17% der einachsigen Druckfestigkeit angenommen werden. Aufgrund gesammelter Erfahrungen wird f_{ct} mit $0,15 f_{cm}$ in Ansatz gebracht. Die Bruchenergie wird durch die anstehenden Versuche experimentell bestimmt. Aufgrund der zur Verfügung stehenden Messeinrichtung ist die direkte Bestimmung der Rissöffnung nicht möglich. Damit muss durch ergänzende Überlegungen auf den Verlauf des Entfestigungsastes geschlossen werden.

Vergleichsmöglichkeiten bieten die Untersuchungen **Wittmanns** aus dem Jahr 1996 zur Bestimmung der Rissfortschrittsenergie¹ [witt_2] von Porenbeton. Grundlage für die Tests bildete die linear elastische Bruchmechanik (LEBM), also die Annahme ideal-spröden Werkstoffverhaltens. Danach versagt der Probekörper bei Erreichen der Maximallast (analog einer kraftgesteuerten Versuchsdurchführung). Die spezifische Rissfortschrittsenergie G_{IC} ist dabei die Änderung der elastischen Arbeit infolge Rissbildung bezogen auf die Rissöffnung und stellt die einbeschriebene Fläche bis zum Erreichen der maximalen Last dar. Frühere Untersuchungen Wittmanns zur Bestimmung der Bruchzähigkeit k_{IC} von Porenbeton bei variierender Versuchsanordnung [witt_3] aus dem Jahr 1984 können ebenfalls als Referenz herangezogen werden. Unter der Voraussetzung ideal-spröden Werkstoffverhaltens lassen sich Rissfortschrittsenergie und Risszähigkeit direkt ineinander überführen.

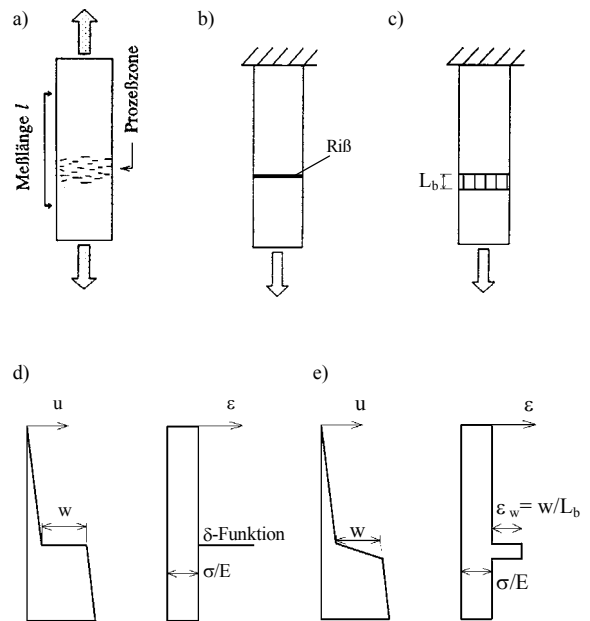


Abb. 3.2.2.2
a) Dehnungskonzentration im Probekörper [baza_1]
b) Idealisierung beim Fiktiven Rissmodell FCM
c) Idealisierung beim Rissbandmodell CBM
d) Verschiebungs- und Dehnungsverteilung beim FCM [baza_2]
e) Verschiebungs- und Dehnungsverteilung beim CBM [baza_2]

¹ In der Veröffentlichung werden bruchmechanische Parameter auf der Grundlage der LEBM ermittelt. Deshalb muss vermutet werden, dass es sich bei der hier gemessenen „Bruchenergie G_F “ tatsächlich um die Rissfortschrittsenergie G_{IC} handelt.

3.2.2.3 Versuchsaufbau und Durchführung

Zur experimentellen Ermittlung der Bruchenergie stehen mehrere standardisierte Versuchsmethoden [baza_2, plac_1, rich_1] zur Verfügung (vgl. Abb. 3.2.2.3). Bei den in Abb. 3.2.2.3a-b dargestellten Probekörpern wird die Bruchenergie über eine Kraft-Kerbaufweitungskurve ermittelt, während bei dem Biegebalken nach Abb. 3.2.2.3c eine Kraft-Durchbiegungskurve zur Bestimmung der Bruchenergie dient.

Für die anstehenden Untersuchungen am Porenbeton wurde der Dreipunkt-Biegeversuch (*three-point bend test*) gewählt, weil hier eine einfache und mit üblichen Prüfmaschinen ausführbare Bestimmung der Bruchenergie möglich ist.

Die durchzuführenden Versuche zur Bestimmung der Bruchenergie erfolgen auf der Grundlage einer RILEM-Empfehlung [rich_1]. Die Versuche werden an einer servohydraulischen Prüfmaschine (TIRA-test 24100) durchgeführt (vgl. Abb. 3.2.2.5). Der in der Mitte mit einer Kerbe versehene Balken lagert während der Versuche gelenkig auf Rollen (vgl. Abb. 3.2.2.4). Die Einzellast wird mittig, oberhalb der Kerbe deformationsgesteuert in den Balken eingetragen (vgl. Abb. 3.2.2.6).

Die Vorschubgeschwindigkeit beträgt konstant 0,1mm/min, so dass die Belastung bei allen Balken nach ca. 60 Sekunden ihren Maximalwert erreicht. Während des Versuchs wird die eingetragene Last und die Mittendurchbiegung der Balken ermittelt.

Der Zusammenhang zwischen den Messwerten kann als Last-Verschiebungskurve (vgl. Abb. 3.2.2.7) dargestellt werden. Die aufgespannte Fläche W_0 unter der Last-Verschiebungskurve stellt die äußere Arbeit zur Erzeugung des vollständigen Risses dar. Ist der Punkt der Endverschiebung u_0 erreicht, werden über den Riss keine Spannungen mehr übertragen. Die gesamte, am Körper verrichtete Arbeit wurde für die Rissentwicklung aufgezehrt. Der Balken bricht infolge seines Eigengewichtes.



Abb. 3.2.2.5 Versuchsaufbau/ Prüfmaschine TIRA-test 24100

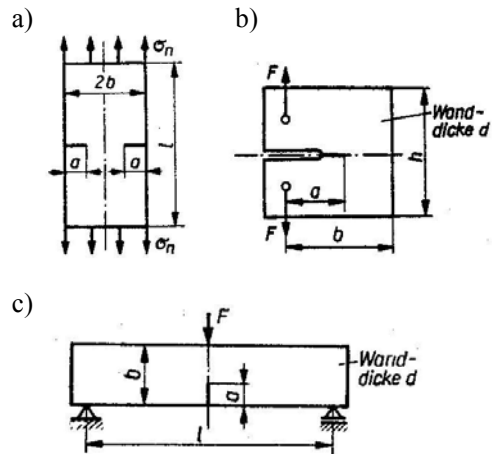


Abb. 3.2.2.3 a) Mittige Zugprobe
b) „compact tension“ CT-Probe
c) Dreipunkt-Biegebalken [plac_1]

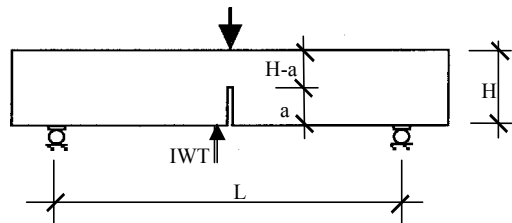


Abb. 3.2.2.4 Prinzipielle Darstellung des Probekörpers während der Versuchsdurchführung

$$G_F = \frac{W_0 + m \cdot g \cdot u_0}{A_{lig}} \quad [3.1]$$

- W_0 Fläche unter der L-D-Kurve
- m Gewicht des Balkens bezogen auf die Stützweite
- g Erdbeschleunigung
- u_0 Endverschiebung beim Bruch des Balkens
- A_{lig} Ligamentfläche in Balkenmitte

Die äußere Arbeit² wird entsprechend Gleichung [3.1] auf die Ligamentfläche der Probe bezogen. Damit stellt die Rissenergie G_F eine materialspezifische, bezogene Energieeinheit dar. Diese Mittelung der Energie über die gesamte Ligamentfläche ist eine Ursache von Maßstabs-effekten, die noch zu diskutieren sind.

Die äußere Arbeit, resultierend aus dem Eigengewicht, kann messtechnisch nicht erfasst werden, weil die Deformationen infolge dieser Belastung nicht bekannt sind. Entsprechend Gleichung [3.1] wird der Energieanteil rechnerisch berücksichtigt.

² Die Eigenlast P_0 beträgt $mg/2$. Der resultierende Arbeitsanteil beträgt näherungsweise $mg/2 \cdot u_0$. u_0 stellt dabei aber nicht die tatsächliche Endverschiebung dar, weil zu diesem Zeitpunkt die äußere Last gleich der Eigenlast ist. Es bleibt zu vermuten, dass die tatsächliche Endverschiebung deutlich größer als u_0 ist. Der zugehörige Arbeitsanteil wird nach Hillerborg/Peterson (vergl. [2]) mit $mg \cdot u_0$ geschätzt.

Die Versuche werden in drei Serien durchgeführt, wobei die Balkengeometrie in den Serien variiert (vgl. Tab. 3.2.2.1). Um störende Einflüsse auf den Wert der Bruchenergie infolge veränderter Lastabtragung gering zu halten, müssen bestimmte geometrische Randbedingungen eingehalten werden. Die Balkenschlantheit (L/h) wird nach [baza_2, rich_1] mit 4 gewählt.

Durch die Variation der Probekörperabmessungen soll der Einfluss des Verhältnisses zwischen Prozesszonengröße und Probengröße auf die Bruchenergie untersucht werden. Bei Versuchen an Normalbeton [baza_2, witt_1] wurde ein solcher Maßstabeffekt beobachtet, der auch beim Porenbeton vermutet werden muss.

Serie	Anzahl	Breite b [cm]	Höhe h [cm]	Kerbe a [cm]	Länge L [cm]
1	4	8	10	5	40
2	6	10	12	6	48
3	4	12	14	7	56

Tab. 3.2.2.1 Abmessungen der zu prüfenden Serien

Die Proben werden aus Plansteinen der Klasse PPW 4/0.6 (Festigkeitsklasse 4 N/mm²; Rohdichteklasse 0,6 kg/dm³) nass, mit einer Steinkreissäge geschnitten. Dabei verläuft die Treibrichtung des Porenbetons senkrecht zur Balkenlängsrichtung.



Abb. 3.2.2.6
a) Probekörper während der Versuche (links)
b) Krafteinleitungsrolle in Balkenmitte (rechts oben)
c) Angriffspunkt des induktiven Wegaufnehmers (rechts unten)

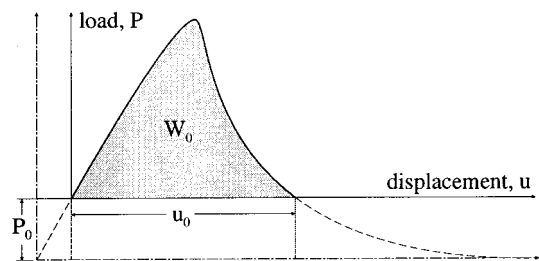


Abb. 3.2.2.7 Last-Verschiebungskurve zur Bestimmung der Bruchenergie [baza_2]

Um störende Einflüsse des Feuchtegehaltes auf die Messergebnisse weitestgehend zu eliminieren, werden die Proben nach dem Sägen bei einer Temperatur von 55°C konditioniert und anschließend in einem Klimaraum gelagert, so dass zum Zeitpunkt des Versuchs ein Feuchtegehalt von 6±2 M.-% garantiert werden konnte. Die Materialuntersuchung an separaten Proben ergab eine mittlere Druckfestigkeit von $f_{cm}=0,44$ kN/cm² und eine Rohdichte von 0,56 g/cm³. Der E-Modul konnte im Mittel mit 236 kN/cm² festgestellt werden.

Zur Erfassung der erforderlichen Messdaten dienen die in Tab. 3.2.2.2 angegebenen Messgeräte. Dabei sind ein induktiver Wegaufnehmer IWT (1mm) zur Erfassung der Durchbiegung in Balkenmitte und eine Kraftmessdose KMD zur Bestimmung der entsprechenden Belastung an die Prüfmaschine angeschlossen.

Nach Abschluss der Versuchsdurchführung wird an dem gebrochenen Balken die Ligamentfläche A_{lig} (Abb. 3.2.2.7b) exakt bestimmt, die zur Berechnung der Bruchenergie (Gleichung [3.1]) erforderlich ist.

Erfasste Daten	Messgerät	Messbereich Genauigkeit
Breite, Höhe	Messschieber	200 mm 0,1 mm
Stützweite	Stahlmaßband	500 mm 1 mm
Masse der Probekörper	Waage	125 kg 0,1 g
Durchbiegung	IWT - Induktiver Wegaufnehmer	1 mm 1 µm
Kraft	KMD - Kraftmessdose	2 kN 0,01N

Tab. 3.2.2.2 Messtechnik zur Bruchenergiebestimmung

3.2.2.4 Ergebnisdarstellung

In den Abbildungen 3.2.2.8a-c sind die messtechnisch ermittelten Last-Verschiebungsbeziehungen der drei Serien abgebildet. Die Verläufe sind qualitativ einander ähnlich. Der Anstieg der Last-Verschiebungsbeziehung verläuft zunächst weitestgehend linear. Im Bereich der maximalen Last P_{max} kommt es in der Kerbzzone zur Mikrorissbildung. Die Mikrorissbildung führt zu einer Entfestigung des Porenbetons. Die bis dahin in der Probe gespeicherte elastische Arbeit wird teilweise für die Rissentwicklung aufgezehrt bzw. in Rissfortschrittsenergie umgewandelt; "teilweise" deshalb, weil der Balken nicht bricht, sondern noch weitere Verformungen möglich sind. Erkennbar ist der Entfestigungsprozess am Abflachen der Last-Verschiebungskurve bei P_{max} . Zu diesem Zeitpunkt sind am Versuchsobjekt selbst noch keine Sammelrisse feststellbar.

Nach weiterer Vergrößerung der Vertikalverschiebung des Lasteinleitungspunktes fällt die korrespondierende Last stark ab. Am Objekt bildet sich ein sichtbarer Sammelriss aus, der sich in die Balkendruckzone vorarbeitet (vgl. Abb. 3.2.2.9). Der abfallende Ast in der Last-Verschiebungsbeziehung kann in zwei Abschnitte unterteilt werden, die sich im Anstieg voneinander unterscheiden. Ein ähnliches Verhalten kann auch beim Normalbeton beobachtet werden. Aus diesem Grund werden zur Beschreibung des softening-Verhaltens häufig bilineare Entfestigungsverläufe [baza_2] gewählt.

Mit zunehmender Verschiebung sinkt die korrespondierende, messtechnisch erfasste Last auf Null, die Probe zerbricht infolge ihres Eigengewichtes.

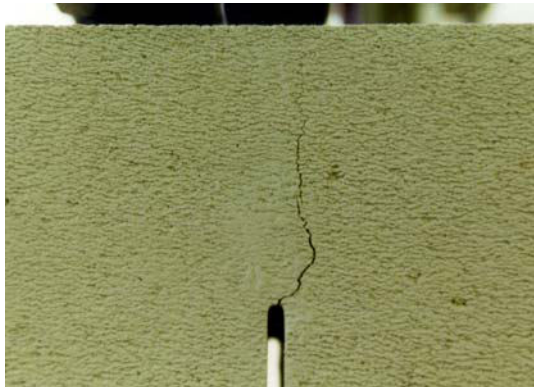


Abb. 3.2.2.9 Rissentwicklung;
oben: Sammelrissbildung,
unten: Durchlaufender Riss nach Versuchsende

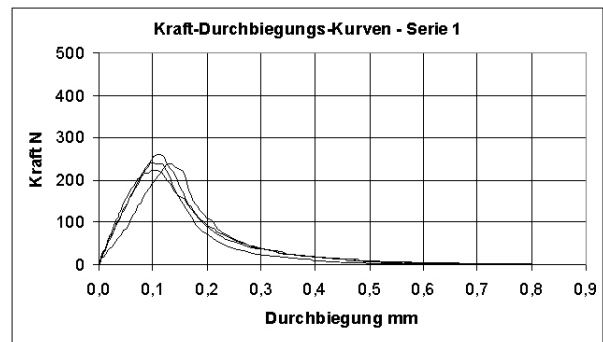


Abb. 3.2.2.8a Last-Verschiebungs-Kurven der Serie 1

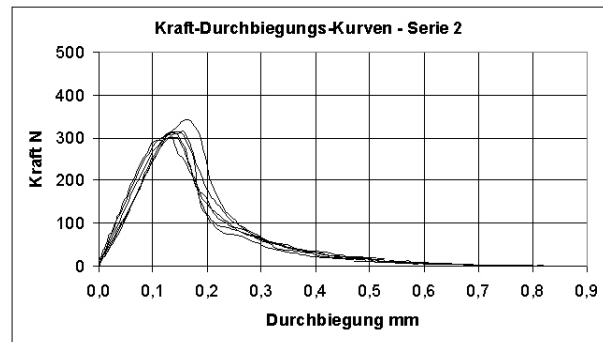


Abb. 3.2.2.8b Last-Verschiebungs-Kurven der Serie 2

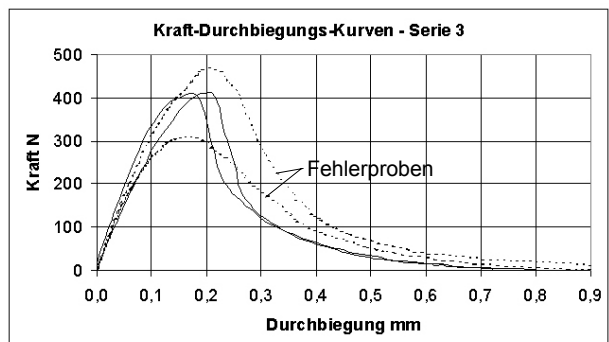


Abb. 3.2.2.8c Last-Verschiebungs-Kurven der Serie 3

Hinsichtlich der quantitativen Einordnung der Versuchsergebnisse lässt sich feststellen, dass sich der positive Anstieg der Last-Verformungsbeziehung abhängig von der Systemsteifigkeit, also der Balkenbiegesteifigkeit und der Stützweite gestaltet. Die maximale Last P_{max} ist eine Funktion der Sprödigkeit und der Ligamentfläche und lässt sich damit auf die Rissfortschrittsenergie G_{IC} zurückführen. Aufgrund des weitestgehend linearen Zusammenhanges des ersten Teiles der Last-Verschiebungsbeziehung wird die Verschiebung $\delta_{P_{max}}$ durch die Systemsteifigkeit und die spezifische Rissfortschrittsenergie bedingt. Wenn der Quotient aus Rissfortschrittsenergie G_{IC} und Bruchenergie G_F eine Konstante bildet, dann lässt sich die Endverschiebung δ_0 ebenfalls aus den eben beschriebenen Zusammenhängen ableiten. Tabelle 3.2.2.3 zeigt die während und nach dem Versuch aufgenommenen Werte für die Masse, den Feuchtegehalt, den Flächeninhalt unterhalb der Last-Verschiebungsbeziehung, die Endverschiebung sowie die sich daraus nach Gleichung [3.1] ergebenden Energieanteile.

		Feuchte- gehalt	m_1 ($m_2 = 0$)	A_{Lig}	δ_0	$m_1 * g * \delta_0$	W_0	$W_0 +$ $m_1 * g * \delta_0$	$G_F =$ $\Sigma W_i / A_{Lig}$
		[M.-%]	[g]	[cm ²]	[mm]	[Nm]	[Nm]	[Nm]	[N/m]
Serie 1 L/B=40/10[cm]	1 1	5,85	1903,6	41,4	0,67	0,013	0,040	0,053	12,75
	1 2	5,09	1908,8	41,5	0,78	0,015	0,043	0,058	13,97
	1 3	5,77	1909,2	40,9	0,85	0,016	0,040	0,056	13,75
	1 4	5,02	1879,2	40,7	0,60	0,011	0,036	0,047	11,58
	Mittel								13,01
Serie 1 L/B=48/12[cm]	2 1	7,15	3486,0	61,1	0,77	0,026	0,057	0,083	13,64
	2 2	7,50	3451,9	61,0	0,69	0,023	0,059	0,082	13,47
	2 3	5,51	3377,9	60,8	0,76	0,025	0,064	0,089	14,60
	2 4	7,21	3456,7	61,5	0,78	0,026	0,058	0,084	13,68
	2 5	5,58	3383,7	60,8	0,76	0,025	0,057	0,082	13,46
	2 6	9,08	3530,9	61,5	0,87	0,030	0,052	0,082	13,31
	Mittel								13,69
Serie 3 L/B=56/14[cm]	3 1	6,87	5706,9	84,6	0,81	0,045	0,095	0,140	16,55
	3 4	6,47	5638,8	84,0	0,73	0,040	0,093	0,132	15,90
	Mittel								16,22

Tab. 3.2.2.3 Überblick über die Versuchsergebnisse

Anhand der variierenden Bruchenergien in Abhängigkeit von den Abmessungen der Ligamentflächen lässt sich ein Maßstabseinfluss für den Porenbeton ableiten (vgl. Abb. 3.2.2.10).

Danach steigt mit zunehmender Ligamentfläche der Wert der Bruchenergie an und bewegt sich bei den untersuchten Geometrien zwischen 13...16 N/m. Das bedeutet zunächst, dass die charakteristische Länge L_{ch} des Porenbetons nicht vernachlässigbar klein ist. Die Erfassung des Bruchverhaltens von Porenbeton auf der Grundlage der LEBM ist damit unzureichend.

Zu vergleichbaren Ergebnissen kommen unter anderem **Wittmann/ Xinhua/ Zhong** [witt_5]. In den hier durchgeführten *wedge splitting tests* (vgl. Abb. 3.2.2.3b) wurde die Abhängigkeit der Bruchenergie von der Probenbreite und von der Ligamenthöhe für Normalbeton untersucht. Es konnte festgestellt werden, dass sowohl die Ligamentbreite als auch ihre Höhe Einfluss auf die Entwicklung der Bruchenergie haben, wobei der Einfluss aus der Variation der Ligamenthöhe deutlich überwiegt.

Maßgebend für diesen Effekt ist das Verhältnis zwischen der Ausdehnung der Prozesszone und den Abmessungen des Bauteils. Ist dieser Größenunterschied gering, dann wird der Wert der Bruchenergie wesentlich beeinflusst. Wachsen die Bauteilabmessungen an, d.h. der Quotient konvergiert gegen Null, dann nähert sich die Bruchenergie einem konstanten Wert. Ursächlich lässt sich dieser Umstand darauf zurückführen, dass die Bruchenergie G_F als gemittelte Größe über die Ligamentfläche (Gleichung [3.1]) tatsächlich keine Konstante darstellt [witt_5]. Es kann angenommen werden, dass die Prozesszone durch die endliche Ausdehnung der Ligamenthöhe begrenzt wird, wenn sich der Riss zum oberen Rand vorgearbeitet hat. Im Gegensatz hierzu kann sich die Prozesszone ungehindert entwickeln, wenn die Rissentwicklung noch nicht sehr weit fortgeschritten ist. Dieser Effekt verliert mit zunehmender Probengröße an Bedeutung, so dass die Bruchenergie betragsmäßig ansteigen bzw. gegen einen konstanten Wert konvergieren würde.

Nach **Bazant/ Planas** [baza_2] gibt es eine zweite wesentliche Ursache für den Maßstabseinfluss, der in Abb. 3.2.2.11 verdeutlicht wird. Dargestellt werden hier zwei Proben A und B der selben Dicke b , jedoch unterschiedlicher Länge und Höhe. Die materialspezifische Rissbandbreite sowie die gespeicherte elastische Energie pro Volumeneinheit sollen für beide vor und nach der Rissentwicklung gleich sein ($\Delta a_A = \Delta a_B$). Die schraffierten Zonen stellen infolge Rissbildung für die Spannungsübertragung ausgefallene Bereiche dar.

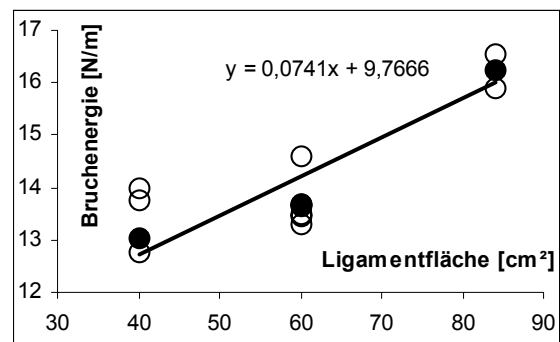


Abb. 3.2.2.10a Darstellung der Versuchsergebnisse in Abhängigkeit von der Ligamentfläche

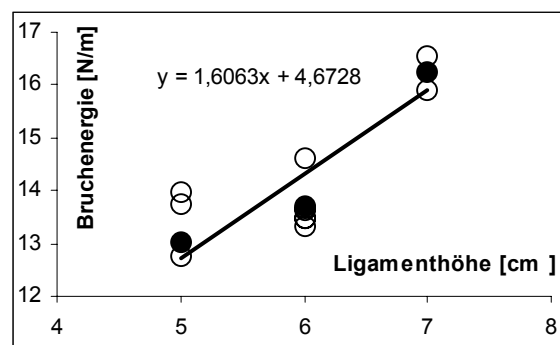


Abb. 3.2.2.10b Darstellung der Versuchsergebnisse in Abhängigkeit von der Ligamenthöhe

Die elastische Energie ist hier betragsmäßig gleich Null. Die für den Rissfortschritt erforderliche Bruchenergie berechnet sich für beide Proben nach diesem Modell mit:

$$\frac{\sigma}{2E} b (L_b \cdot \Delta a + 2k \cdot \Delta a \cdot a_0) = G_F \cdot b \cdot \Delta a \quad [3.2]$$

Grundlage hierfür bildet die Annahme, dass die ausfallende elastische Energie infolge der Rissbildung vollständig in Bruchenergie umgesetzt wird. Bei der Betrachtung der Gleichung wird deutlich, dass einzig der Anteil a_0 keine Konstante für beide Probleme darstellt. Die Bruchenergien infolge des Rissfortschrittes Δa können danach für beide Fälle nicht gleich groß sein ($G_{F,A} \neq G_{F,B}$), um der Bedingung [3.2] zu genügen. Infolge der größeren Ligamentfläche im Fall B wird hier auch die Bruchenergie betragsmäßig anwachsen.

Des Weiteren hat die Korngröße nach [baza_2, rich_1, witt_5] Einfluss auf die Entwicklung der Bruchenergie, wobei für den Porenbeton aufgrund seiner feinporigen Struktur diese Besonderheit eine untergeordnete Rolle spielt. Für den untersuchten Porenbeton der Festigkeitsklasse PPW 4.0 und die untersuchten Balkengeometrie wurde die Bruchenergie mit 13 ...16 N/m ermittelt. Sie beträgt damit rund 1/10 der Bruchenergie von Normalbeton [liu_1].

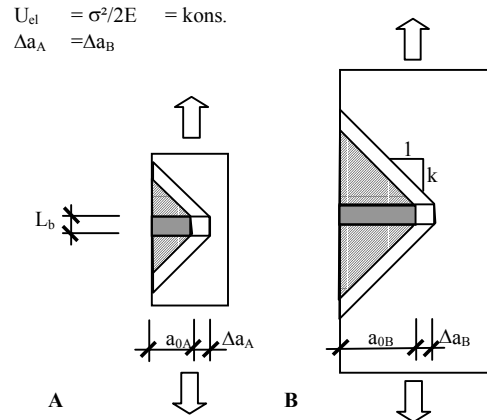


Abb. 3.2.2.11 Prinzipbeispiel Maßstabseffekt [baza_2]

Tabelle 3.2.2.4 zeigt die entsprechend der LEBM aufgearbeiteten Versuchsergebnisse. Ermittelt wird hier die Fläche W_0 zum Zeitpunkt der Rissausbreitung. Entsprechend der Äquivalenzenergiemethode nach Witt/Mager [blum_1] (vgl. Abb. 3.2.2.12) kann die kritische Spannungsintensität k_{IC} ermittelt werden. Diese stellt die materialspezifische Grenze des k_I -bestimmten Spannungsfeldes um die Risspitze für den Rissfortschritt dar. Hierzu wird aus den Werten $W_{0,Pmax}$ und dem Anstieg der Last-Verschiebungsfunktion eine pseudo-elastische Kraft F_C^* :

$$F_C^* = \sqrt{2 \cdot W_0 \cdot \tan \alpha} \quad \text{abgeleitet.} \quad [3.3]$$

Aus dieser kann nach [witt_2, 5] der k_{IC} -Wert für den *three point bend test* berechnet werden:

$$k_{IC} = \frac{3 \cdot F_C^* \cdot l \cdot \sqrt{a}}{2 \cdot b \cdot h^2} \cdot \frac{1,99 - \frac{a}{h} \cdot \left(1 - \frac{a}{h}\right) \left[2,15 - 3,93 \cdot \frac{a}{h} + 2,7 \cdot \left(\frac{a}{h}\right)^2\right]}{\left(1 + 2 \cdot \frac{a}{h}\right) \cdot \left(1 - \frac{a}{h}\right)^{\frac{3}{2}}} \quad [3.4]$$

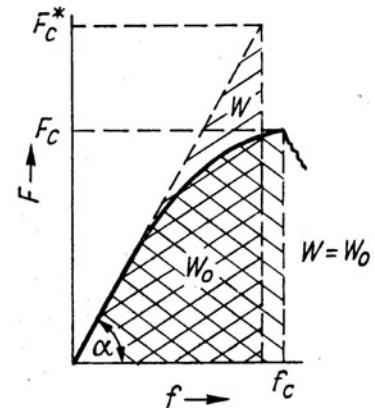


Abb. 3.2.2.12 Auswertung der Kraft-Durchbiegungskurve einer 3-PB-Probe

	b	h	a	L	A _{Lig}	m ₁	P _{max}	tan α	δ _{Pmax}	W _{Pmax}	1/2mg *δ _{Pmax}	ΣW _i	F _C *	k _{IC} [N/ mm ^{1,5}]	G _{IC} [N/m]
	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm ²]	[g]	[N]		[mm]	[Nm]	[Nm]	[Nm]	[N]		
1 1	8,00	10,06	4,89	40	41,4	1903,6	222,58	3290	0,11	0,014	0,001	0,016	319,4	4,03	6,62
1 2	8,08	10,04	4,91	40	41,5	1908,8	261,18	2730	0,12	0,018	0,001	0,019	323,0	4,09	6,80
1 3	8,03	10,00	4,91	40	40,9	1909,2	237,78	1940	0,13	0,020	0,001	0,021	286,9	3,70	5,57
1 4	7,96	10,07	4,96	40	40,7	1879,2	239,28	2700	0,10	0,014	0,001	0,015	288,3	3,73	5,65
Mittel														3,9	6,2
2 1	10,05	12,18	6,10	48	61,1	3486,0	303,78	3190	0,14	0,029	0,002	0,029	429,9	4,08	6,76
2 2	9,92	12,18	6,03	48	61,0	3451,9	315,76	2490	0,14	0,025	0,002	0,025	354,9	3,35	4,56
2 3	9,89	11,95	5,80	48	60,8	3377,9	342,98	2470	0,17	0,034	0,003	0,036	421,8	3,99	6,46
2 4	9,96	12,17	6,00	48	61,5	3456,7	310,76	3010	0,14	0,028	0,002	0,031	428,8	4,01	6,54
2 5	9,90	11,96	5,82	48	60,8	3383,7	307,38	2770	0,13	0,027	0,002	0,029	403,0	3,81	5,92
2 6	10,00	12,17	6,02	48	61,5	3530,9	310,76	2450	0,15	0,026	0,003	0,029	373,9	3,50	4,98
Mittel														3,8	5,9
3 1	12,12	14,10	7,12	56	84,6	5706,9	409,04	3740	0,18	0,048	0,005	0,051	617,2	4,61	8,63
3 4	12,02	14,08	7,09	56	84,0	5638,8	412,96	2830	0,21	0,053	0,006	0,053	547,2	4,11	6,87
Mittel														4,3	7,7

Tab. 3.2.2.4 Ableitung der Spannungsintensität nach der Äquivalenzenergiemethode

Unter Voraussetzung linearer Elastizität und unter Berücksichtigung der Dickenabhängigkeit [sahn_1] gilt:

$$G_{IC} = \frac{K_{IC}^2}{E} (1 - \nu^2) \quad [3.5]$$

Wittmann [witt_2] hat die Rissfortschrittsenergie G_{IC} für Porenbeton der Festigkeitsklasse GB 2,0 (N/mm²) senkrecht zur Treibrichtung mit 6,23 N/m und in Treibrichtung mit 5,98 N/m bestimmt. Diese Ergebnisse korrespondieren in etwa mit denen nach Tabelle 3.2.2.4. Die Werte wurden hier ausschließlich senkrecht zur Treibrichtung ermittelt. Es bleibt damit zu vermuten, dass die Bruchenergie eine von der Treibrichtung abhängige Größe darstellt und sich analog den Festigkeitskenngrößen entwickelt.

Nachfolgendes Diagramm Abb. 3.2.2.13 zeigt die Entwicklung der auf den Mittelwert der einachsigen Druckfestigkeit bezogenen Biegezugfestigkeit $f_{c,fl}/f_{cm}$ als abhängige Größe der Ligamenthöhe nach den Versuchen. Die Werte werden auf der Grundlage einer linearen Spannungsverteilung im geschlitzten Bereich des Balkens ermittelt. Die Biegezugfestigkeit gestaltet sich betragsmäßig größer als die zentrische Zugfestigkeit³. Mit zunehmender Balkenhöhe konvergiert sie, analog der Bruchenergie, gegen einen konstanten Wert. Zurückführen lässt sich das wiederum auf den Maßstabseinfluss.

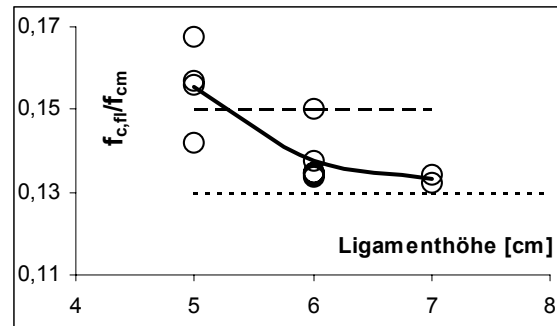


Abb. 3.2.2.13 Entwicklung der Biegezugfestigkeit

Entsprechend Abbildung 3.2.2.14 resultiert aus dem äußeren Moment der angegebene Spannungsverlauf. Unter der Last P_{max} kommt es infolge Mikrorissbildung zum Softening, wodurch sich der Bereich maximaler Zugspannungen in Richtung der Balkenoberkante verschiebt. Die von Mikrorissen durchsetzten Bereiche übertragen entsprechend dem materialspezifischen Entfestigungsverhalten geringere Zugspannungen. Durch die Spannungumlagerungen können das aufnehmbare Moment und damit P_{max} erhöht werden. Dieser Einfluss ist abhängig vom Entfestigungsverhalten des betrachteten Materials und somit von der Ausdehnung der Prozesszone. Wächst die Probenabmessung an, verliert der laststeigernde Umlagerungseffekt zunehmend an Einfluss, weil sich die Prozesszone unabhängig von der Bauteilabmessung gestalten.

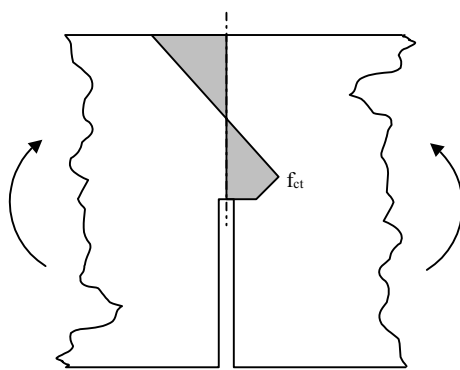


Abb. 3.2.2.14 Schematische Darstellung des Spannungsverlaufes im geschwächten Querschnittsbereich nach Elices/Planas [baza_2]

Erkennbar ist anhand der Versuchsergebnisse (Abb. 3.2.2.13) eine Abnahme und die Konvergenz der Biegezugfestigkeit gegen die zentrische Zugfestigkeit f_{ct} . Diese kann entsprechend der Versuche mit ca. 13% der einachsigen Druckfestigkeit angegeben werden. Zum Vergleich sind die Ergebnisse nach Sell [sell_1] zur zentralen Zugfestigkeit mit $0,15f_{cm}$ angegeben. Diese scheint betragsmäßig zu groß, wobei die Anzahl der diesem Bericht zugrunde liegenden Untersuchungen nicht ausreichend ist, um eine statistisch gesicherte Aussage zu treffen.

Die Bruchenergie G_F ist entsprechend den Versuchsergebnissen betragsmäßig mehr als doppelt so groß wie die Rissfortschrittsenergie G_{IC} . Die charakteristische Länge L_{ch} kann für Porenbeton auf der Grundlage der Versuchsdaten ($G_F=16 \cdot 10^{-3}$ N/mm, $E_c=2360$ N/mm² und $f_{ct}=0,13f_{cm}=0,572$ N/mm²) berechnet werden:

$$L_{ch} = \frac{G_F \cdot E}{f_{ct}^2} \quad [3.6]$$

Damit ergibt sich die charakteristische Länge des fiktiven Risses L_{ch} zu 11,5 cm und bestätigt die Erkenntnis, dass die LEBM nicht hinreichend das Tragverhalten des Porenbetons widerspiegelt.

Nach [baza_6] bewegt sich die charakteristische Länge von Normalbeton mit ca. 10 cm in vergleichbaren Größenordnungen. Für einen Beton mittlerer Festigkeit wird die Bruchenergie mit 130...140 N/m angegeben und ist damit betragsmäßig ca. 10-mal größer als die des Porenbetons. Ebenso weichen die Werte der Steifigkeit und der Zugfestigkeit um eine 10-er Potenz voneinander ab, so dass die charakteristische Risslänge nach Gleichung [3.6] als Maß der Sprödigkeit wieder übereinstimmt.

³ Bazant [baza_2] spricht in diesem Zusammenhang von der wahren Zugfestigkeit f'_t , die sich versuchstechnisch aufgrund systematischer Fehler nicht ermitteln lässt.

Diskussion des Entfestigungsverhaltens

Zur Beschreibung des Entfestigungsverhaltens nach Erreichen der Zugfestigkeit werden zwei Ansätze nach [baza_2] aufgegriffen. Unter Voraussetzung der Bruchenergie und der Zugfestigkeit soll der Verlauf linear bzw. exponentiell genähert werden.

Der lineare Verlauf (vgl. Abb. 3.2.2.15) ergibt sich aus der Bedingung, dass die Fläche unter der Funktion betragsmäßig der Bruchenergie entspricht. Damit entspricht die kritische Rissöffnung, bei der keine Zugspannungen mehr übertragen werden:

$$w_{C,LIN} = \frac{2 * G_F}{f_{ct}} \quad [3.7]$$

Die Ansatzfunktion der exponentiellen Näherung lautet:

$$\sigma(w) = a e^{-bw} \quad [3.8]$$

Freiwert a lässt sich aus der Tatsache bestimmen, dass für $w=0$; $\sigma(w)=f_{ct}$ ist. Zur Bestimmung des Freiwertes b wird durch Integration der Ansatzfunktion über w der resultierende Ausdruck mit G_F gleichgesetzt:

$$G_F = \int_0^{\infty} a e^{-bw} dw = \frac{-a}{b} [e^{-bw}]_0^{\infty} = \frac{a}{b} \quad [3.9]$$

Damit kann entsprechend Abbildung 3.2.2.15 die exponentielle Entfestigungsfunktion mit:

$$\sigma(w) = f_{ct} e^{-\frac{f_{ct}}{G_F} w} \quad [3.10]$$

angegeben werden.

Beide Funktionen unterscheiden sich bezüglich der Lage der Flächenresultierenden. Während bei der linearen Näherung die Lage mit $1/3 w_{C,LIN}$ angegeben werden kann, muss für die zweite Näherung das statische Moment 1. Ordnung gebildet und durch G_F dividiert werden:

$$M_1 = \int_0^{\infty} \sigma(w) w dw = \int_0^{\infty} a e^{-bw} w dw = \frac{-a}{b^2} [(1 + bw) e^{-bw}]_0^{\infty} = \frac{a}{b^2} \quad [3.11]$$

Damit ergibt sich für die Lage der Resultierenden $M_1/G_F = b^{-1} = G_F/f_{ct} = 1/2 w_{C,LIN}$.

Die Form der Entfestigungsfunktion und damit die Lage der resultierenden Zugkraft hat großen Einfluss auf das Gleichgewichts- und Deformationsverhalten einer Struktur. Durch abschließende Überlegungen soll eine der beiden Näherungen für numerische Berechnungen qualifiziert werden.

Ausgangspunkt hierfür bildet die 3. Serie der durchgeführten *three point bend tests*, weil mit zunehmender Balkenhöhe störende Einflüsse abklingen und die Bruchenergie gegen einen konstanten Wert konvergiert. Vorausgesetzt wird, dass die beiden Trägerhälften unendlich biegesteif sind und durch eine kohäsive Zone, den geschlitzten Bereich, verbunden werden. Des Weiteren sollen die Querschnitte eben bleiben, so dass eine gleichmäßige Verteilung der Dehnungen über die Probenhöhe vorausgesetzt werden kann. Damit kann die Rissöffnung genähert werden:

$$\tan \Phi = \frac{\delta}{L/2} \quad [3.12]$$

$$w = 2 \Phi x = \frac{4 \delta}{L} x = 186,7^{-1} x$$

Unmittelbar vor dem Bruch der Probe ist die messbare, von außen zugeführte Last P nahe Null. Die Beanspruchung der geschwächten Zone ergibt sich ausschließlich aus dem Moment infolge Eigenlast unter Berücksichtigung eines 25mm Überstandes über das Walzenlager:

$$M = \frac{g(L + 50\text{mm})}{2} * \frac{L}{2} - \frac{g * \left(\frac{L + 50\text{mm}}{2}\right)^2}{2} = 3888,8 \text{ Nmm} \quad [3.13]$$

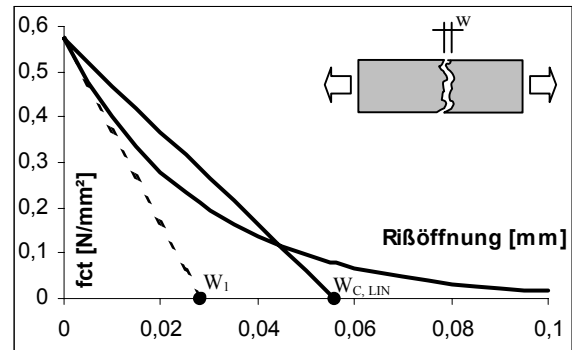


Abb. 3.2.2.15 Approximation des Entfestigungsverhaltens von Porenbeton/ (softening curve)

Serie 3:

$L = 560 \text{ mm}$,
 $B = 120 \text{ mm}$,
 $H = 140 \text{ mm}$,
 $g = 0,1 \text{ N/mm}$,
 $G_F = 0,016 \text{ N/mm}$,
 $G_{Ic} = 0,0077 \text{ N/mm}$,
 $\delta_{max} = 0,75 \text{ mm}$,
 $E = 2360 \text{ N/mm}^2$

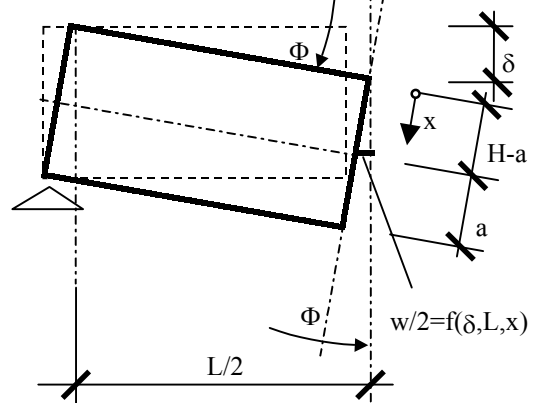


Abb. 3.2.2.16 Idealisiertes Verformungsverhalten des Dreipunktbiegetests

Die zur Absicherung des Gleichgewichtszustandes notwendige Zugkomponente kann durch Integration der Zugspannungen über die Querschnittshöhe ermittelt werden (vgl. Abb. 3.2.2.17). Durch Substitution von x durch die Rissweite w mit der vorausgesetzten Beziehung $x = w \cdot L / 4\delta$ und unter Ansatz der versuchstechnisch ermittelten Bruchenergie ergibt sich:

$$Z = b \int_0^{\infty} \sigma(x) dx = \frac{L}{4\delta} b \int_0^{\infty} \sigma(w) dw$$

$$= \frac{L}{4\delta} b G_F = 358,4 \text{ N.} \quad [3.14]$$

Der innere Hebelarm z beträgt:

$$z = \frac{M}{Z} = 10,9 \text{ mm.} \quad [3.15]$$

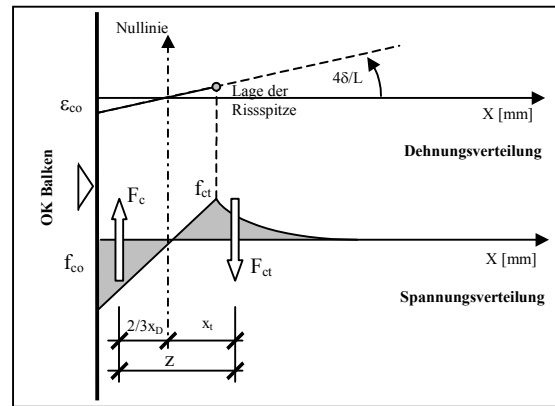


Abb. 3.2.2.17 Spannungs-Dehnungsverteilung entsprechend der Modellannahmen

Der zugbeanspruchte Bereich wird durch f_{ct} , G_F , G_{IC} und E charakterisiert. Aus den Überlegungen zur Rissfortschrittsenergie G_{IC} kann auf die Längenänderung ΔL_{el} geschlossen werden, bei der sich der Riss bildet. Unter Berücksichtigung der geometrischen Bedingungen kann die zugehörige x -Koordinate bzw. der Abstand des Risses von der Nulllinie berechnet werden (vgl. Abb. 3.2.2.18):

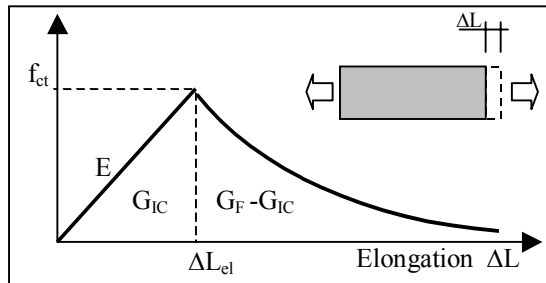


Abb. 3.2.2.18 Spannungs-Rissöffnungsbeziehung

$$\Delta L_{el} = \frac{2 G_{IC}}{f_{ct}} = 0,0269 \text{ mm} \quad [3.16]$$

$$x_{e1} = \frac{L}{4\delta} \Delta L_{el} = 5,03 \text{ mm} \quad [3.17]$$

Des Weiteren kann aus der Zugfestigkeit und der Steifigkeit die elastische Grenzdehnung ϵ_{el} berechnet werden.

$$\epsilon_{el} = \frac{f_{ct}}{E} = 0,242 \cdot 10^{-3} \quad [3.18]$$

Die Änderung der Dehnung über die Querschnittshöhe beträgt unter Voraussetzung des Ebenbleibens des Querschnitts:

$$\kappa = \frac{\epsilon_{el}}{x_{el}} = 0,0481 \cdot 10^{-3}. \quad [3.19]$$

Die Spannungsverteilung in der Druckzone wird linear veränderlich angenommen. Aufgrund des horizontalen Gleichgewichtes $F_c = F_{ct}$ kann die Druckzonenhöhe x_D nach Abb. 3.2.2.18 berechnet werden:

$$F_c = \sigma_o \frac{x b}{2} = E \epsilon_o \frac{x b}{2} = E \kappa \frac{x^2 b}{2},$$

$$x_D = \sqrt{\frac{2 F_c}{E b \kappa}} = 7,25 \text{ mm.} \quad [3.20]$$

Die resultierenden Spannungen an der Balkenoberseite betragen $\sigma_0 = 0,82 \text{ N/mm}^2$ und sind damit deutlich kleiner als die einachsige Druckfestigkeit nach den Materialuntersuchungen, so dass die Annahme einer linearen Spannungsverteilung gerechtfertigt ist.

Letztlich lässt sich der Abstand der resultierenden Zugkomponente von der Nulllinie angeben:

$$x_t = z - \frac{2}{3} x_D = 6,07 \text{ mm.} \quad [3.21]$$

Unter Verwendung der bekannten Durchbiegungs-Rissöffnungsbeziehung kann nun auf die Schwerpunktlage der Zugspannungen geschlossen werden:

$$w_R = \frac{L}{4\delta} x_t = 0,0324 \text{ mm.} \quad [3.22]$$

Wird entsprechend Abbildung 3.2.2.18 für das lineare bzw. exponentielle Entfestigungsmodell der Abstand der Resultierenden berechnet, ergeben sich folgende Werte:

$$w_{R,LIN} = 0,0276 \text{ mm,}$$

$$w_{R,EXP} = 0,0302 \text{ mm.}$$

Man kann feststellen, dass die exponentielle Näherung den Gleichgewichtsbedingungen im Bruchzustand am nächsten kommt. Damit bildet das exponentielle Entfestigungsmodell die Grundlage für weiterführende numerische Untersuchungen. Bilineare Ansätze nach [baza_2] stellen bezüglich der Lage der Resultierenden den

Übergang zwischen der linearen und exponentiellen Entfestigung dar und sind aufgrund vorangegangener Überlegungen nicht bedeutungsvoll.

Basierend auf den Zusammenhängen nach Gleichung [3.16], [3.18] kann auf die Breite der Prozesszone L_b für Porenbeton geschlossen werden.

$$L_b = \frac{\Delta L_{el}}{\varepsilon_{el}}. \quad [3.23]$$

Danach ergibt sie sich am Beispiel der Versuchsserie 3 zu 112 mm. Für Normalbeton wird die Breite der Prozesszone [baza_2] mit dem dreifachen Wert des Größtkornes überschlagen und variiert hier für $D_{max}=16...32\text{mm}$ zwischen 48 und 96mm. Auch hier lassen sich zwischen Porenbeton und Normalbeton Ähnlichkeiten aufdecken, die den Schluss nahe legen, dass das Entfestigungsverhalten beider Materialien nicht deutlich voneinander abweicht.

Das bedeutet, dass die Breite der Prozesszone in Bezug auf die Abmessungen der Proben nicht vernachlässigbar klein ist. Damit scheint die Anwendung des CBM (*crack band model*) nach Bazant [baza_2] unter Ansatz der Rissbandbreite L_b ca. 100mm für Untersuchungen an Porenbeton geeignet.

Schlussfolgerungen und Ausblick

Die durchgeführten experimentellen Untersuchungen und theoretischen Überlegungen dienen der Beschreibung des Entfestigungsverhaltens von Porenbeton. Für numerische Untersuchungen von Strukturen aus Porenbeton ist die Erfassung der Entfestigung unter Berücksichtigung der Bruchenergie Voraussetzung für eine hinreichend exakte Beschreibung des tatsächlichen Tragverhaltens. Zusammen mit einem räumlichen Materialmodell nach Abschnitt 3.2.1 werden dreidimensionale Analysen bewehrter Strukturen aus Porenbeton möglich.

Grundlage solcher Analysen sollte das diskutierte CBM (*crack band model*) nach Bazant sein, weil hier die materialspezifische Ausdehnung der Prozesszone im Porenbeton berücksichtigt werden kann und damit eine bessere Näherung der Rissentwicklung und Rissverteilung möglich wird.

Weiterführende Untersuchungen zum Spannungs-Dehnungsverhalten des Porenbetons unter variierenden räumlichen Druckspannungszuständen müssen angestrengt werden, um deren Einfluss auf die Steifigkeitsentwicklung zu erfassen. Damit kann das Deformationsverhalten bewehrter Strukturen in numerischen Berechnungen präzisiert werden.

3.2.3 Steifigkeitsentwicklung bei räumlicher Druckbeanspruchung

3.2.3.0 Kurzdarstellung der Versuchsergebnisse

Experimentelle Untersuchungen an zylindrischen Proben aus Porenbeton geben Aufschluss über das Spannungs-Dehnungsverhalten bei Längsdruck und variierenden Manteldruckspannungen. Danach kann für Porenbeton eine Erhöhung der Steifigkeit bei ansteigenden Manteldrücken festgestellt werden. Des Weiteren kommt es zu einer qualitativen Änderung im Verlauf der Arbeitslinie, die sich auf ein modifiziertes Bruchverhalten zurückführen lässt. Überlegungen bezüglich der numerischen Umsetzung werden angestellt.

3.2.3.1 Zielstellung

Für die Durchführung nichtlinearer Strukturanalysen ist die Modifikation der Steifigkeit von zentraler Bedeutung. Durch iterative Anpassung der Steifigkeitsmatrix kann eine wirklichkeitsnahe Simulation der strukturellen Veränderungen, wie zum Beispiel der Berücksichtigung der Entfestigung infolge Rissbildung, erfolgen. Hierfür sind umfassende Informationen über das Materialverhalten erforderlich. Jeder räumlichen Verzerrungskonstellation muss ein Spannungszustand zugeordnet werden können. Ziel der Versuche ist die Untersuchung der Steifigkeitsentwicklung von Porenbeton bei mehraxialer Druckbeanspruchung. Außerdem soll eine Referenzarbeitslinie abgeleitet werden, die Grundlage für numerische Berechnungen bildet.

3.2.3.2 Vorbetrachtung

Nach Abschnitt 3.2.1 ändert sich bei Porenbeton bei hydrostatischer Beanspruchung das Bruchverhalten aufgrund seines hohen Porengehaltes von ca. 80 Vol.-%. Hier kommt es zu einem Versagen infolge Porenquetsungen bzw. zu einer Verdichtung des Materials. Entsprechende Beobachtungen konnten bei Untersuchungen zur Teilflächenbelastung an Elementen aus Porenbeton oder in Versuchen zur Tragfähigkeit von Verankerungsstäben in Porenbeton gemacht werden.

3.2.3.3 Versuchsaufbau und Durchführung

Die Versuche werden an zylindrischen Proben durchgeführt. Die Entnahme der Proben erfolgt aus dem unteren Drittel handelsüblicher Plansteine (Festigkeitsklasse 4,0 N/mm² /Rohdichteklasse 0,6 kg/dm³) senkrecht zur Treibrichtung. Anschließendes Nassschleifen der Stirnflächen sichert die erforderliche Maßhaltigkeit der Zylinder. Diese werden bei 55°C konditioniert und anschließend in einem klimatisierten Raum aufbewahrt, um störende Einflüsse infolge des Feuchtegehaltes klein zu halten. Die Prüffeuchte beträgt beim Versuch im Mittel 2,7 M.-%.

Vorgesehen sind 3 Versuchsserien, die sich (vgl. Tab. 3.2.3.1) in der Größe des seitlichen Druckes auf die Manteloberfläche σ_M der Probezylinder unterscheiden. In jeder Versuchsserie werden 5 Einzeltests durchgeführt. Der Manteldruck variiert zwischen $\sigma_M = 0 \dots 1 \sigma_L$. Als Zwischengröße wird die Manteldruckspannung so gewählt, dass sich die Querdehnung zu Null ergibt. Die Querdehnzahl wird nach Abschnitt 3.5.5 mit 0,2 angenommen.

	Mantelspannung	Probenanzahl
Serie 1	$\sigma_M = 0,0 \sigma_L$	5
Serie 2	$\sigma_M = 0,2 \sigma_L$	5
Serie 3	$\sigma_M = 1,0 \sigma_L$	5

Tab. 3.2.3.1 Versuchsprogramm

Zur Versuchsdurchführung dient eine Triaxialzelle (vgl. Abb. 3.2.3.1). Diese wurde für die eingangs erwähnten Untersuchungen zum Widerstand unter räumlichen Beanspruchungszuständen (Abschn. 3.2.1) für den Porenbeton konstruiert.

Die Triaxialzelle besteht aus einem Stahlzylinder und einer eingesetzten Gummimanschette. Zwischen Manschette und Stahlzylinderwand wird Öl gepresst, so dass auf die sich in der Manschette befindliche Probe Manteldruckspannungen wirksam werden. Eine ausführliche Beschreibung des Versuchsaufbaus und der Durchführung wird in Abschnitt 3.2.1 gegeben.

Die Ergänzung des hier beschriebenen Versuchsaufbaus durch drei induktive Wegaufnehmer (IWT 5mm) ermöglicht die Erfassung der Spannungs- Dehnungsbeziehung in Längsrichtung der Triaxialzelle. Die Messlänge entspricht dabei der gesamten Probenlänge.

Die Belastung wird stetig, kraftgesteuert in die Proben eingetragen. Die Längsdruckbeanspruchung wird über eine servo-hydraulische Belastungssteuerung, die Mantelspannungen mittels handgeregelter Belastungstechnik realisiert.

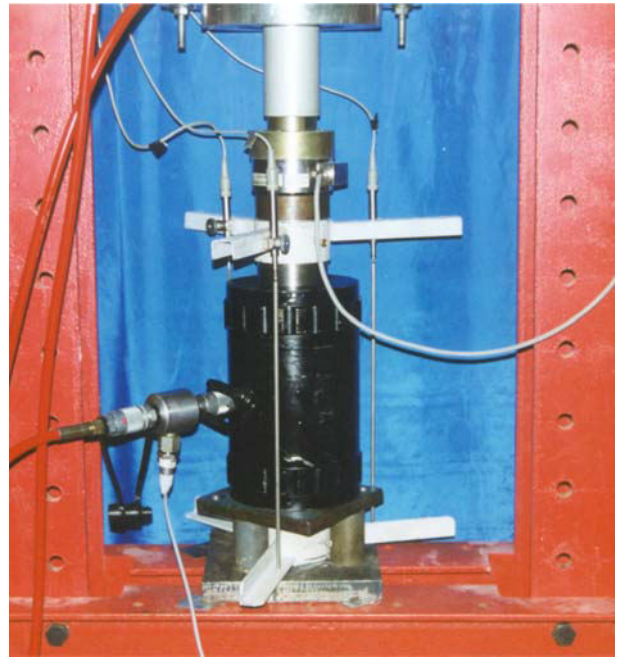


Abb. 3.2.3.1 Versuchsstand mit Triaxialzelle; erweitert um IWT 5 mm

3.2.3.4 Ergebnisdarstellung

In den Abb. 3.2.3.2a-c sind die beobachteten Bruchformen dargestellt. Danach kann für die Serie 1 das typische Bruchverhalten von Betonen infolge Erreichen der kritischen Hauptspannungsdifferenz festgestellt werden. Es kommt in Längsrichtung zur Rissbildung, die zu einer Entfestigung in Querrichtung führt (vgl. Abschn. 3.2.5) und das Versagen der Probe einleitet.



Abb. 3.2.3.2a
Bruchbild der Versuchsserie 1



b
Bruchbild der Versuchsserie 2



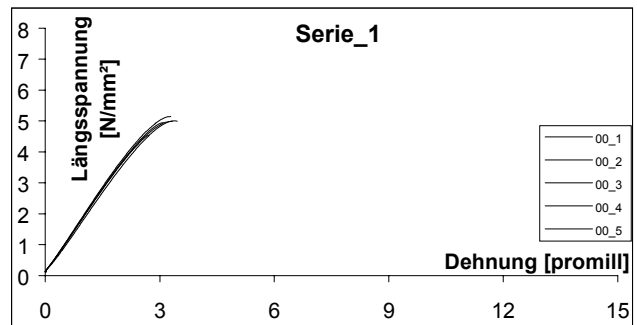
c
Bruchbild der Versuchsserie 3 (rechts); links: intakte Probe

Die Serien 2 und 3 verdeutlichen die Besonderheiten im Materialverhalten des Porenbetons gegenüber anderen Betonen. Aufgrund des hohen Luftporengehaltes setzt vor Erreichen der kritische Hauptspannungsdifferenz bzw. der kritischen Schubspannung eine Zerstörung/ Quetschung der Poren ein, wobei die Zellwände ausknicken und lokale Bereiche verdichtet werden.

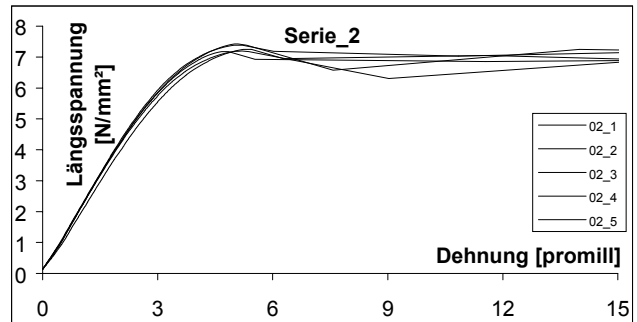
Nachfolgende Diagramme 3.2.3.1a-c zeigen die messtechnisch ermittelten Spannungs-Dehnungsbeziehungen für die einzelnen Versuchsserien. Entsprechend der Versagensform endet die einachsige Arbeitslinie kurz nach Erreichen der maximalen Festigkeit. Die Dehnungen im Bruchzustand der Serie 1 betragen im Mittel 3,2‰.

In Serie 2 fallen die gemessenen Längsdruckspannungen nach Erreichen ihrer maximalen Werte geringfügig ab. Anschließend stellt sich ein idealplastischer Verlauf der Spannungs-Dehnungsbeziehung ein. Die Dehnung bei maximaler Spannung beträgt im Mittel 5,1‰.

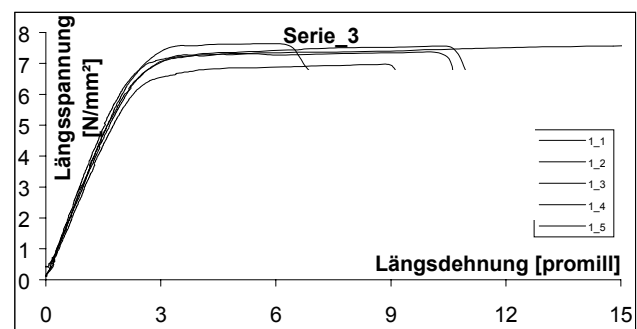
In Serie 3 ist ein solcher Abfall nicht zu beobachten. Die Spannungs-Dehnungsbeziehung verläuft nach Erreichen der maximalen Spannungswerte analog der Serie 2 idealplastisch. Die maximalen Festigkeitswerte werden im Mittel bei 5,96‰ festgestellt.



Dia. 3.2.3.1a Spannungs-Dehnungslinie der Versuchsserie 1



Dia. 3.2.3.1b Spannungs-Dehnungslinie der Versuchsserie 2



Dia. 3.2.3.1c Spannungs-Dehnungslinie der Versuchsserie 3

Versuchsbezeichnung	Bruchzustand				
	Längsdruckspannungen [N/mm²]	Querdrukspannungen [N/mm²]	Dehnung [‰]	σ_M/σ_L	
Serie 1	0,0 1	5,15	-	3,29	0
	0,0 2	4,99	-	3,33	0
	0,0 3	(4,54)	-	(2,72)	0
	0,0 4	5,01	-	3,37	0
	0,0 5	4,94	-	3,09	0
Mittelwert S 1	5,02	-	3,27	0	
Serie 2	0,2 1	7,25	1,45	5,31	0,200
	0,2 2	7,19	1,45	5,19	0,201
	0,2 3	7,17	1,44	4,84	0,201
	0,2 4	7,38	1,48	5,07	0,200
	0,2 5	7,42	1,48	5,09	0,199
Mittelwert S 2	7,28	1,46	5,10	0,20	
Serie 3	1,0 1	7,42	7,26	5,42	0,978
Serie 3	1,0 2	7,64	7,28	4,92	0,953
	1,0 3	6,88	7,00	5,49	1,017
	1,0 4	7,31	7,31	4,99	1,000
	1,0 5	7,35	7,60	5,60	1,040
Mittelwert S 3	7,32	7,29	5,28	0,996	

Tab. 3.2.3.2 Bruchspannungen und -dehnungen

Die eindeutige Bestimmung des Überganges der Arbeitslinie aus Serie 3 in den horizontalen Verlauf und damit die Zuordnung der entsprechenden Stauchungen gestaltet sich schwierig. Der idealplastische Verlauf der Arbeitslinien aus Serie 2 und 3 lässt sich auf die lokale Zerstörung von Poren bei Erreichen kritischer Spannungswerte zurückführen. Dieser Verlauf in der Arbeitslinie stellt damit eine Besonderheit gegenüber den Normal- oder Leichtbetonen dar.

Diagramm 3.2.3.2 zeigt die Spannungs-Dehnungslinien aller Serien im Vergleich. Erkennbar ist, dass die Steifigkeit mit zunehmenden Manteldruck stetig anwächst. Zur Ermittlung der Steifigkeit wird der Sekantenmodul zwischen 0,5 und 1,5‰ Stauchung (vgl. Tab.3.2.3.3) gebildet. Das orientiert¹ sich an der Empfehlung nach EN_1352 [rich_7].

¹ Hier wird der statische E-Modul nach dreimaliger Lastwiederholung als Sekantenmodul zwischen 1/20 und 1/3 der Nennfestigkeit ermittelt.

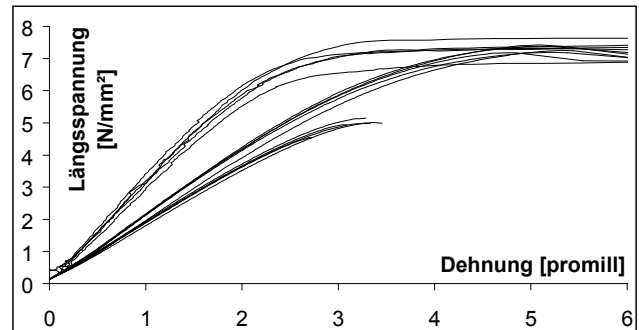
Die Messung der E-Moduli entsprechend der gewählten Versuchsanordnung ist an Fehler geknüpft. Die Längenänderung der Probezylinder kann nur über ihre gesamte Länge, einschließlich der Endbereiche und Kontaktflächen, erfolgen (vgl. Abb. 3.2.3.1). Des Weiteren kann nicht das in EN 1352 vorgesehene Belastungsprogramm zur Ermittlung des E-Moduls nachgefahren werden, weil der dreimalige Belastungsvorgang mit der vorhandenen Steuertechnik (manuelle Regelung des seitlichen Manteldruckes) nicht hinreichend exakt realisierbar ist.

Versuchsbezeichnung	Ermittlung der Steifigkeit			
	Längsdruckspannungen bei 0,5‰ [N/mm ²]	Längsdruckspannungen bei 1,5‰ [N/mm ²]	E-Modul [N/mm ²]	
Serie 1	0,0 1	1,00	2,86	1860
	0,0 2	1,00	2,79	1790
	0,0 3	0,98	2,79	1810
	0,0 4	0,92	2,68	1760
	0,0 5	0,99	2,82	1830
Mittelwert S 1	0,978	2,788	1810	
Serie 2	0,2 1	0,95	2,97	2020
	0,2 2	1,08	3,17	2090
	0,2 3	1,09	3,22	2130
	0,2 4	1,03	3,22	2190
	0,2 5	1,05	3,17	2120
Mittelwert S 2	1,04	3,15	2110	
Serie 3	1,0 1	1,59	4,70	3110
	1,0 2	1,60	4,74	3140
	1,0 3	1,45	4,37	2920
	1,0 4	1,55	4,56	3010
	1,0 5	1,73	4,91	3180
Mittelwert S 3	1,584	4,656	3072	

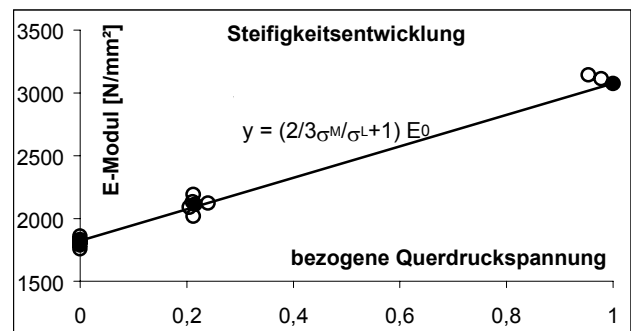
Tab. 3.2.3.3 Steifigkeitsentwicklung

Zur Quantifizierung der systematischen Fehler wird bei gleicher Versuchsanordnung in der Triaxialzelle das Belastungsprogramm nach EN_1352 [rich_7] an drei Referenzkörpern ohne seitlichen Manteldruck entsprechend Serie 1 gefahren. Der gemessene E-Modul beträgt im Mittel 1969 N/mm² und liegt damit 8,8% oberhalb der Messungen nach Serie 1. Zurückführen lässt sich dieser Effekt auf eine leichte Gefügeverdichtung bzw. Strukturveränderung, die die Probe im unteren Drittel der Beanspruchung (bezogen auf die einaxiale Druckfestigkeit f_{cm}) erfährt.

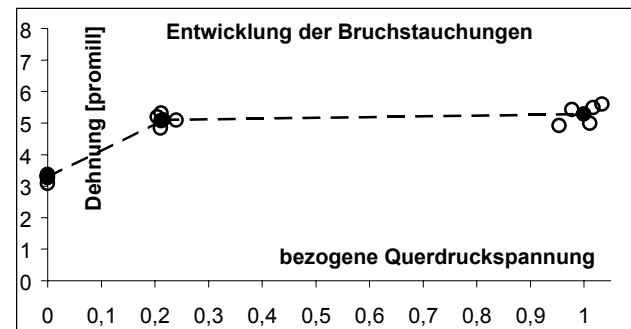
Der systematische Fehler, resultierend aus der Messung über die gesamte Probenlänge, soll durch vergleichende Messungen an weiteren drei Proben außerhalb der Triaxialzelle entsprechend EN_1352 festgestellt werden. Hierbei wird die Stauchungen ausschließlich im mittleren Drittel der Proben abgegriffen. Der gemessene E-Modul beträgt im Mittel 2192 N/mm² und liegt damit 11,3% oberhalb der Messergebnisse, die in der Triaxialzelle bei dreimaliger Belastung (EN_1352) festgestellt wurden. Durch die Reduzierung der Messlänge von der gesamten Probenlänge auf das mittlere Drittel müsste es eigentlich zu einer Verringerung des E-Moduls kommen, weil hier die infolge Querdehnungsbehinderung der Stirnflächen steiferen Endbereiche nicht im Messbereich enthalten sind. Es ist jedoch bekannt, dass in der Kontaktfläche zwischen Probe und Druckplatte relativ große Verformungen auftreten, die bei Messungen zwischen den Druckplatten einen scheinbar kleineren E-Modul zur Folge haben. Da sich die beiden gegenläufigen Effekte bei der Änderung der Messlänge überlagern, hat offensichtlich der "Kontaktflächeneffekt" einen deutlich größeren Einfluss als der "Querdehnungseffekt".



Dia. 3.2.3.2 Spannungs-Dehnungslinien in Abhängigkeit von den seitlichen Manteldruckspannungen



Dia. 3.2.3.3 Entwicklung der Steifigkeit in Abhängigkeit des seitlichen Druckes



Dia. 3.2.3.4 Entwicklung der Bruchstauchung in Abhängigkeit des seitlichen Druckes

Trotz der genannten systematischen Fehler kann davon ausgegangen werden, dass die durchgeführten Messungen in der Triaxialzelle ihren qualitativen Charakter behalten.

Diagramm 3.2.3.3 stellt die Entwicklung der Steifigkeit in Abhängigkeit von der Manteldruckspannung dar. Es ergibt sich ein linearer Zusammenhang. Ausgehend von E_0 wächst die Steifigkeit nach den Versuchsergebnissen auf den Wert $5/3E_0$ an.

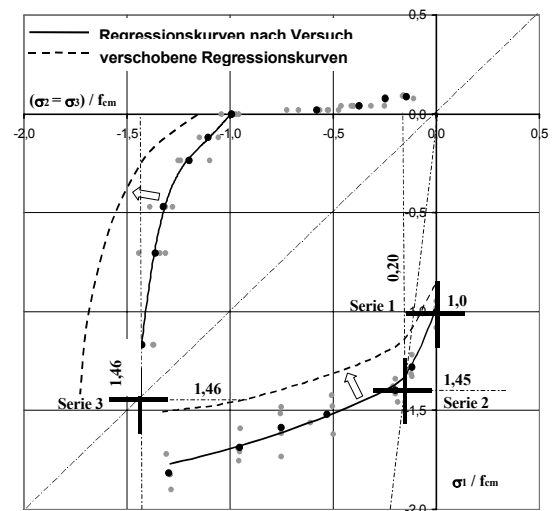
In Diagramm 3.2.3.4 ist die Entwicklung der Stauchung bei Erreichen maximaler Spannungswerte in Abhängigkeit von der Mantelspannung dargestellt. Verglichen mit einer Probe, die sich in Querrichtung frei verformen kann, ist bei Verhinderung der Querdehnung ein deutlicher Zuwachs dieser Stauchung erkennbar. Dieser Sachverhalt korrespondiert mit der Feststellung einer neuen Bruchqualität infolge der verhinderten Querdehnung. Aufgrund dessen wird die Mikro- bzw. Sammelrissbildung in Längsrichtung unterdrückt. Das Versagen infolge Porenquetschung bedingt einen entsprechend höheren Wert der zur maximalen Spannung gehörenden Stauchung. Eine betragsmäßige Veränderung dieser Stauchung durch Erhöhung des seitlichen Druckes von 0,2 auf 1,0 σ_L (von Serie 2 auf 3) kann nicht abgeleitet werden. Zwar scheint bei Serie 3 aufgrund der höheren Steifigkeit die zur maximalen Spannung gehörende Stauchung geringer als bei Serie 2 auszufallen (vgl. Dia. 3.2.3.2), jedoch lassen sich die maximalen Spannungswerte in etwa bei der gleichen Stauchung feststellen.

Der Begriff Bruchstauchung scheint in diesem Zusammenhang nicht geeignet. Die Versuche der Serien 2 und 3 wurden zum Schutz der Messtechnik nach einer Längenänderung von ca. 2mm abgebrochen, das entspricht einer mittleren Stauchung von 10‰. Es kann davon ausgegangen werden, dass der ideal-plastische Verlauf der Spannungs-Dehnungsbeziehung solange andauert, bis alle Poren geschlossen sind. Im Anschluss daran ist mit einer Nachverfestigung des Materials zu rechnen. Für numerische Berechnungen scheint es daher nicht sinnvoll, bei entsprechender Spannungskonstellation die Arbeitslinie horizontal zu begrenzen.

Beim Vergleich der maximalen Druckspannungen kann für den Fall der verhinderten Querdehnung eine Festigkeitssteigerung von 1,45 und für den Fall des hydrostatischen Druckes von 1,46 gegenüber der einachsigen Druckfestigkeit angegeben werden. Das korrespondiert mit den Ergebnissen nach Abschnitt 3.2.1 (vgl. Dia. 3.2.3.5).

Der nichtsymmetrische² Verlauf der stark gezeichneten Messkurven nach Diagramm 3.2.2.5 lässt sich nach Abschnitt 3.2.1 auf das anisotrope Materialverhalten infolge des Treibprozesses zurückführen. In Treibrichtung sind die Festigkeitswerte kleiner als senkrecht zu ihr. Die dort messtechnisch erfassten Werte wurden durch gestrichelte Linien ergänzt. Die so entstehenden Umhüllenden stellen zwei Grenzfälle dar. Die äußere Umhüllende bedeutet keinerlei Störung infolge des Treibprozesses, die innere eine Verminderung der Festigkeit in jede Richtung.

Das Diagramm 3.2.3.5 wird um die Ergebnisse der Versuchsserien 1-3 erweitert³. Dabei kann festgestellt werden, dass sich die Bruchspannungswerte der Serie 1 und 2 auf der äußeren Umhüllenden befinden. Eine Beeinträchtigung der Spannungs-Dehnungslinien durch die Störung infolge des Treibprozesses sind entsprechend der Hypothese nicht gegeben. Dagegen scheinen die Messergebnisse der Serie 3 den Schnittpunkt der inneren Umhüllenden mit der hydrostatischen Achse zu bilden. Der Schnittpunkt konnte in Abschnitt 3.2.1 aufgrund messtechnischer Probleme nicht erfasst werden. Das Versagen der Proben der Serie 3 wird durch die geschwächte bzw. gestörte Achse bedingt, die entsprechend der Probenentnahme senkrecht auf der Zylinderlängsachse steht. Diese Annahme wird gestützt durch die Versagensbilder (vgl. Abb. 3.2.3.2c). Die HP-schalenartige Eindrückung ist nur in einer Richtung, der Treibrichtung, zu beobachten. Damit kann die in Abschnitt 3.2.1 geäußerte Vermutung bezüglich der beiden Umhüllenden bzw. Versagensthypothesen bestätigt werden.



Dia. 3.2.3.5 Ergebnisse der Festigkeitsuntersuchung nach Abschn. 3.2.1, ergänzt durch die aktuellen Messwerte

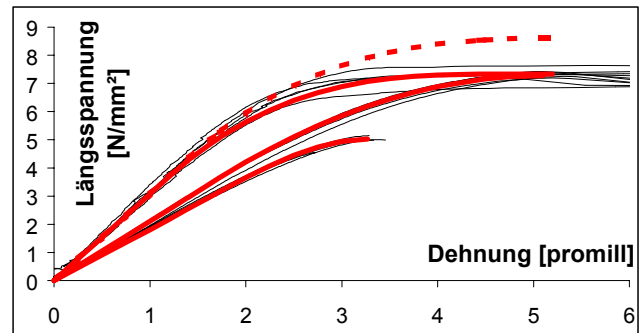
² Die Anwendung des Begriffes der Symmetrie ist in diesem Zusammenhang nicht völlig korrekt, weil sich zwar der gemeinsame Schnittpunkt der Äste auf der hydrostatischen Achse befindet, jedoch die Schnittpunkte mit den Achsen betragsmäßig nicht übereinstimmen.

³ Die Mittelwerte der Serien 1-3 sind durch Kreuze gekennzeichnet.

Weiterführende Überlegungen

Für die numerische Anwendung ist eine geeignete mathematische Näherung der Arbeitslinie im Druckbereich erforderlich. Das Diagramm 3.2.3.6 zeigt die messtechnisch aufgenommenen Spannungs-Dehnungslinien aller drei Serien und Näherungen der Arbeitslinie (stark gezeichnete Linien).

Zur Näherung einer Arbeitslinie werden zwei Funktionen gewählt. Im Bereich geringer Beanspruchung, bis zum 0,5-fachen der maximalen Spannungswerte jeder Serie, soll eine Gerade das Materialverhalten widerspiegeln. Daran wird ein Polynom 3. Grades bis zum maximalen Spannungswert angeschlossen. Die vier Freiwerte lassen sich aus der Lage der begrenzenden Punkte und dem bekannten Anstieg der Endtangenten an diesen Punkten bestimmen. Ausgangspunkt bilden die Mittelwerte nach den Versuchen (vgl. Tab. 3.2.3.2-3).



Dia. 3.2.3.6 Näherung des Spannungs-Dehnungsbeziehung der untersuchten Serien

Schlussfolgerung

Es kann unter Berücksichtigung des Abschnittes 3.2.1 festgestellt werden, dass eine Verhinderung der Querdehnung die Mikrorissentwicklung und Sammelrissbildung in Längsrichtung unterbindet und damit der Bruch infolge Erreichen der kritischen Hauptspannungsdifferenz nicht massgeblich wird. Zu beobachten ist dann ein Versagen infolge Porenquetschung. An diese neue Versagensqualität ist eine höhere Bruchstauchung gebunden. Eine lineare Abhängigkeit der Steifigkeit von der Größe der seitlichen Druckspannung ist somit gegeben.

Zur mathematischen Abbildung der Arbeitslinie im Druckbereich bietet sich eine Näherung durch zwei separate Funktionen an. Im Bereich kleiner/gleich dem 0,5-fachen der maximalen Druckspannungswerte kann das Spannungs-Dehnungsverhalten durch eine Gerade, im Bereich größer dem 0,5-fachen der maximalen Druckspannungswerte durch eine kubische Näherungsfunktion hinreichend abgebildet werden.

3.2.4 Verhalten unter zyklischer Beanspruchung

3.2.4.0 Kurzdarstellung der Versuchsergebnisse

Experimentelle Untersuchungen zur Schwingfestigkeit an zylindrischen Proben aus Porenbeton geben Aufschluss über die Dauerfestigkeit von Porenbeton. Danach kann für Porenbeton eine höhere Schwingfestigkeit als für Normal- oder Leichtbeton festgestellt werden. Weitere Überlegungen bezüglich der Dauerstandsfestigkeit werden angestellt.

3.2.4.1 Zielstellung

Die maßgebliche Größe zur Beurteilung der Tragfähigkeit von Betonen unter statischer Belastung stellt die Dauerstandsfestigkeit dar. Diese ist als diejenige Spannungsgröße definiert, die als statisch ruhende Dauerlast unendlich lange vom Baustoff ertragen wird. Deshalb sind zum Nachweis der Dauerstandsfestigkeit Versuche mit langfristig wirkenden, konstanten Belastungen erforderlich. Um kurzfristig Informationen zur Dauerstandsfestigkeit zu erhalten, werden die durch mechanische Einwirkungen hervorgerufenen Strukturschädigungen durch schwellende Belastung vorangetrieben. Aus der Gegenüberstellung der Schwingfestigkeiten von Leicht-, Normal- und Porenbeton sollen Rückschlüsse bezüglich der Dauerstandsfestigkeit des Porenbetons gezogen werden.

3.2.4.2 Vorbetrachtung

Die Dauerstandsfestigkeit von Normal- und Leichtbeton liegt unterhalb der im Kurzzeitversuch gewonnenen Druckfestigkeit. Grund hierfür sind zeitlich bedingte, strukturelle Veränderungen. Ursächlich lässt sich das auf Rissbildungs- und Ausbreitungsprozesse zurückführen. Unter statischer Dauerlast wachsen die Risse infolge von Kriechprozessen und leiten schließlich das Versagen ein [witt_6]. Des Weiteren wird die Dauerstandsfestigkeit durch die stetige Festigkeitszunahme infolge fortschreitender Hydratation beeinflusst. Dieser Prozess wirkt der Rissbildung bzw. dem Risswachstum entgegen. Die durch das Risswachstum verursachte Festigkeitsabminderung wird nach einer bestimmten Zeit durch die Nacherhärtung überkompensiert, so dass die Festigkeit wieder ansteigt.

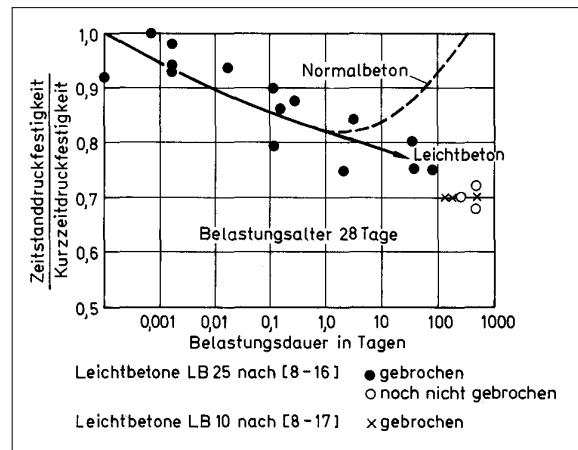


Abb. 3.2.4.1 Zeitstand- bzw. Dauerstandsfestigkeit von Leichtbeton mit geschlossenem Gefüge und von Normalbeton [weig_5]

Deshalb kann nach hinreichend großer Belastungsdauer ein Versagen für Normalbeton unter entsprechenden statisch wirkenden Spannungen ausgeschlossen werden.

Nach [witt_6] wird die kritische Standzeit mit 3...10 Tagen angegeben, wobei der hier untersuchte Normalbeton nach 28 Tagen erstmalig belastet wurde. Die zugehörige maximale Spannung liegt zwischen 80 ... 85% der einaxialen Druckfestigkeit ([rusc_3], [witt_6]).

Bei Leichtbeton nimmt die Nacherhärtung infolge Hydratation nicht den gleichen Stellenwert wie bei Normalbeton ein. Deshalb können sich Dauerbrüche noch nach mehreren Jahren einstellen. Auch die zur Dauerstandsfestigkeit korrespondierende Spannung liegt mit etwa 70 ... 75% der einaxialen Druckfestigkeit unterhalb der des Normalbetons [weig_2, zelg_1].

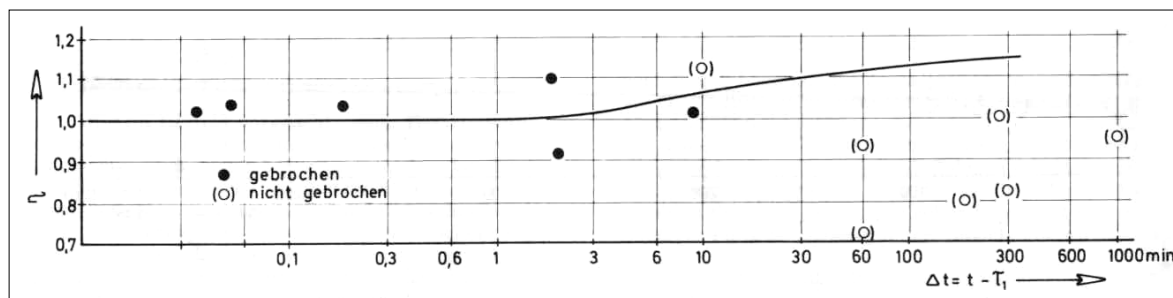


Abb. 3.2.4.2 Verlauf der Druckfestigkeit von Porenbeton als Funktion einer hohen Dauerlast [witt_6]

Aufgrund der Herstellung von Porenbeton kann der Hydratationsprozess nach dem Autoklavieren als weitestgehend abgeschlossen betrachtet werden. Damit ist eine entsprechende Festigkeitssteigerung infolge Alterung nicht zu erwarten. Versuche nach **Wittmann** [witt_6] und **Sell** [sell_2] brachten bezüglich der Dauerstandsfestigkeit keine eindeutigen Ergebnisse. Während in [sell_2] (Abb. 3.2.4.3) ein Festigkeitsabfall gegenüber der statischen Druckfestigkeit festgestellt wurde, berichtet Wittmann [witt_6] von einer Steigerung der Festigkeit unter ruhender Dauerbelastung.

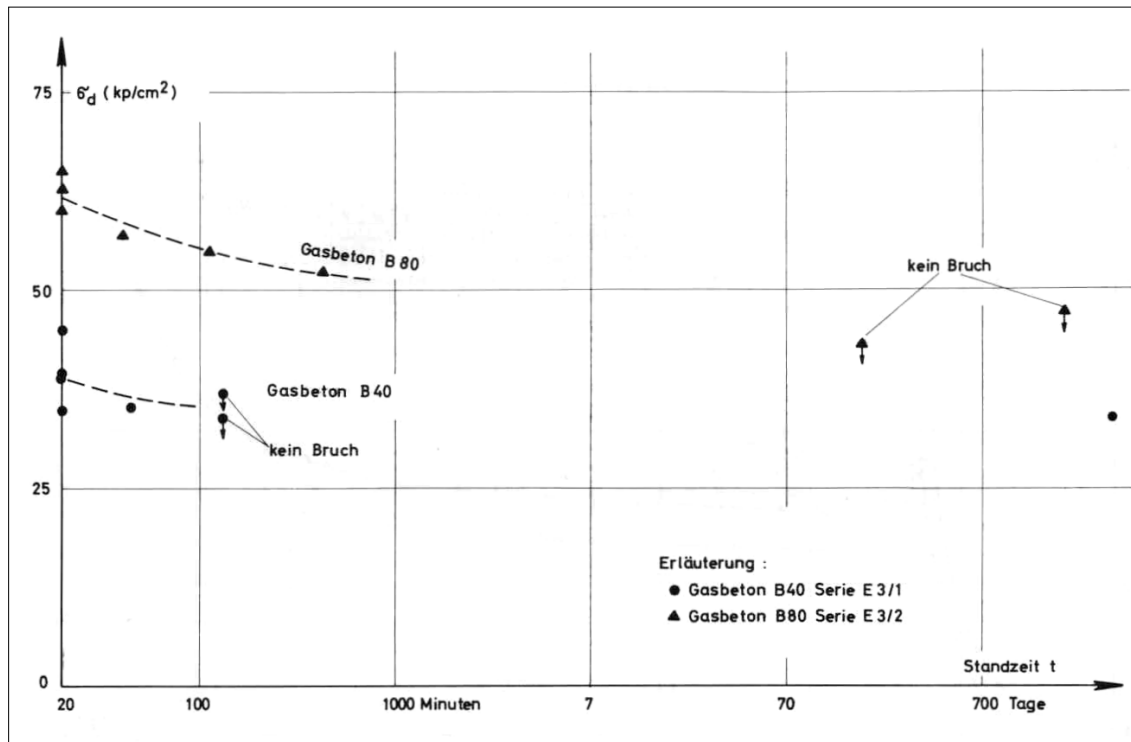


Abb. 3.2.4.3 Abhängigkeit der Standzeit von der Dauerspannung bei Porenbeton [sell_2]

Wittmann [witt_6] deutete die zeitliche Veränderung der Festigkeit unter statischer Dauerbelastung als das Zusammenspiel zweier konkurrierender Einflüsse. Einerseits ist das Kriechen für die Ausbreitung von Rissen verantwortlich und vermindert dadurch die Festigkeit. Andererseits führt die durch das Kriechen verursachte Relaxation in der Nähe der Risswurzel zum Abbau der Spannungsspitzen und somit zur Steigerung der makroskopischen Festigkeit. Ob bei einer Probe der Bruch einsetzt, hängt davon ab, welcher Prozess jeweils der dominierende ist. In den durchgeführten Versuchen konnte kein Dauerstandsbruch bei einer Belastungsdauer größer 10 min festgestellt werden. Wittmann schlussfolgerte, dass Porenbetonproben, die in den ersten Minuten unter einer statischen Belastung keinen Dauerstandsbruch erleiden, diese Belastung theoretisch unendlich lange ertragen können.

Ein direkter Vergleich der Versuchsergebnisse nach [sell_2], [witt_6] gestaltet sich schwierig, da Randbedingungen variieren bzw. nicht eindeutig der Literatur zu entnehmen sind. Von besonderem Interesse sind dabei der Zusammenhang zwischen Treibrichtung und Belastungsrichtung, die Festigkeitsklasse und die Prüffeuchtigkeit der Proben. Es ist bekannt, dass sich die Kurzzeitfestigkeit in Abhängigkeit von der Treibrichtung und vom Feuchtegehalt gestaltet [mate_1]. Inwieweit dies das Langzeitverhalten beeinflusst, wurde noch nicht untersucht.

Die **Dauerschwingfestigkeit** (Dauerfestigkeit) beschreibt den größten um eine gegebene Mittelspannung schwingenden Spannungsausschlag, den eine Probe unendlich oft ertragen kann, ohne zu versagen [code_17]. Der Wert der Dauerfestigkeit wird nach dem Wöhler-Verfahren ermittelt. Dabei werden die Proben einer Serie solange einer schwingenden Belastung mit festen Beanspruchungsgrenzen ausgesetzt, bis das Versagen eintritt. Dieser Vorgang wird unter geeigneter Variation der Beanspruchungsgrenzen innerhalb einer Versuchsreihe mehrfach wiederholt. Es zeigt sich, dass die erreichten Bruchlastzyklenzahlen bei Verringerung der Beanspruchung ansteigen. Der Zusammenhang zwischen Spannungsausschlag und zugehöriger ertragener Lastspielzahl lässt sich als Wöhler-Linie graphisch darstellen.

Ähnlich der Dauerstandsfestigkeit nimmt auch die Dauerfestigkeit von Betonen einen Wert unterhalb der im Kurzzeitversuch gefundenen Druckfestigkeit an. Ursache dafür ist die fortschreitende Schädigung des Gefüges durch Risse infolge häufig wiederkehrender Belastung. Dieser Festigkeitsabbau wird als Werkstoffermüdung oder Zerrüttung des Werkstoffgefüges bezeichnet. Die Ermüdung von Betonen wurde nach [gaed_1, klau_1, meh_m_1, weig_3] untersucht. Eine echte Dauerfestigkeit konnte bislang nicht nachgewiesen werden. Der Übergang in die Dauerfestigkeit wird bei etwa $10^{10} \dots 10^{11}$ Lastwechseln erwartet. Dies ist experimentell nicht zu realisieren.

Für Normalbeton und Leichtbeton wurden unterschiedliche Quasi-Dauerfestigkeiten gefunden. In [klau_1] wird davon ausgegangen, dass Normalbeton die bezogene Schwingbreite¹ von 0,40 bei einer Oberspannung², die 80% der einaxialen Druckfestigkeit nicht überschreitet, beliebig oft ertragen kann. Versuche ergaben, dass die von Leichtbeton bei dieser Oberspannung ertragene Schwingbreite etwas geringer ist. Zyklische Belastungen führen demnach nicht zum Bruch, wenn die bezogene Schwingbreite maximal den Wert 0,35 annimmt [weig_3].

Über Versuchsergebnisse zur Dauerfestigkeit des Porenbetons sind bislang keine Veröffentlichungen bekannt. Belastungen von überwiegend zyklischem Charakter stellen keine typischen Beanspruchungssituationen für Elemente aus Porenbeton dar. Deshalb ist der Wert der Dauerfestigkeit hier weniger bedeutungsvoll. Bei den durchzuführenden Untersuchungen steht dieser auch nicht im Blickpunkt der Betrachtungen. Hier soll aus den ermittelten Schwingfestigkeiten auf das Verhalten von Porenbeton gegenüber statischen Langzeitbelastungen geschlossen werden.

Zwischen statischen Dauerlasten und zyklischen Beanspruchungen bestehen prinzipielle Unterschiede. Trotzdem lassen sich Parallelen aufzeigen. Mit abnehmender Schwingbreite geht eine zyklische Belastung in eine statische Dauerlast über. Eine statische Dauerlast kann somit physikalisch als Grenzfall einer schwingenden Beanspruchung mit unendlich kleiner Amplitude aufgefasst werden.

Aus strukturmechanischer Sicht besteht ein weiterer phänomenologischer Zusammenhang. Es kann werkstoffübergreifend festgestellt werden, dass zyklische Belastungen gegenüber statischen Belastungen bei wesentlich geringeren Beanspruchungen zum Anriss und dann zum Bruch führen [sähn_1]. Die unter einer statischen Dauerlast ablaufenden strukturellen Veränderungen lassen sich demnach beschleunigen, wenn die gleiche Beanspruchungsgröße als zyklische Last in den Probekörper eingetragen, d.h. zwischenzeitlich bis zu einem bestimmten Grad entlastet wird. Dabei ist die Lebensdauer um so kürzer, je größer die in den Körper eingetragene Schwingbreite ist, je mehr Arbeit am Material pro Schwingenspiel verrichtet wird. Ziel der Untersuchungen war es, die Ermüdungsfestigkeit von Porenbeton der anderer Betone gegenüberzustellen, um daraus Schlussfolgerungen auf die Dauerstandsfestigkeit von Porenbeton zu ziehen.

3.2.4.3 Versuchsaufbau und -durchführung

Bei den durchzuführenden Versuchen kommt das eingangs beschriebene Wöhler-Verfahren³ (Einstufentests) zur Anwendung. Alle Einstufentests werden als zentrische Druckschwellversuche mit einer Prüffrequenz von 5 Hz durchgeführt, wobei die Beanspruchungen kraftgesteuert in die Proben eingetragen wird. Der Kraft-Zeit-Verlauf entspricht einer Sinusfunktion.

Es sollen drei Wöhler-Linien aufgenommen werden. Dafür werden drei Versuchsreihen benötigt, innerhalb derer die Unterspannung konstant gehalten und die Oberspannung variiert wird. Die Lastgrenzen der entsprechenden Serien sind Tab. 3.2.4.1 zu entnehmen.

Versuchsreihe	1				2				3
σ_u / f_{cm}	0,07				0,20				0,40
σ_o / f_{cm}	0,87	0,85	0,82	0,77	0,92	0,84	0,81	0,88	
Probenanzahl	6	5	8	7	8	5	9	8	

Tab. 3.2.4.1 Probekörperanzahl und Lastgrenzen

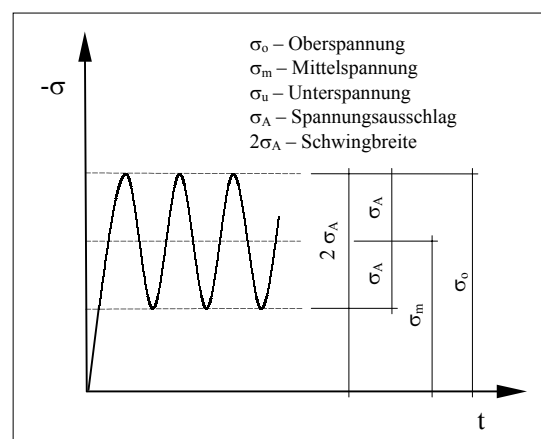


Abb. 3.2.4.4 Sinusförmige Druckschwellbeanspruchung

¹ Bezogene Schwingbreite: Spannungsdifferenz der Belastungsgrenzen, bezogen auf die einaxiale Druckfestigkeit.

² Oberspannung: Belastungsgrenze mit betragsmäßig größerer Spannung.

³ Zur Durchführung von Ermüdungsuntersuchungen existieren zahlreiche Randbedingungen, die erheblichen Einfluss auf die Ergebnisse haben können. Eine ausführliche Erklärung dieser ist in [tart_1] enthalten. Um eine geeignete Vergleichsbasis zu den an Normalbeton [klau_1] und Leichtbeton [weig_3] durchgeführten Versuchen herzustellen, werden die dort vorhandenen Bedingungen weitestgehend eingehalten.

Die Probezylinder werden nass aus Plansteinen (Festigkeitsklasse 6 N/mm², Rohdichteklasse 7 kN/m³) der laufenden Produktion gebohrt. Die Entnahme der Zylinder (L/D=20/10 [cm]) erfolgt derart, dass die Belastung im Versuch quer zur Treibrichtung erfolgen kann. Alle Probekörper entstammen dem unteren Drittel der Treibhöhe. Die Planparallelität und Ebenheit der Druckflächen wird durch Schleifen im nassen Zustand mit einer Planschleifmaschine gewährleistet [rich_3-7].

Um störende Einflüsse infolge des Feuchtegehaltes zu eliminieren, werden die Proben im Trockenschrank bei 50°C konditioniert und anschließend im Prüfraum gelagert. Durch die Lagerung vor Versuchsbeginn stellt sich ein mittlerer Feuchtegehalt von 2,3 M.-% ein.

Für die Versuchsdurchführung wird eine servo-hydraulische Prüfanlage der Firma Schenck (Fabrikat PSB 500/2) verwendet. Diese ist für statische Belastungen bis 500 kN und schwingende Belastungen bis 400 kN konzipiert. Die Kontrolle und Regelung der Kraft erfolgt über eine fest installierte Kraftmessdose (500 kN)⁴. Die Maschine wird so eingerichtet, dass die untere Druckplatte fest und die obere gelenkig (Kalotte) gelagert sind.

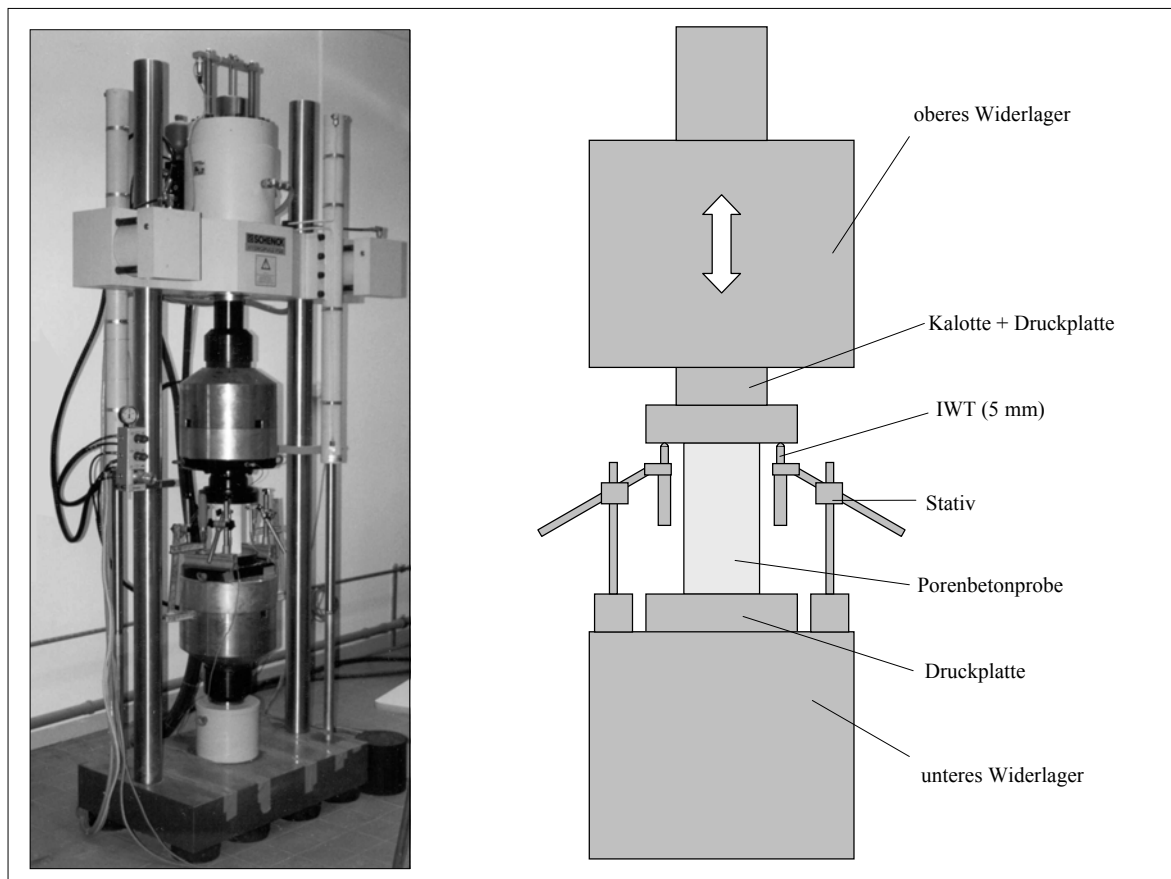


Abb. 3.2.4.5 Schwingprüfmaschine PSB 500/2

Die Aufnahme der Verformungen erfolgte bei den Dauerversuchen als indirekte Messung⁵ [gead_1]. Dazu werden drei induktive Wegaufnehmer (IWT 5 mm) um 120° versetzt um die Probekörper angeordnet. Als Messbasis dient das untere Widerlager (vgl. Abb. 3.2.4.5).

Der E-Modul wird nach EN 1352 [rich_7] an separaten Proben ermittelt. Die Messung erfolgt mittels dreier, um 120° versetzter, induktiver Wegaufnehmer (IWT 1 mm). Hierbei werden die Verformungen im mittleren Drittel der Zylinder gemessen. Dafür ist es erforderlich, pro Wegaufnehmer zwei Muffen im Probekörper zu verankern. Die Messlänge beträgt 100 mm. Der mittlere E-Modul kann mit 2960 N/mm² angegeben werden. Die Druckfestigkeitsprüfung⁶ ergibt eine mittlere Bruchspannung f_{cm} von 7,89 N/mm².

⁴ Während der Versuche wurden maximale Belastungen von etwa 65 kN erreicht. Deshalb wurde eine Überprüfung der Kraftmessung mit einer externen Kraftmessdose (100 kN) durchgeführt. Die damit gemessenen Werte stimmten mit denen der fest installierten Kraftmessdose überein.

⁵ Das Messen der Verformungen im mittleren Drittel der Proben war ohne Vorschädigung dieser nicht möglich. In den gemessenen Werten ist deshalb der Einfluss der Querdehnungsbehinderung enthalten.

⁶ Das Feststellen der Druckfestigkeit erfolgte gemäß EN 679 [rich_3].

3.2.4.4 Ergebnisdarstellung

In den folgenden Diagrammen 3.2.4.1-3 sind die Wöhler-Linien der drei durchgeführten Versuchsreihen derart angegeben, dass eine Beziehung zwischen bezogener Oberspannung und den Logarithmen der Bruchlastzyklen hergestellt wird.

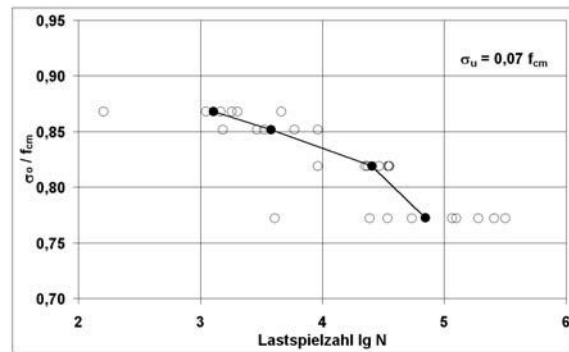
Dabei sind die Mittelwerte der jeweils erreichten Lastspielzahlen als stark gezeichnete Punkte, die Einzelwerte als Kreise dargestellt. Die angegebenen Linien verbinden Punkte mit einer Überlebenswahrscheinlichkeit von 50%.

Diagramm 3.2.4.3 ($\sigma_u = 0,40 f_{cm}$) enthält nur eine Prüfserie. Es hat sich hier ergeben, dass bereits bei einer bezogenen Oberspannung von 0,85 im zeitlichen Rahmen (ca. 48 Stunden) kein Ermüdungsbruch mehr zu erreichen war.

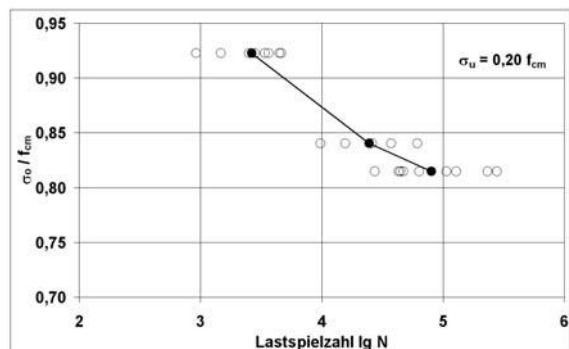
Die Streuungen der Bruchlastzyklen lagen im Mittel unterhalb derer des Leichtbetons. In Diagramm 3.2.4.4 sind die erreichten Lastspielzahlen von Porenbeton und Leichtbeton [weig_3] bei entsprechenden Beanspruchungsniveaus gegenübergestellt.

Weigler [weig_3] führt die Größe der im Dauerschwingversuch auftretenden Streuungen im wesentlichen auf Schwankungen der Druckfestigkeit zurück. Im Vergleich zu den in [weig_3] beschriebenen Versuchen ergab die Prüfung der Druckfestigkeit des hier verwendeten Porenbetons einen niedrigeren Variationskoeffizienten. Damit lassen sich die deutlich geringeren Streuungen in den hier durchgeführten Dauerversuchen begründen.

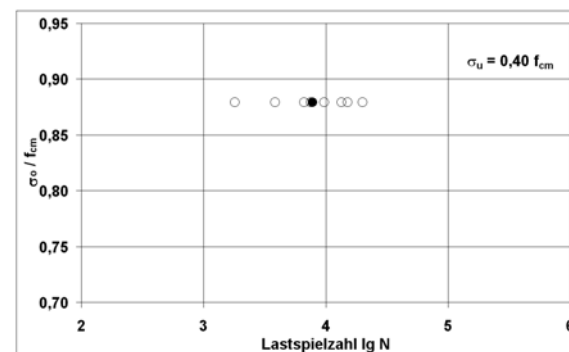
In Diagramm 3.2.4.5 sind jeweils die Mittelwerte aller Serien im Überblick angegeben. Hier werden die Versuchsdaten analog der für Normal- und Leichtbeton üblichen Darstellungsweise von Druckschwellversuchen [weig_4] aufgearbeitet. Dabei sind die Bruchlastzyklen in Abhängigkeit der bezogenen Schwingbreite für Poren- und Leichtbeton einander gegenübergestellt. Es werden die Linien gleicher Unterspannung miteinander verglichen.



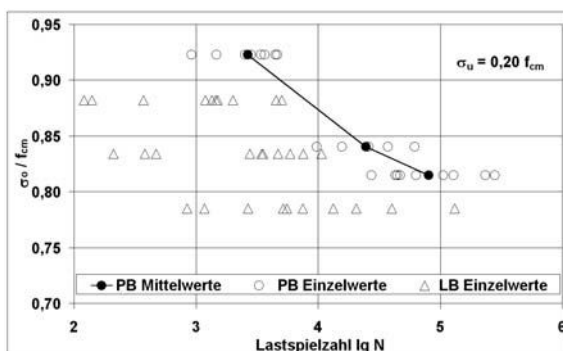
Dia. 3.2.4.1 Wöhler-Diagramm für $\sigma_u = 0,07 f_{cm}$



Dia. 3.2.4.2 Wöhler-Diagramm für $\sigma_u = 0,20 f_{cm}$



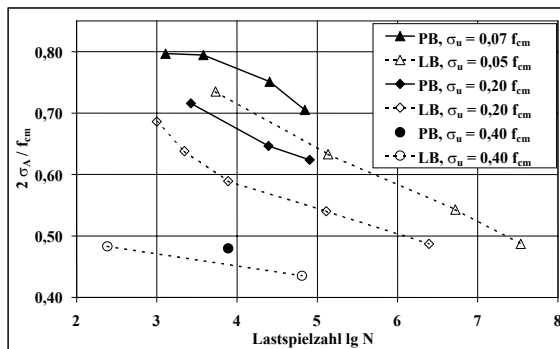
Dia. 3.2.4.3 Wöhler-Diagramm für $\sigma_u = 0,40 f_{cm}$



Dia. 3.2.4.4 Streuung der Bruchlastzyklen bei Porenbeton (PB) und Leichtbeton (LB)

Bereits bei den Wöhler-Linien kleiner Unterspannung (die Schwingbreite ist hier bei entsprechenden Oberspannungen am größten) wird deutlich, dass Porenbeton unter vergleichbaren Beanspruchungssituationen mehr Lastwechsel bis zum Bruch ertragen kann. Diese Tendenz tritt bei ansteigender Unterspannung um so ausgeprägter in Erscheinung.

Für einen genaueren Vergleich muss jedoch berücksichtigt werden, dass die hier gegenübergestellten Versuche bei unterschiedlichen Prüffrequenzen durchgeführt wurden. Bei Versuchen an Normal- und Leichtbeton [weig_3], [weig_4] wurde ein deutlicher Einfluss der Frequenz auf die ertragenen Lastspiele festgestellt. Danach ist zumindest bei Oberspannungen oberhalb 75 ... 80% der einaxialen Druckfestigkeit bei steigender Frequenz mit einer größeren Lebensdauer zu rechnen.

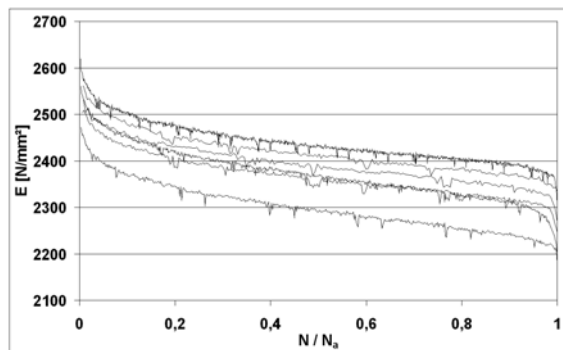


Dia. 3.2.4.5 Wöhler-Linien von Leichtbeton (LB) nach [weig_3] und von Porenbeton (PB)

Als Dauerfestigkeitsschaubild wird die Darstellung nach **Smith** gewählt. Im Smith-Diagramm ist die Abhängigkeit zwischen ertragenem Spannungsausfall σ_A und zugehöriger Mittelspannung σ_m bei einer zugrundegelegten Lastspielzahl N zu erkennen. Dies veranschaulicht die Schwingfestigkeit eines Materials. Smith-Diagramme können aus einer Reihe von Wöhler-Linien konstruiert werden. Meist wird dafür als zugrundegelegte Lastspielzahl $N = 2 \cdot 10^6$ gewählt. Da diese Lastspielzahl bei den durchgeführten Versuchen nicht erreicht wurde, kann das Diagramm nur für $N = 10^{4,85}$ aufgestellt werden.

Der Umstand, dass Porenbeton gegenüber Leichtbeton vergleichbare zyklische Beanspruchungen länger ertragen kann, ist ebenfalls im Dauerfestigkeitsschaubild erkennbar. In Diagramm 3.2.4.6 werden vergleichend die Versuchsergebnisse und die Werte für den Leichtbeton nach [weig_3] aufgetragen. Der Abstand der Versuchsergebnisse des Porenbetons, bezogen auf die Symmetrieachse, ist größer als der der Werte des Leichtbetons. Das bedeutet, dass für die zugrundegelegte Lastspielzahl bei Porenbeton eine größere Schwingbreite erforderlich ist, damit also mehr Arbeit am Material verrichtet werden muss, um den Bruch herbeizuführen.

Schädigungen der Struktur äußern sich durch eine Veränderung des materialspezifischen Verformungsverhaltens. Die Gesamtstauchung der untersuchten zylindrischen Proben setzt sich aus einem elastischen Verformungsanteil und Deformationen, die auf Kriecherscheinungen zurückzuführen sind, zusammen. Für den Wert der Gesamtstauchung ergibt sich danach eine Abhängigkeit von der Belastungsdauer. Unterstellt man, dass die Probekörper bei zyklischer Belastung unter einer mittleren Spannung⁷ kriechen, dann ist die Bruchstauchung direkt von der Lastspielzahl abhängig.

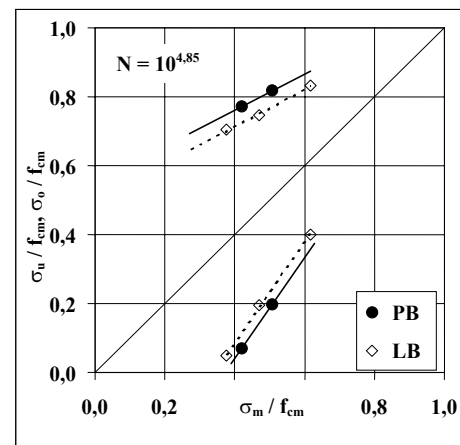


Dia. 3.2.4.7 Verlauf des Sekantenmoduls über der Lebensdauer

matische Fehler geknüpft, die eine exakte Bestimmung des E-Moduls⁸ nicht ermöglichen. Die Messungen verlieren jedoch nicht ihren qualitativen Charakter.

Nach Diagramm 3.2.4.7 können drei signifikante Bereiche für die Entwicklung der Steifigkeit abgeleitet werden. Binnen weniger Lastwechsel bei Versuchsbeginn erfahren die Proben eine deutliche Verformungszunahme. Dies deutet auf eine Anfangsschädigung bzw. gewisse Änderungen der Struktur hin. An diese relativ starke Verformungszunahme schließt sich ein annähernd linearer Verlauf an. Dieser Bereich nimmt den größten Teil der Le-

Mit Ausnahme der Serie mit einer bezogenen Unterspannung von 0,4 ist die Prüffrequenz bei den durchgeführten Schwellversuchen an Porenbeton mit 5 Hz stets kleiner als bei den Versuchen an Leichtbeton (10 Hz). Infolge dessen kann für die Ergebnisse gefolgert werden, dass sich bei entsprechender Versuchsdurchführung die Kurvenverläufe des Porenbetons geringfügig nach rechts verschieben und sich damit der Abstand zum Leichtbeton vergrößern würde. Zur Untersuchung des Frequenzeinflusses wird im Rahmen dieser Versuche ein Signifikanztest einer Serie (Frequenz 1 Hz, Lastgrenzen $0,20 f_{cm} / 0,87 f_{cm}$) durchgeführt. Der beschriebene Einfluss kann dabei festgestellt werden.



Dia. 3.2.4.6 Smith-Diagramm für Porenbeton¹ und Leichtbeton ($N = 10^{4,85}$)

Nach [müll_1] ist die Zunahme des elastischen Dehnungsanteils weniger zeitabhängig. Damit ist für eine Beurteilung des Schädigungsgrades eine Veränderung der strukturellen Steifigkeit möglich. Diagramm 3.2.4.7 zeigt den Verlauf des Sekantenmoduls über der Lebensdauer einer Serie. Der Sekantenmodul wird dabei aus der Spannungs- und Dehnungsdifferenz des Entlastungsastes berechnet. Die Messungen erfolgen aufgrund versuchstechnischer Zwänge über die gesamte Zylinderlänge, einschließlich der Endbereiche und Kontaktflächen. Daran sind system-

⁷ Unter „mittlerer Spannung“ wird nicht die Mittelspannung σ_m verstanden, die sich aus dem arithmetischen Mittel von Ober- und Unterspannung ergibt.

⁸ Der Fehler kann durch Vergleichsmessungen mit ca. 10% eingeschätzt werden.

bensdauer in Anspruch. Erst wenige Lastwechsel vor dem Versagen wachsen die Verformungen wieder progressiv an. Das Versagen der Proben wird eingeleitet. Diese starke Abnahme der Steifigkeit deutet auf eine Sammelrissbildung hin, die an eine Zunahme der Querverformung gekoppelt ist. Ähnliche Beobachtungen konnten in Versuchen an Porenbeton unter Kurzzeitbelastung gemacht werden.

Die Verringerung der Steifigkeit erfolgt qualitativ in gleicher Weise wie bei Normalbeton. Ein wesentlicher Unterschied wird jedoch durch quantitative Betrachtungen deutlich. In [holm_1] wurde eine Verringerung des Sekantenmoduls von ca. 40 ... 50% über die gesamte Lebensdauer der Proben beobachtet. Die prozentuale Abnahme fällt bei Porenbeton mit 10...20% deutlich geringer aus. Des Weiteren wurde festgestellt, dass der mittlere Bereich dieser Funktion, der Steifigkeitsverlust ist hier etwa konstant, bei Beton ca. 70 % der Lebensdauer umfasst [weig_4]. Der untersuchte Porenbeton zeigt diesen konstanten Verlauf über einen etwas größeren Bereich der Lebensdauer. Der Steifigkeitsverlust unmittelbar vor dem Versagen vollzieht sich beim Porenbeton in einem vergleichsweise kurzen Zeitraum. Diese Beobachtungen lassen auf eine beschleunigte Schädigungszunahme im bruchnahen Bereich schließen.

Das Bruchbild der zylindrischen Proben aus Porenbeton (vgl. Abb. 3.2.4.6) ähnelt dem anderer Betone (z.B. [weig_4]). Sowohl bei statischen Druckversuchen als auch bei Ermüdungstests bilden sich in der Regel nahezu diagonal durch den Körper verlaufende Scherflächen aus. Das Bruchverhalten wird erheblich durch die Querdehnungsbehinderung an den Druckflächen beeinflusst. Im Unterschied zu Kurzzeitversuchen sind bei Dauerversuchen drei bezüglich der Rissentwicklung relevante Phasen feststellbar. Nach einsetzendem Partikelanfall bzw. Rissbildung zu Beginn scheint die Schädigung zu stagnieren. Erst kurze Zeit vor dem Probenbruch kann wieder eine deutliche Zunahme der Schädigung in Form fortschreitender Rissbildung visuell festgestellt werden. Diese Beobachtung korrespondiert mit den Ergebnissen der Verformungsmessung an den Zylindern.

An dem in Abb. 3.2.4.6 dargestellten Probekörper ist bereits nach etwa 5000 Lastwechseln eine deutliche Teilschädigung in Form eines ca. 3 cm langen, horizontalen Risses (Bereich 1) erkennbar. Bis zum Versagen ertrug die Probe noch etwa 30.000 Lastzyklen.

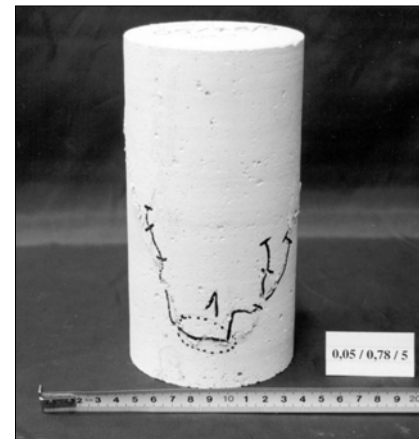


Abb. 3.2.4.6 Typisches Bruchbild bei Dauerversuchen

Schlussfolgerungen und Ausblick

Der Verlauf der Wöhler-Linien des geprüften Porenbetons ist im untersuchten Bereich mit den an Leicht- und Normalbeton ermittelten Linien vergleichbar. Das beobachtete Schädigungs- und Verformungsverhalten ähnelt dem anderer Betone. Die in den Dauerversuchen auftretenden Streuungen sind deutlich kleiner als bei vergleichbaren Untersuchungen an Leichtbeton. Es ist naheliegend, dass dies auf die geringeren herstellungsbedingten Streuungen zurückzuführen ist, was auch bei der statischen Kurzzeitfestigkeit beobachtet werden kann.

Der vermutete Frequenzeinfluss kann festgestellt werden. Aus versuchstechnischen Gründen ist keine direkte Klärung der Frage möglich, ob dieser unterhalb eines bestimmten Beanspruchungsbereiches abklingt. Die aus den Versuchen konstruierten Wöhler-Linien stellen keine Geraden dar. Dafür ist im untersuchten Lastbereich vermutlich der Einfluss der Belastungsfrequenz verantwortlich. Die Gegenüberstellung mit Leichtbeton hat gezeigt, dass Porenbeton unter entsprechenden Beanspruchungen weniger empfindlich gegenüber Schwellbelastungen reagiert. Dies geht aus den Abständen vergleichbarer Wöhler-Linien hervor. Die Differenz der Lebensdauer zwischen Poren- und Leichtbeton vergrößert sich mit abnehmender Schwingbreite und tritt bei den Versuchsreihen größerer Unterspannung insgesamt ausgeprägter in Erscheinung. Für Normalbeton treffen diese Feststellungen gleichermaßen zu. Entsprechende Abstände der Wöhler-Linien sind hier jedoch kleiner.

Damit sind für das Herbeiführen des Versagens innerhalb vergleichbarer Lastspielzahlen bei Porenbeton höhere bezogene Beanspruchungen erforderlich. Der eingangs erläuterte Zusammenhang zwischen statischen und schwingenden Beanspruchungen führt aufgrund dieser Beobachtungen zu der Vermutung, dass auch die Dauerstandsfestigkeit des untersuchten Porenbetons sowohl oberhalb der des Leichtbetons ($0,70 \dots 0,75 f_{ck}$), als auch oberhalb der des Normalbetons ($0,80 \dots 0,85 f_{ck}$) liegt. Ein exakter Nachweis der Dauerstandsfestigkeit kann mit Hilfe der durchgeführten Versuche nicht erbracht werden. Versuche mit langfristig ruhenden Belastungen müssen letztlich zeigen, ob die zugrunde gelegten Annahmen tatsächlich für das Beschreiben des Langzeitverhaltens zutreffend sind.

Aus Gründen des Versuchsumfanges konnte nicht geklärt werden, ob die materialspezifischen Eigenschaften des Porenbetons (Abhängigkeit der statischen Kurzzeitfestigkeit von der Treibhöhe und -richtung sowie der Feuchte) das Langzeitverhalten beeinflussen. Ferner bleibt zu prüfen, ob diese Tendenzen abhängig von der Rohdichte- und Festigkeitsklasse sind.

3.2.5 Strukturschädigung unter statischer Kurzzeitbelastung

3.2.5.0 Kurzdarstellung der Versuchsergebnisse

Experimentelle Untersuchungen an zylindrischen Proben aus Porenbeton unter statischer Kurzzeitbelastung bei sukzessiver Laststeigerung geben Aufschluss über die Entwicklung der Querdehnzahl und über Strukturschädigungsprozesse. Die Querdehnzahl kann danach im Mittel mit 0,2 festgestellt werden. Es werden Energiebetrachtungen angestellt, um Aussagen bezüglich der Dauerstandsfestigkeit ableiten zu können.

3.2.5.1 Zielstellung

Änderungen im Verformungsverhalten kurzzeitig belasteter Materialien lassen Strukturschädigungen, die aus mechanischen Einwirkungen resultieren, frühzeitig erkennen. Neben der Längsstauchung gibt insbesondere die Entwicklung der Querdehnzahl Aufschluss über fortschreitende Gefügezerstörungen. Ziel der experimentellen Untersuchung ist die Ermittlung eines Zusammenhanges zwischen der Längsstauchung und der Querdehnung für den Porenbeton. Hierbei soll eine Belastungsgrenze definiert werden, die noch keine progressiven Strukturschädigungen hervorruft. Die Laststeigerung der Kurzzeitversuche erfolgt sukzessiv bei dreimaliger Belastung pro Laststufe.

3.2.5.2 Vorbetrachtung

Strukturschädigungen, die durch kritische Beanspruchungszustände in Betonen hervorgerufen werden, äußern sich durch Mikrorissbildungsprozesse. Diese führen sowohl bei Druck- als auch bei Zugbeanspruchung zu einer Entfestigung des Materials. Die Mikrorissbildung und die Rissentwicklung werden durch die Spannungsverteilung und die Sprödigkeit eines Materials bestimmt (vgl. Abschn. 3.2.2)

Der Spannungszustand einer Struktur als Ergebnis äußerer Beanspruchung wird deutlich durch den Gefügebau beeinflusst. Damit kommt der strukturellen Zusammensetzung von Betonen bei der Beurteilung ihrer mechanischen Eigenschaften besondere Bedeutung zu. Normal-, Leicht- und Porenbeton unterscheiden sich gravierend in ihrem Gefügebau. Deshalb bleibt zu vermuten, dass sich der Schädigungsprozess dieser Betone unterschiedlich gestaltet.

Betone stellen ein Zweistoffsystem dar, bestehend aus Zementmatrix und Zuschlagskorn. Charakteristisch für Normalbeton ist, dass der Zuschlag eine höhere Steifigkeit und Festigkeit besitzt als der Zementstein. Durch die steiferen Einschlüsse im Zementstein konzentrieren sich die Spannungen in diesen Bereichen, und die Hauptspannungsverläufe werden bei einer gleichmäßigen Druckbeanspruchung abgelenkt (vgl. Abb. 3.2.5.1) ([lusc_1, mehm_1, schm_1, weig_4]).

Daraus resultieren in Richtung der äußeren Belastung am Zuschlagskorn lokal erhöhte Druckspannungen, währenddessen seitlich des Kornes Zugspannungen als Folge der Umlenkung, senkrecht zu den Druckspannungen, auftreten. Je nach den geometrischen und mechanischen Verhältnissen können sich an den Rändern des Zuschlags erhebliche, örtlich begrenzte Spannungsspitzen aufbauen, die letztlich die Mikrorissbildung initiieren [bocc_1, lusc_1].

Besonderen Einfluss hat hier die Oberflächenbeschaffenheit des Zuschlags. Ist diese zerklüftet und durch viele Einsprünge gekennzeichnet, begünstigt das die Entwicklung von lokalen Spannungsspitzen, hat damit Einfluss auf die Spannungsintensität. Des Weiteren bedingt die Empfindlichkeit (Sprödigkeit) eines Materials gegenüber der Spannungsintensität, charakterisiert durch den materialspezifischen Spannungsintensitätsfaktor k_{IC} ,

die Rissbildung und Rissentwicklung. Da die Zugfestigkeit der Matrix immer höher als die Haftzugfestigkeit der Grenzfläche zwischen Matrix und Mörtel ist [hsu_1], entstehen in diesen Bereichen die ersten Risse in Form von Haftrissen. Lusche [lusc_1] unterteilt das Deformationsverhalten des Normalbetons in vier Abschnitte. Danach führt die im ersten Abschnitt einsetzende plastische Verformung des Betons zu einer Verdichtung des Gefüges und somit zur Abnahme der Querdehnzahl v .

Im zweiten Abschnitt wird partiell die Haftzugfestigkeit in der Grenzfläche zwischen dem Zuschlagskorn und der Zementmatrix erreicht. Das führt zur Bildung von Mikrohaftrissen. Bei weiterer Laststeigerung entstehen Risse im Zementstein, die die Haftrisse um die Zuschläge verbinden. Dieser Vorgang wird von einer deutlichen Zunahme der Querverformungen und damit der Querdehnzahl begleitet. Letztlich bilden sich durch die Zementmatrix verlaufende Längs- bzw. Sammelrisse, die die ursprüngliche Betonstruktur zu einem Bündel einzelner Stäbe degenerieren. Infolge zunehmender Rissöffnung verlieren die Stäbe ihre seitliche Abstützung und versagen durch Ausknicken.

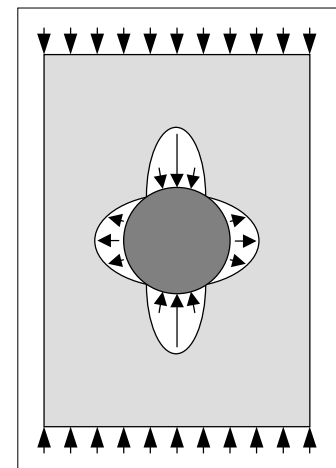


Abb. 3.2.5.1 Spannungsverteilung an einem Einschluss für Normalbeton nach [lusc_1]

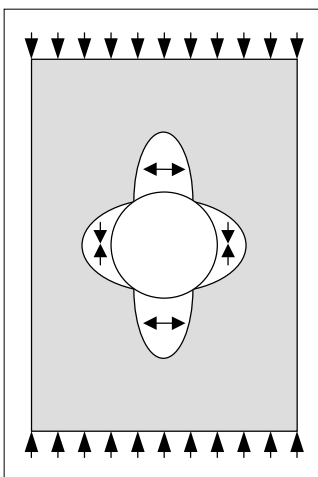


Abb. 3.2.5.2 Spannungsverteilung an einem Einschluss für Leichtbeton nach [lusc_1]

Während sich Normalbeton durch steife Zuschläge auszeichnet, haben die Zuschläge des Leichtbetons eine geringere Steifig- und Festigkeit als der Zementstein. Das bedingt eine andere Qualität der Hauptspannungsverläufe. Die steiferen, spannungskonzentrierenden Bereiche bildet der Zementstein. Bei einer gleichmäßigen Druckbeanspruchung treten infolge der Ablenkung ober- bzw. unterhalb des Korns Zugspannungen senkrecht zur Lastrichtung auf (vgl. Abb. 3.2.5.2). Seitlich des Korns konzentrieren sich die Längsdruckspannungen. In Anlehnung an den Normalbeton lassen sich auch hier vier signifikante Verformungsabschnitte trennen [lusc_1]. Dabei umfasst der erste Abschnitt analog dem Normalbeton plastische Verformungen des Gefüges. Bei weiter steigender Beanspruchung entstehen oberhalb und unterhalb der Zuschlagkörner Mikrorisse in Richtung der äußeren Belastung. Aufgrund der geringen Zugfestigkeit der Leichtbetonzuschläge werden diese anschließend von den Rissen durchtrennt. Wie bei Normalbeton sind die Querverformungen des Gefüges in diesem Abschnitt noch gering. Bei Beanspruchungssteigerung kommt es zur Bildung von Sammelrissen, die den Körper durchziehen. Das Versagen des Betonkörpers wird wieder durch das Ausknicken der entstandenen Betonstäbe eingeleitet.

Bei den Überlegungen zu Normal- und Leichtbetonen wird davon ausgegangen, dass ein homogenes Kontinuum von Einschlüssen durchsetzt ist. Porenbeton ist eine hydraulisch gebundene, durch Porenbildner aufgeschäumte Struktur. Der Porengehalt beträgt ca. 80%. Die Porengröße beträgt zwischen 1...2mm und ist damit deutlich kleiner als der mittlere Zuschlagskorndurchmesser von Leicht- oder Normalbetonen. Dennoch lässt sich der Porenbeton als Zweistoffsystem auffassen. Die Lufteinschlüsse können als Zuschläge der Steifig- und Festigkeit von Null und damit als Extremfall des Leichtbetons aufgefasst werden. Ausgehend davon können Hypothesen bezüglich des Bruchvorganges angestellt werden.

Im Unterschied zum Normalbeton zeichnet sich der "Zuschlag" im Porenbeton durch seine geringe Größe und durch seine ideale Kugel- bzw. Linsenform aus. Damit bleibt zu vermuten, dass die Störung des Spannungsverlaufes als Folge der Ablenkung der Hauptspannungen und damit der Bildung von Umlenk- bzw. Zugspannungen geringer als bei Leicht- oder Normalbeton ausfällt. Die homogene Porengestalt bedeutet eine Verminderung rissinitiiender lokaler Spannungsspitzen. Problematischer als bei den Leichtbetonen wirkt sich hingegen die extreme Steifigkeitsdifferenz zwischen "Zuschlag" und Matrix aus. Eine Beteiligung an der Spannungsübertragung kann ausgeschlossen werden. Es bleibt zu untersuchen, inwieweit die aufgezählten Faktoren das Bruchverhalten beeinflussen.

Eine mögliche Beschreibung der Schädigungsmechanik von auf Druck beanspruchten Porenbetonproben wurde von Sell [sell_1] aufgezeigt. Dabei wurde von der Vorstellung ausgegangen, dass zur inneren Lastabtragung ein Netzwerk dünner Zellwände unterschiedlicher Schlankheit zur Verfügung steht. Das Versagen des Probekörpers tritt durch Ausknicken der Zellwände schlagartig ein. Der Bruch des Probekörpers fällt demzufolge mit dem Versagen der ersten Zellwand zusammen, da das Ausfallen einer einzelnen Zellwand zur Überlastung benachbarter Bereiche führt und somit eine Kettenreaktion auslöst. Deshalb geht Sell beim Versagen von Porenbeton nicht von einem Bruch im eigentlichen Sinne, sondern von einem Erreichen struktureller Instabilität aus.

Wittmann [witt_6] konnte in weiteren Untersuchungen feststellen, dass sich Zerstörungszonen quer zur äußeren Lastrichtung ausbilden. Außerdem ergab die Auswertung der Verformungsmessungen einen bis zum Versagen konstanten Verlauf der Querdehnzahl. Das spricht für die Hypothese, dass nicht die Rissausbreitung, sondern das Versagen der kugelförmigen Schalen den entscheidenden Schädigungsmechanismus darstellt.

Infolge mechanischer Beanspruchungen werden im Material strukturelle Veränderungen hervorgerufen. Die dabei ablaufenden schadensakkumulativen Prozesse führen bei Überschreitung eines kritischen Wertes zum Versagen. Makroskopisch werden die hervorgerufenen Strukturschädigungen erst im fortgeschrittenen Stadium, z.B. in Form von Rissen sichtbar. Die mikroskopischen Veränderungen lassen sich mit Hilfe verschiedener Messmethoden früher auf indirektem Weg nachweisen. Eine Möglichkeit besteht in der Auswertung versuchstechnisch ermittelter Last-Verformungsbeziehungen. Aus Lasten und zugehörigen Verformungen lassen sich Energien berechnen. Bei wiederholt auftretenden Belastungen kann die in den Körper eingetragene Energie in mehrere Anteile zerlegt werden (Abbildung 3.2.5.3).

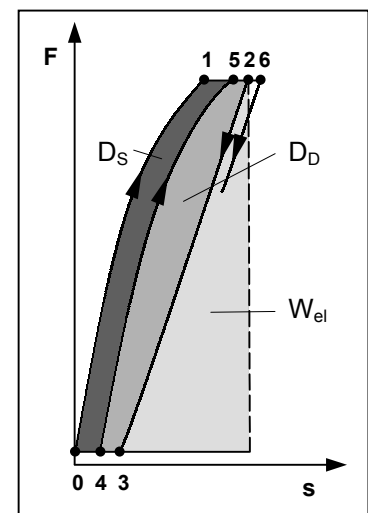


Abb. 3.2.5.3 Energieanteile, ermittelt aus Last-Verformungs-Informationen

Dabei stellt D_S die für Strukturveränderungen (Rissbildung, Plastizierung) dissipierte Energie dar. Infolge weiterer zeitabhängiger Verformungsprozesse (verzögert elastische Verformung) ergibt sich ein Energieanteil ohne Strukturveränderung D_D (viskose, trockene Reibung). Dieser Anteil wird nach entsprechender Entlastungsdauer wieder vom Körper abgegeben. Die für elastische Verformungen aufgewendete Energie W_{el} wird nur für die Dauer des Belastungsvorganges gespeichert. Lastwiederholungen und Veränderungen des Beanspruchungsgrades haben eine Änderung der jeweiligen Energieanteile zur Folge. Steigende Beanspruchungen ziehen naturgemäß zunehmende Strukturveränderungen nach sich. Eine Last-Verformungsbeziehung, bestehend aus nur einem Lastzyklus innerhalb

einer Laststufe, lässt sich hinsichtlich der einzelnen Energieanteile nicht auswerten. Deshalb werden die Beanspruchungen wiederholt aufgebracht. Durch das schrittweise Anheben der Belastung lassen sich die auftretenden Schädigungen den einzelnen Laststufen zuordnen.

Bolle [boll_1] führte diesbezügliche Untersuchungen an Normalbetonelementen durch. Aus den Ergebnissen geht hervor, dass die schrittweise Laststeigerung zu einem kontinuierlichen Anstieg der Strukturveränderungsenergie geführt hat. Ein sprunghafter Anstieg der Strukturveränderungsenergie-Belastungsbeziehung war nicht erkennbar. Damit gestaltet sich die direkte Ableitung eines Indikators auf irreversible Schädigungen einer Probe als schwierig. Das Probenversagen setzte in den Versuchen infolge des zugrunde gelegten Lastregimes zwischen $0,90 \dots 0,95 f_{ck}$ ein.

3.2.5.3 Versuchsaufbau und -durchführung

Bei den anstehenden Untersuchungen werden zylindrische Proben durch das nach [boll_1] entwickelte Lastregime (vgl. Abbildung 3.2.5.4)¹ belastet. Danach wird die Beanspruchung schrittweise bis zum Versagen gesteigert. Die Differenz zwischen den Laststufen beträgt 4 kN. Jede Laststufe wird dreimal angefahren. Unter Voraussetzung der mittleren einachsigen Druckfestigkeit f_{cm} ergeben sich danach 15 Lastschritte. Als Belastungsgeschwindigkeit wird, wie bei den statischen Druckfestigkeitsprüfungen, 0,77 kN/s gewählt. Die Haltezeiten unter Voll- und Teillast sind bei jeder Laststufe gleich. Die Steuerung der Belastung erfolgt nach einem einmaligen manuellen Herstellen des Kraftschlusses zu Versuchsbeginn automatisch.

Grundlast	[kN]	1,2
Laststufendifferenz	[kN]	4,0
Be-/ Entlastungsgeschwindigkeit	[kN/s]	0,77
Be-/ Entlastungsdauer	[s]	180
Lastzyklen pro Laststufe		3

Tab.3.2.5.1 Angaben zum Belastungsregime

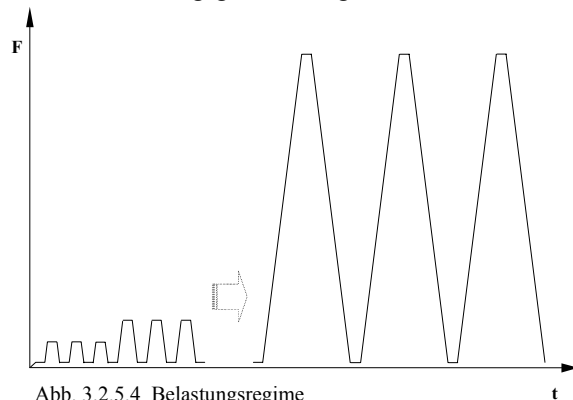


Abb. 3.2.5.4 Belastungsregime

Die Probezylinder ($D/H=10/20$ [cm]) werden handelsüblichen Plansteinen der Festigkeitsklasse 6 N/mm^2 , Rohdichteklasse 7 kN/m^3 entnommen. Die Bohrungen (nass) erfolgen generell im oberen Drittel der Planblöcke senkrecht zur Treibrichtung. Mittels Schleifen in einer Plan-Schleifmaschine (nass) können die Anforderungen an die Maßhaltigkeit erfüllt werden [rich_3, 7]. Vor Versuchsbeginn werden die Proben im Trockenschrank bei etwa $50 \text{ }^\circ\text{C}$ konditioniert. Infolge Einlagerung im Labor stellte sich eine mittlere Prüffeuchtigkeit von 2,7 M.-% ein. Die Belastung wird mit einer hydraulischen Prüfmaschine (Fabrikat ZD 40, WPM Leipzig) kraftgesteuert in die Proben eingetragen.

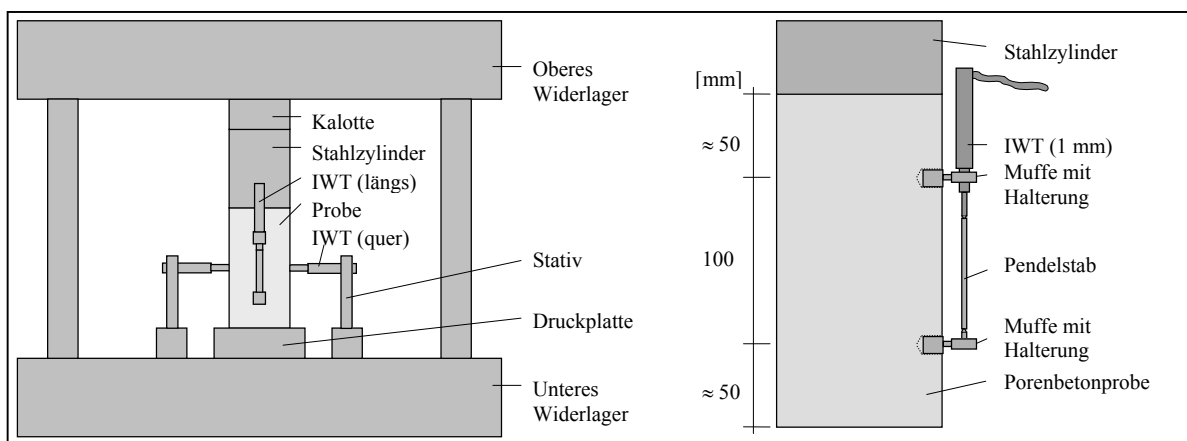


Abb. 3.2.5.5 Verformungsmesseinrichtung für Längs- und Querverformungen

Die Steuerung der Kraft erfolgte über die eingebaute Druckmessdose (400 kN)². An der oberen Lasteinleitung sichert eine Kalotte die störungsfreie Lasteinleitung. Das Erfassen von Längs- und Querverformungen erfolgt mittels dreier, um 120° versetzter, induktiver Wegaufnehmer (1 mm). Die Längsverformungen werden im mittleren Bereich der Proben abgegriffen (Abb. 3.2.5.5). Die für die Querverformungsmessung erforderlichen IWT werden mittels Stativen an der Prüfmaschine befestigt und tasten die Proben horizontal ab. Hierzu werden auf die Proben Glasplatten geklebt. Die Aufnahme der Messsignale erfolgt durch eine Vielstellenmessanlage (UPM 100).

¹ Der Einfluss des Belastungsregimes auf die Ergebnisse wird in [mehm_1] näher erläutert.

² Vor Versuchsbeginn wurden die von der fest installierten Messdose ermittelten Werte mit einer externen Kraftmessdose (100 kN) überprüft. Dabei konnte keine Differenz in den gemessenen Werten festgestellt werden.

3.2.5.4 Ergebnisdarstellung

Die Prüfung der Druckfestigkeit nach EN 679 [rich_4] ergibt eine mittlere Druckfestigkeit von 7,92 N/mm². Der E-Modul konnte nach EN 1352 [rich_7] im Mittel mit 3100 N/mm² festgestellt werden. Bei allen Proben setzt das Versagen bei konstant gehaltener Spannung, d.h. infolge Standbelastung, im jeweils ersten Zyklus der entsprechenden Laststufe ein. Eine Übersicht über die Ergebnisse wird in Tabelle 3.2.5.2 gegeben. Die Querdehnzahl kann nach den Versuchen im Mittel mit 0,2 angegeben werden.

Probe	Bruchspannung [f _{cu} / f _{cm}]	Ertragene Standzeit [min]	Längsstauchung [%]	Querdehnung [%]	Querdehnzahl v
B 1	0,93	2,13	3,27	0,75	0,23
B 2	0,93	1,90	2,57	0,49	0,19
B 3	0,87	0,33	2,81	0,54	0,19
B 4	0,93	0,57	3,28	0,39	(0,12)
B 5	0,93	0,20	3,71	0,34	(0,09)
Mittel	0,92	-	3,13	0,50	0,203

Tab. 3.2.5.2 Angaben zum Versagen der Proben³

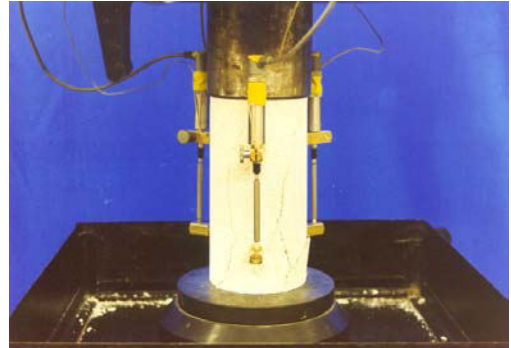
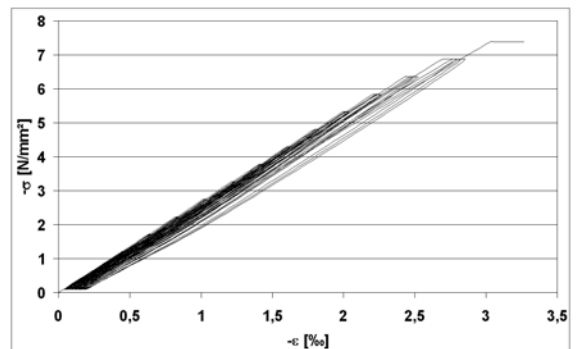


Abb. 3.2.5.6 Bruchbild

Die gemessenen Verformungen steigen unmittelbar vor dem Versagen deutlich an. Eine Vorankündigung durch sichtbare Risse ist nicht gegeben. Als Bruchformen ergeben sich schwach gegen die Längsachse geneigte bis parallele Bruchflächen. Die Bruchflächen verlaufen bei allen Proben entlang der Muffen, die zur Längsdehnungsmessung in die Proben eingeklebt wurden. Damit scheint ein Einfluss dieser Vorschädigung auf die Bruchspannungen gegeben.

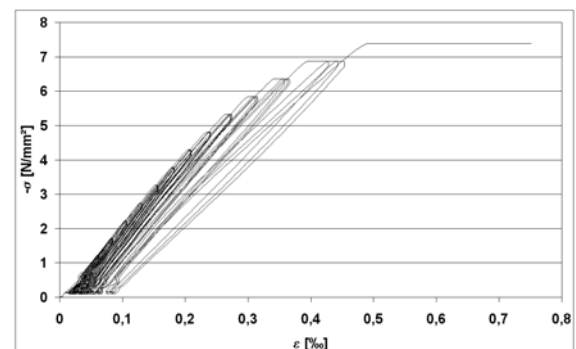
Die gemessenen Spannungen im Bruchzustand betragen 92% der an Referenzkörpern gemessenen mittleren Druckfestigkeit. Ursächlich lässt sich das auf die vorangegangene Belastung zurückführen, die strukturelle Schädigungen hervorruft und zu einem vorzeitigen Versagen führt. Des Weiteren hat die Störung der Probe durch die eingeklebten Muffen Einfluss auf die Versagenslast bzw. Bruchspannungen. Ihr Anteil an der Querschnittsfläche beträgt ca. 5%. Ihre Steifigkeit liegt deutlich über der des Porenbetons. Der Raum zwischen Bohrung und Muffe bzw. die geschnittenen Poren wurden durch einen Epoxidharz ausgefüllt. Damit konzentrieren die steifen Muffen einerseits die Spannungen analog eines steifen Zuschlages, gleichzeitig führt die Harzfällung zur Ausbildung von lokalen Spannungsspitzen. Das wirkt sich negativ auf die Bruchspannungen aus, wobei von einer exakten Quantifizierung abgesehen werden soll.

Diagramm 3.2.5.1 zeigt die gemessenen Spannungs-Längsstauchungsbeziehung exemplarisch für eine Probe. Die irreversiblen Deformationen nach Entlastung sind, gemessen an den Bruchstauchungen, verhältnismäßig gering.



Dia. 3.2.5.1 Spannungs-Dehnungslinien aus der Längsstauchung

Die Spannungs-Querdehnungsbeziehung nach Diagramm 3.2.5.2 verdeutlicht, dass hier der Anteil irreversibler Deformationen bezüglich der Bruchquerdehnungen größer ist. Des Weiteren stellt sich bei einer Beanspruchung von ca. 80% der Bruchspannungen eine deutliche Abnahme der Steifigkeit in Querrichtung ein. Das sind Hinweise für die Längsrissbildung als maßgeblicher Strukturschädigungsmechanismus und steht in Analogie zum Normal- bzw. Leichtbeton.



Dia. 3.2.5.2 Spannungs-Dehnungslinien aus der Querdehnung

Diagramm 3.2.5.3 zeigt die Entwicklung der Querdehnzahl v als Quotient der Querdehnung v_q und der Längsstauchung v_l in Abhängigkeit von der Belastung nach den Versuchen. Betrachtet man zunächst nur einen Belastungszyklus, dann kann die typische Form analog einer Exponentialfunktion beobachtet werden. Dieser Verlauf kommt zustande, wenn der irreversible Anteil der Querdehnung gegenüber dem der Längsdehnung deutlich dominiert. Damit sinkt das Querdehn-

³ Bei zwei der fünf Proben stellten sich messtechnische Probleme bei der Querdehnungsmessung ein. Die Ergebnisse werden bei der Berechnung der mittleren Querdehnzahl nicht berücksichtigt.

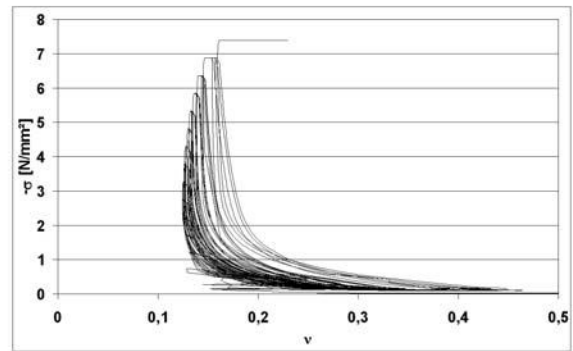
maß während des Belastungszykluses von 0,50 auf ca. 0,16 (letzter Belastungszyklus) ab bzw. konvergiert gegen diesen Wert. Dieser Konvergenzwert soll die Grundlage für die weiteren Überlegungen bezüglich der Entwicklung der Querdehnung über die Laststufen bilden.

Betrachtet man nun die Lastzyklen in ihrer Gesamtheit kann festgestellt werden, dass in den unteren Laststufen die Querdehnung zunächst abnimmt. Das kann als Gefügeverdichtung entsprechend der Vorbetrachtung interpretiert werden. Bei einer Belastung von ca. $0,3f_{cm}$ nimmt das Querdehnmaß einen minimalen Wert an. Dieser liegt entsprechend Diagramm 3.2.5.3 bei ca. 0,13.

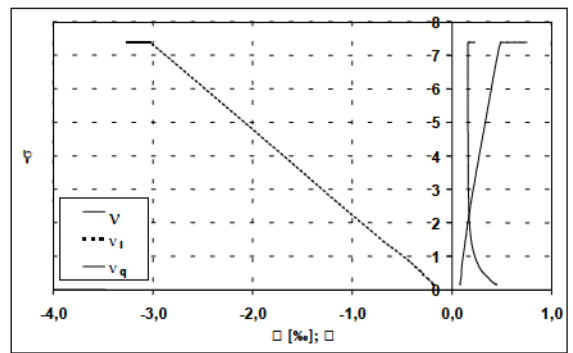
Wird die Belastung weiter gesteigert, wächst die Querdehnzahl stetig an. Dieser Prozess ist an eine Vergrößerung des irreversiblen Verformungsanteils der Querdehnung gekoppelt. Es kann vermutet werden, dass sich Längsrisse parallel zur äußeren Last ausbilden und die Struktur entfestigen. Ein vollständiges Schließen dieser Risse nach der Entlastung ist infolge von Rissuferverschiebungen nicht möglich. Deshalb können sich die Querverformungen nicht in dem Maß zurückbilden, wie die Längsverformungen.

Im Bereich der Bruchspannungen wächst die Querdehnung innerhalb eines Belastungszykluses sprunghaft an. Das müssen Auswirkungen der Sammelrissbildung sein, die letztlich zu einer Aufteilung der Probe in einzelne Segmente führt und das Versagen bedingt. Diese Beobachtungen führen zu der Vermutung, dass die für Leichtbeton angestellten Überlegungen für Porenbeton zutreffend sind. Demnach stellt die Längsrissbildung auch für Porenbeton den versagensbedingenden Schädigungsmechanismus dar.

Das sukzessive Ansteigen der Querdehnzahl zeigt, dass Strukturschädigungen über längere Zeit akkumulieren und nicht wie angenommen, geringfügige Teilschädigungen zwangsläufig und schlagartig zum Gesamtversagen führen. Die berechneten Werte der Querdehnzahlen liegen zwischen 0,10 ... 0,23 und stimmen somit mit den in [wit 6] festgestellten Werten in etwa überein. Diagramm 3.2.5.4 zeigt den ermittelten Zusammenhang zwischen Längsstauchung, Querverformung und Querdehnung nach den Versuchen.



Dia. 3.2.5.3 Querdehnzahl ($v = \epsilon_q / \epsilon_l$)



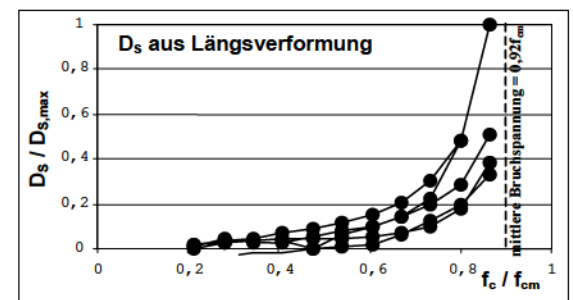
Dia. 3.2.5.4 Verformungen und Querdehnzahl bei stetig steigender, ruhender Belastung (letzte Laststufe)

Energiebetrachtung

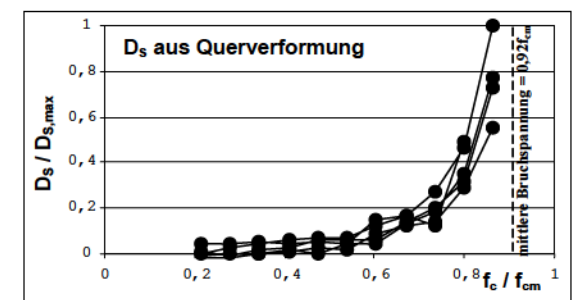
Betrachtet man die Spannungs-Verzerrungsfunktionen (Dia. 3.2.5.1-2), so können entsprechend der Vorbetrachtung die einzelnen Energieanteile inkrementell ermittelt werden. Dafür wird der Verlauf der Last-Verformungsbeziehung zwischen zwei aufeinanderfolgenden Messpunkten zu einer Geraden idealisiert. In den Diagrammen 3.2.5.5-6 sind die Verläufe der dissipierten Energie in Abhängigkeit von der Belastungsstufe für die Längs- bzw. Querverformung abgebildet. Dabei stellen die Werte der Abszissenachse die auf den Mittelwert der Druckfestigkeit bezogenen Druckspannungen dar. Für die Berechnung der Funktionswerte wird der maximal aufgetretene dissipierte Energieanteil aus den 5 Messreihen $D_{s,max}$ als Quotient für die einzelnen Energiewerte gewählt.

Danach kann zunächst festgestellt werden, dass die Verläufe in den beiden aufgezeigten Diagrammen 3.2.5.5-6 qualitativ übereinstimmen. Die durch die Struktur dissipierte Energie wächst mit zunehmender Belastung an.

Die Funktionsverläufe nach Diagramm 3.2.5.6, resultierend aus den Querdehnungsmessungen, weisen jedoch eine geringere Streuungen und einen markanteren Verlauf der Energie-dissipation auf. Im Bereich geringer Beanspruchung bis ca. $0,6 f_{cm}$ ist der Zuwachs an Dissipation sehr gering bzw. Null. Damit kann hier eine progressive Schädigung bzw. Zerstörung ausgeschlossen werden.



Dia. 3.2.5.5 Dissipierte Energie nach Messung der Längsverformung



Dia. 3.2.5.6 Dissipierte Energie nach Messung der Querverformung

Im Bereich zwischen $0,6 \dots 0,8 f_c / f_{cm}$ wächst der in der Struktur verbleibende Energieanteil an. Die zugehörigen irreversiblen Querverformungen lassen sich auf die Mikrorissbildung zurückführen. Bei einem Belastungsgrad von $0,8 \dots 0,85 f_c / f_{cm}$ ist ein steiler Anstieg der Energiekurve zu beobachten. Die Mikrorisse sammeln sich zu durchlaufenden Rissen, die aufgrund von Rissuferverschiebungen an entsprechende irreversible Deformationen gekoppelt sind. Ob in diesem Bereich bereits die Gefügeveränderungen instabil fortschreiten, lässt sich nicht feststellen, da keine Kenntnis über Schwellenwerte (Grenzbeanspruchungsindikatoren) bezüglich des Schädigungsgrades der Struktur von Porenbeton vorliegt.

Die zur Ermittlung der Energiewerte notwendige Wiederbelastung konnte in den Bruchlaststufen aufgrund des Versagens der Proben innerhalb des ersten Lastzykluses nicht gefahren werden. Damit ist es nicht möglich, den Wert der dissipierten Energie für die Bruchspannungen $0,92 f_{cm}$ anzugeben. Es bleibt jedoch zu vermuten, dass sich dieser hier noch deutlich vergrößern würde.

In Bezug auf die Dauerstandsfestigkeit, die den Übergang zum instabilen Rissfortschritt darstellt, lässt sich keine endgültige Aussage ableiten. Es bleibt jedoch zu vermuten, dass aufgrund geringer Gefügeveränderungen im unteren und mittleren Lastbereich die Dauerstandsfestigkeit von Porenbeton nicht kleiner $0,80 f_{cm}$ ist.

Schlussfolgerungen und Ausblick

Die experimentellen Untersuchungen zur Strukturschädigung von zylindrischen Proben aus Porenbeton unter statischen Kurzzeitbelastungen machen deutlich, dass die Mikrorissbildung bzw. Rissbildung bereits bei einem mittleren Beanspruchungsgrad einsetzt. Die unter ruhender Belastung festgestellte Querdehnungsentwicklung weist deutliche Parallelen zum Leichtbeton auf. Damit kann gefolgert werden, dass die Längsrissbildung und die daran gekoppelte Entfestigung in Querrichtung auch für den Porenbeton den maßgeblichen Schädigungsprozess darstellt. Der Verlauf der Strukturveränderungsenergie über der Lasthöhe weist unterhalb $0,80 f_{cm}$ nur geringe Zunahmen auf. Daraus lässt sich ableiten, dass statisch wirkende Spannungen unterhalb dieses Wertes keine instabile Rissentwicklung initiieren. Eine direkte Ableitung von Schwellenwerten bezüglich des Schädigungsgrades kann auf der Grundlage der gemessenen Größen nicht hergestellt werden.

3.3 Zusammenfassung der Materialuntersuchungen

Der Porenbeton besteht aus einer Matrix, die in ihrem chemischen Aufbau ähnlich der Zementmatrix des Normalbetons ist. Daraus ergeben sich Gemeinsamkeiten im Materialverhalten zum Normalbeton.

So kann nach den Materialuntersuchungen für Porenbeton ein dem Normalbeton ähnliches Bruchverhalten festgestellt werden. Der Bruch tritt außer bei räumlichen Druckspannungszuständen durch das Erreichen der kritischen Hauptspannungsdifferenz ein (vgl. hierzu Abschn. 3.2.1). Des Weiteren konnten Ähnlichkeiten im Entfestigungsverhalten (*tension softening*), im Verlauf des Entfestigungsastes, der charakteristischen Ausdehnung der Rissprozesszone infolge einer Zugbeanspruchung festgestellt werden (vgl. hierzu Abschn. 3.2.2). In Untersuchungen zur Schädigungsmechanik des Porenbetons unter einachsiger Druckbeanspruchung sind weitere Parallelen festzustellen. Hier wurde deutlich, dass die Längsrissbildung, wie auch beim Leicht- oder Normalbeton, den maßgeblichen Schädigungsvorgang darstellt und damit Einfluss auf das Querdehnungsverhalten hat (vgl. Abschn. 3.2.5). Eine eindeutige Ableitung der Dauerstandsfestigkeit des Porenbetons anhand von Kurzzeitversuchen ist nicht möglich. Jedoch kann nach den experimentellen Untersuchungen nach Abschnitt 3.2.4-5 eine Verminderung der einachsigen Druckfestigkeit unter andauernder Beanspruchung in der gleichen Größenordnung wie für Normalbeton vermutet werden.

Aufgrund des herstellungsbedingten Treibprozesses und den daran gebundenen hohen Luftporengehalt von ca. 80-Vol.%, zeichnet sich der Porenbeton durch ein anisotropes Materialverhalten aus. Die Steifig- bzw. Festigkeit des Materials variieren über die Treibhöhe. Des Weiteren bedingt der hohe Luftporengehalt Besonderheiten im Bruchverhalten. Erfährt der Porenbeton eine einachsige Beanspruchung bei gleichzeitiger Verhinderung der Querdehnung, so dass sich ein räumlicher Druckspannungszustand einstellt ($\sigma_1 < \sigma_2 = \sigma_3 = \nu \cdot \sigma_1$), dann ist eine Änderung im Bruchverhalten festzustellen. Der Bruch infolge Erreichens der kritischen Hauptspannungsdifferenz begleitet durch einen Scher- bzw. Trennbruch wird abgelöst durch eine Zerstörung des Materials in Form von Porenquetschungen bzw. Materialverdichtungen. Dieses Verhalten bleibt bei abnehmender Hauptspannungsdifferenz ($\sigma_1 \leq \sigma_2 = \sigma_3 \leq \nu \cdot \sigma_1$) erhalten.

Das Auftreten derartiger räumlicher Druckspannungszustände kann beispielsweise bei diskreten Lasteinleitungen beobachtet werden und ist zumeist lokal begrenzt, so dass eine Materialzerstörung durch Verdichtung des Porenbetons nur örtlich stattfindet. Dieses Materialverhalten bedingt die in den experimentellen Untersuchungen [rüs_1, sch_2, u.a.] beobachtete "Empfindlichkeit" des Porenbetons gegenüber Lochleibungsbeanspruchungen. Der Begriff der Empfindlichkeit ist in diesem Zusammenhang nicht geeignet, das Problem zu beschreiben, denn diese lokalen Zerstörungen bedingen nicht das Bauteilversagen, sondern ermöglichen innerhalb bestimmter Grenzen, einer Plastizierung gleich, Umlagerungsprozesse (vgl. Abschn. 4.2).

3.4 Ansätze zur numerischen Analyse

3.4.0 Zielstellung

Das Ziel einer numerischen Analyse besteht darin, experimentell ermittelte Ergebnisse abzusichern, Tendenzen zu untermauern oder versuchstechnisch nicht erfasste oder nicht erfassbare Informationen über die Struktur zu gewinnen. Des Weiteren können numerische Untersuchungen versuchsvorbereitend dazu dienen, Lösungsansätze zu selektieren und damit den Umfang einer experimentellen Untersuchung auf wenige, sinnvolle Experimente einzugrenzen. Voraussetzung für eine hinreichend exakte Nachrechnung ist die Berücksichtigung der physikalischen Eigenschaften der an der Verbundkonstruktion beteiligten Materialien.

Nach den experimentellen Untersuchungen zum Materialverhalten des Porenbetons in den Abschnitten 3.2.1-5 müssen durch eine numerische Analyse folgende physikalische Eigenschaften erfasst werden:

- Rissbildung und Entfestigungsverhalten bei Zugbeanspruchung,
- Verdichtungserscheinung durch Porenquetschung bei mehraxialer Druckbeanspruchung,
- Steifigkeitsentwicklung bei mehraxialer Druckbeanspruchung.

Wie bereits festgestellt, resultieren aus der diskreten Verankerung der Bewehrung in einer Porenbetonverbundkonstruktion räumliche Spannungszustände, die den Bruch des betrachteten Bauteils bedingen können. Daher muss für eine wirklichkeitsnahe Abbildung des mechanischen Sachverhaltes eine räumliche Analyse durchgeführt werden. Das numerische Werkzeug ist dahingehend auszulegen.

3.4.1 Modellierung von Rissen mittels Finiter Elemente

3.4.1.0 Allgemeines

Eine wichtige Eigenschaft des Betons unter Zugbeanspruchung ist die Rissbildung. Grundsätzlich stehen zwei Möglichkeiten der numerischen Abbildung einer Rissbildung zur Verfügung. Bei der Anwendung des verschmierten Risskonzeptes wird nicht der Einzelriss, sondern die Auswirkung der Rissbildung auf die Steifigkeit im Materialmodell betrachtet. Im diskreten Rissmodell hingegen wird der Riss über Kontakt- bzw. Trennflächenelemente abgebildet. Die verbleibende Struktur wird in der Regel linear elastisch modelliert.

3.4.1.1 Diskretes Rissmodell

Die Simulation diskreter Risse als Anwendung des Fiktiven Rissmodells (*fictitious crack model*) (vgl. auch Abschn. 3.2.2) wird durch Kontaktelemente, die zwischen den Rissufern liegen, modelliert. Das nicht-lineare Entfestigungsverhalten des Betons kann in Abhängigkeit der Rissöffnung durch die Kontaktelemente abgebildet werden.

Das diskrete Rissmodell eignet sich neben der Simulation einer Rissöffnung (Mode I-Verhalten) zur Beschreibung einer Schubbeanspruchung des Risses (Mode-II-Verhalten). Neben dem Entfestigungsverhalten des Betons unter Zugbeanspruchung (*tension softening*) kann damit auch die Übertragung von Schubspannungen über Risse infolge Rissverzahnung (*aggregat interlock*) rechnerisch erfasst und in Abhängigkeit von der Rissöffnung gesteuert werden.

Aufwendig gestaltet sich die für den iterativen Berechnungsablauf notwendige stetige Neuvernetzung der Struktur. In der Regel ist an den Risspitzen eine höhere Vernetzungsdichte zu wählen, um den Rissfortschritt nachvollziehen zu können. Die hieraus resultierende Anzahl an Freiheitsgraden ist bei Anwendung des diskreten Rissmodells hoch, so dass sich eine numerische Analyse ganzer Bauteile außerordentlich aufwendig gestaltet. An eine erforderliche automatische Netzgenerierung werden ebenfalls hohe Ansprüche gestellt, weil neben dem *meshing* die Anordnung der Kontaktelemente über den Riss organisiert werden muss.

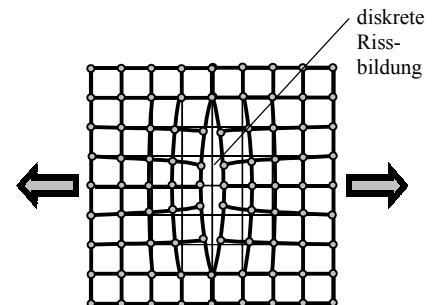


Abb. 3.4.1 Schematische Darstellung einer diskreten Rissbildung

3.4.1.2 Verschmiertes Rissmodell

Das verschmierte Rissmodell (*smeared crack model*) hat bei der numerischen Analyse von Betonstrukturen größere Verbreitung gefunden, weil hier das Entfestigungsverhalten des Betons durch stetige Modifikation der Elementsteifigkeitsmatrix simuliert wird.

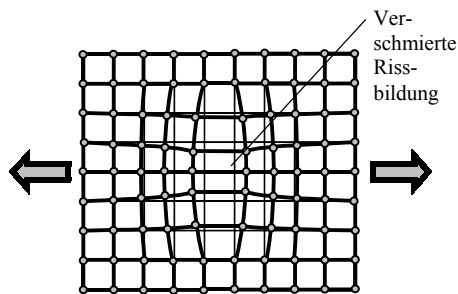


Abb. 3.4.2 Schematische Darstellung einer verschmierten Rissbildung

Die Rissöffnung findet verschmiert über das Element statt. Der gerissene Bereich wird weiterhin als Kontinuum aufgefasst. Damit kann die ursprüngliche Topologie des FE-Netzes während der Berechnung erhalten bleiben.

Entstehen durch das Erreichen der Zugfestigkeit Risse, so wird das isotrope Materialverhalten des Betons durch ein orthotropes ersetzt. Die Achsen der Orthotropie ergeben sich aus den Hauptspannungsrichtungen. Dabei wird angenommen, dass ein Riss genau senkrecht zur größten Hauptspannungsrichtung auftritt.

Bei der Modifikation der Steifigkeit können sich numerische Probleme einstellen, wenn diese betragsmäßig plötzlich zu Null gesetzt wird. Eine solche Modellierung entspricht einem ideal-spröden Materialverhalten, dem weder Normal- noch Porenbeton entsprechen. Sinnvoll scheint hier, die Steifigkeit entsprechend der Entfestigungsfunktion gegen Null konvergieren zu lassen, um derartige numerische Probleme auszuschließen.

An eine Rissbildung sind in der Regel Spannungsumlagerungsprozesse gekoppelt, so dass sich die Richtung der Hauptspannungen während der Berechnung ändern kann. Es existieren 3 Methoden, den verschmierten Riss während der Berechnung zu behandeln.

Bei dem festgehaltenen Rissmodell (*fixed crack model*) bleibt die Orientierung des Risses bei seiner Bildung über den weiteren Berechnungsablauf und damit unabhängig von der Orientierung der Hauptspannungen erhalten. Diese Einschränkung führt dazu, dass die Steifigkeit einer Betonstruktur überschätzt wird.

Bei dem festgehaltenen, nicht orthogonalen Rissmodell (*multi-directional crack model*) wird ein neuer Riss bei der Drehung der Hauptspannung um einen Schwellenwinkel (*threshold angle*), beispielsweise 15° , initialisiert. Damit können sich in der Ebene 12 Risse in einem Integrationspunkt ausbilden. Der hieraus resultierende berechnungstechnische Aufwand ist entsprechend hoch.

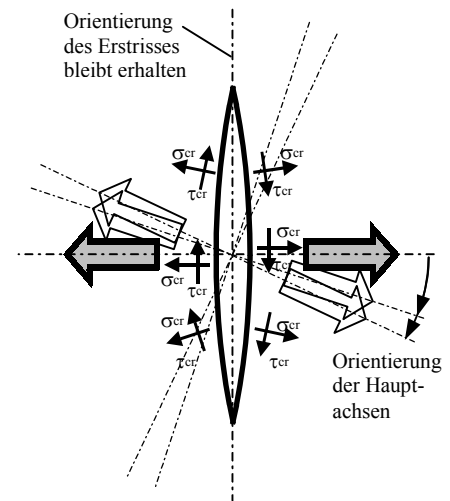


Abb. 3.4.3 Rotation der größten Hauptspannungskomponente bei konstanter Erstrissorientierung (fixed crack)

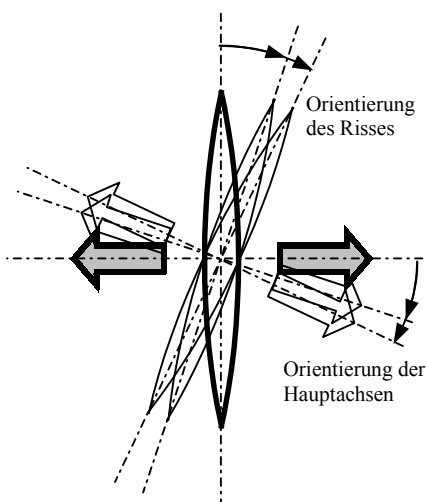


Abb. 3.4.4 Rotation der größten Hauptspannungskomponente und des Risses (rotated crack)

Bei der Anwendung des rotierenden Rissmodells (*rotated crack model*) existiert senkrecht zur aktuellen Hauptspannung nur ein Riss. Die Orientierung des Risses wird stetig an die rotierenden Hauptspannungsrichtungen angepasst. Hierbei kann es zu einer Unterschätzung der Struktursteifigkeiten kommen.

Durch die stetige Anpassung von Riss- und Hauptachsenorientierung treten auf den Rissufer keine Schubspannungen auf. Zur Erfassung der Rissverzahnung ist die Anwendung des *multidirectional crack model* oder *fixed crack model* erforderlich.

Rots und **Blaauwendraad** [rots_1] diskutieren die einzelnen Methoden und ihren Realitätsbezug. Grundsätzlich kommt man hier zu dem Schluss, dass bei hinreichender Verfeinerung des Schwellenwinkels ein fließender Übergang zwischen dem *rotated crack model* und *multidirectional crack model* besteht.

In experimentellen Untersuchungen [rots_1] konnte bei einer Drehung der Hauptachsen an Betonkonstruktionen eine stetige Neubildung feiner Mikrorisse beobachtet werden. Nach hinreichender Rotation schließen sich die Risse wieder. Diese Versuchsbeobachtung spricht für die Anwendung des *rotated crack model*.

Eine weitere Methode wurde durch Bazant [baza_1] entwickelt, indem der Beton als ein System von im Raum zufällig ausgerichteten Ebenen (*micro planes*) aufgefasst wird. Diese können als dünne Zementmatrixschichten interpretiert werden. Das Materialverhalten dieser Schichten wird über Spannungs-Dehnungsbeziehungen definiert. Das Gesamtverhalten der Struktur ergibt sich aus der Kombination der Einzelsteifigkeiten.

In neueren Verfahren [witt_7] wird versucht, die Mehrkomponentenstruktur des Betons durch stochastische Ansätze bei der Anordnung der Elemente und der Verteilung der Steifigkeiten abzubilden. Die letztgenannten Verfahren sind berechnungstechnisch sehr aufwendig und daher wenig geeignet, komplexere Strukturen zu beschreiben. Aus diesen Gründen wird das Konzept der verschmierten, rotierenden Risse zur Analyse von Strukturen aus bewehrtem Porenbeton bevorzugt.

3.4.2 Annahmen und Voraussetzungen

Bei der Anwendung des *smeared rotated crack model* wird vorausgesetzt, dass die Rissorientierung und die Hauptspannungsrichtungen übereinstimmen.

Eine weitere Annahme soll dahingehend getroffen werden, dass die Richtungen der Hauptspannungen und der Hauptdehnungen in den Hauptachsen zusammenfallen. Diese Annahme scheint insofern sinnvoll, als das innerhalb des ungestörten Materials keine Trennflächen oder Verwerfungen, wie sie in der Felsmechanik auftreten, existieren und die Berücksichtigung eines Dilatationswinkels erfordern.

Damit ist möglich, anhand der Knotenverschiebungen den aktuellen Verzerrungszustand jedes Integrationspunktes zu bestimmen und durch eine nachgeschaltete Eigenwertanalyse auf den Hauptdehnungszustand zu schließen. Durch eine entsprechend des räumlichen Beanspruchungszustandes zu modifizierende Referenzarbeitslinie kann auf die aktuelle Steifigkeit und den zugehörigen Hauptspannungszustand geschlossen werden.

Die Arbeitslinie wird auf der Grundlage der durchgeführten experimentellen Materialuntersuchungen durch nachfolgende Parameter definiert:

E_0	Statische E-Modul senkrecht zur Treibrichtung bei einer Druckbeanspruchung im unteren Drittel der einachsigen Druckfestigkeit,
ν_0	Querdehnzahl,
f_{cm}	Einachsige Druckfestigkeit senkrecht zur Treibrichtung,
f_{ct}	Zugfestigkeit,
ϵ_{cu}	Bruchstauchung bei Erreichen der einachsigen Druckfestigkeit senkrecht zur Treibrichtung,
fac_{2d}	Erhöhungsfaktor der Festigkeit bei 2-dimensionaler Druckbeanspruchung ($\sigma_1=\sigma_2, \sigma_3=0$),
fac_{3d}	Erhöhungsfaktor der Festigkeit bei 3-dimensionaler Druckbeanspruchung ($\sigma_1=\sigma_2=\sigma_3$),
$dense$	Dichte des Materials.

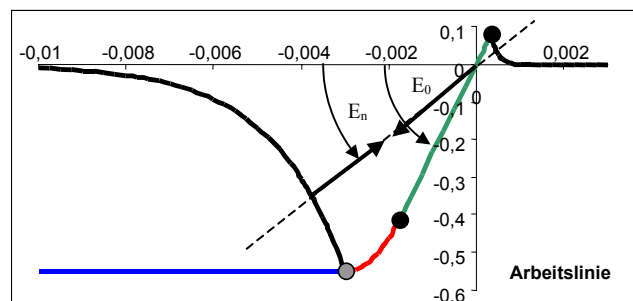


Abb. 3.4.5 Darstellung der Referenzarbeitslinie

Hierbei finden das porenbetonspezifische Entfestigungsverhalten bei Zugbeanspruchung und die an eine Porenquetschung gekoppelte Materialverdichtung Berücksichtigung.

Für die Festlegung des Berechnungsablaufes ist es bedeutsam, ob und inwieweit inelastische Deformationen infolge Mikroriss- bzw. Sammelrissbildung berücksichtigt werden sollen. Abbildung 3.4.6 zeigt diesbezügliche Ansätze.

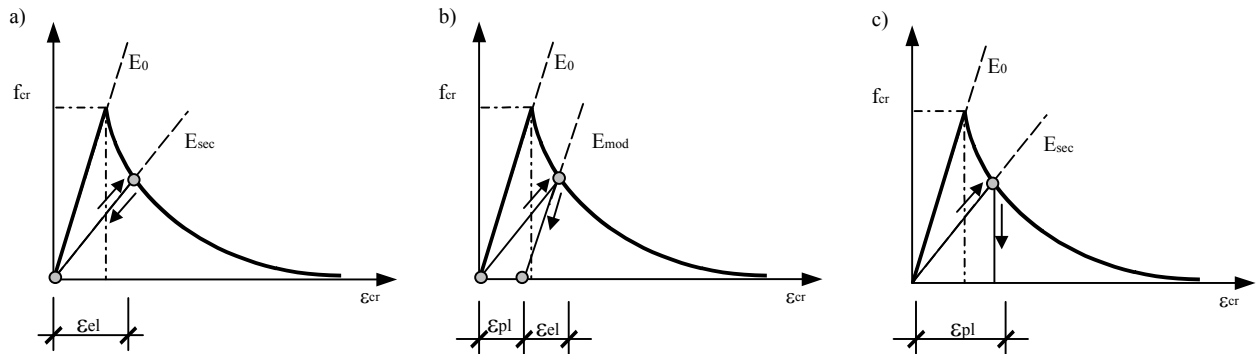


Abb. 3.4.6 Entwicklung der Steifigkeit in Abhängigkeit des Beanspruchungszustands

- a) Nach Entlastung verbleiben keine inelastischen Verformungen
- b) Nach Entlastung verbleiben inelastischen Verformungen, Entlastungsast entspricht Ursprungssteifigkeit
- c) Nach Entlastung verbleiben inelastischen Verformungen, Entlastungsast bildet eine Vertikale

Bild 3.4.6a zeigt den Fall der elastischen Entfestigung (*elastic softening*). Hier wird entsprechend des aktuellen Verzerrungszustandes die Systemsteifigkeit modifiziert, d.h. das Ursprungsmodul E_0 wird im Laufe der Berechnung durch das Sekantenmodul E_{sec} ersetzt. Es wird davon ausgegangen, dass sich bei Entlastung alle Risse vollkommen schließen und der unverformte Ausgangszustand einstellt. Die Erfassung einer Schadensakkumulation infolge Lastwiederholung ist nicht möglich.

In Bild 3.4.6b erfolgt die Entlastung mit der Ursprungssteifigkeit, so dass bei Überschreiten der elastischen Grenzdehnung infolge der Belastung inelastische Verzerrungsanteile verbleiben. Die Risse schließen sich nach der Entlastung nicht mehr vollständig. Bild 3.4.6c stellt eine Modifikation des Falls b dar, wobei hier davon ausgegangen wird, dass bei Entlastung keine elastischen Rückverformungen stattfinden. Die Rissbreiten im be- und entlasteten Zustand sind identisch.

Das tatsächliche Materialverhalten kann zwischen den Fällen b und c vermutet und durch entsprechende experimentelle Untersuchungen bestimmt werden. Grundlage hierfür können deformationsgesteuerte Kurzzeitversuche bei sukzessiver Laststeigerung sein. Im Ergebnis dessen erhält man einen Zusammenhang zwischen der Entwicklung der Steifigkeit des Be- und Entlastungsastes und den inelastischen Verzerrungsanteilen (vgl. Abb. 4.6.7).

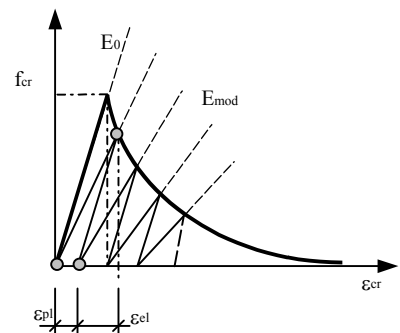


Abb. 3.4.7 Schematische Darstellung der Steifigkeiten bei progressiver Entfestigung

Für die durchzuführenden Analysen spielt die Größe der inelastischen Verformungen eine untergeordnete Rolle, weil sich hier die Frage einer Lastwiederholung zunächst nicht stellt. Ziel ist die Ableitung der zu einer Struktur gehörigen Grenzlast. Aus diesem Grund wird bei der Festlegung des Berechnungsablaufes auf die Erfassung von inelastischen Deformationsanteilen verzichtet.

3.4.3 Rechengang

Der schematische Ablauf der Berechnung ist in der nachfolgenden Übersicht dargestellt. Die Berechnung beginnt mit der Generierung der Systemsteifigkeitsmatrix für einen mechanischen Sachverhalt in Abhängigkeit der Geometrie, der Belastung, der Randbedingungen und der definierten physikalischen Eigenschaften unter Voraussetzung isotropen Materialverhaltens. Der erste Iterationsschritt stellt eine elastische Analyse dar.

Durch die Kombination des Differentialoperators, der B-Matrix eines Elementes, mit dem resultierenden Verschiebungsvektor der angeschlossenen Knoten des vorangegangenen Berechnungsschrittes kann für jeden Integrationspunkt unter Berücksichtigung seiner natürlichen Koordinaten der Verzerrungstensor ϵ_{ij} ermittelt werden. Durch eine anschließende Eigenwertanalyse werden die korrespondierenden Hauptdehnungen ϵ_i abgeleitet und die zugehörigen Transformationsmatrizen T bzw. T^{-1} bereitgestellt.

Damit sind die Hauptachsen bestimmt und der Verzerrungszustand in einen schubspannungsfreien Zustand überführt, der eine Auswertung des Spannungs- und Dehnungszustandes ermöglicht. Hierzu werden das abstrahierte räumliche Bruchmodell für den Porenbeton (vgl. Abb. 3.2.1.17) und die modifizierte Referenzarbeitslinie (vgl. 3.4.5) ausgewertet.

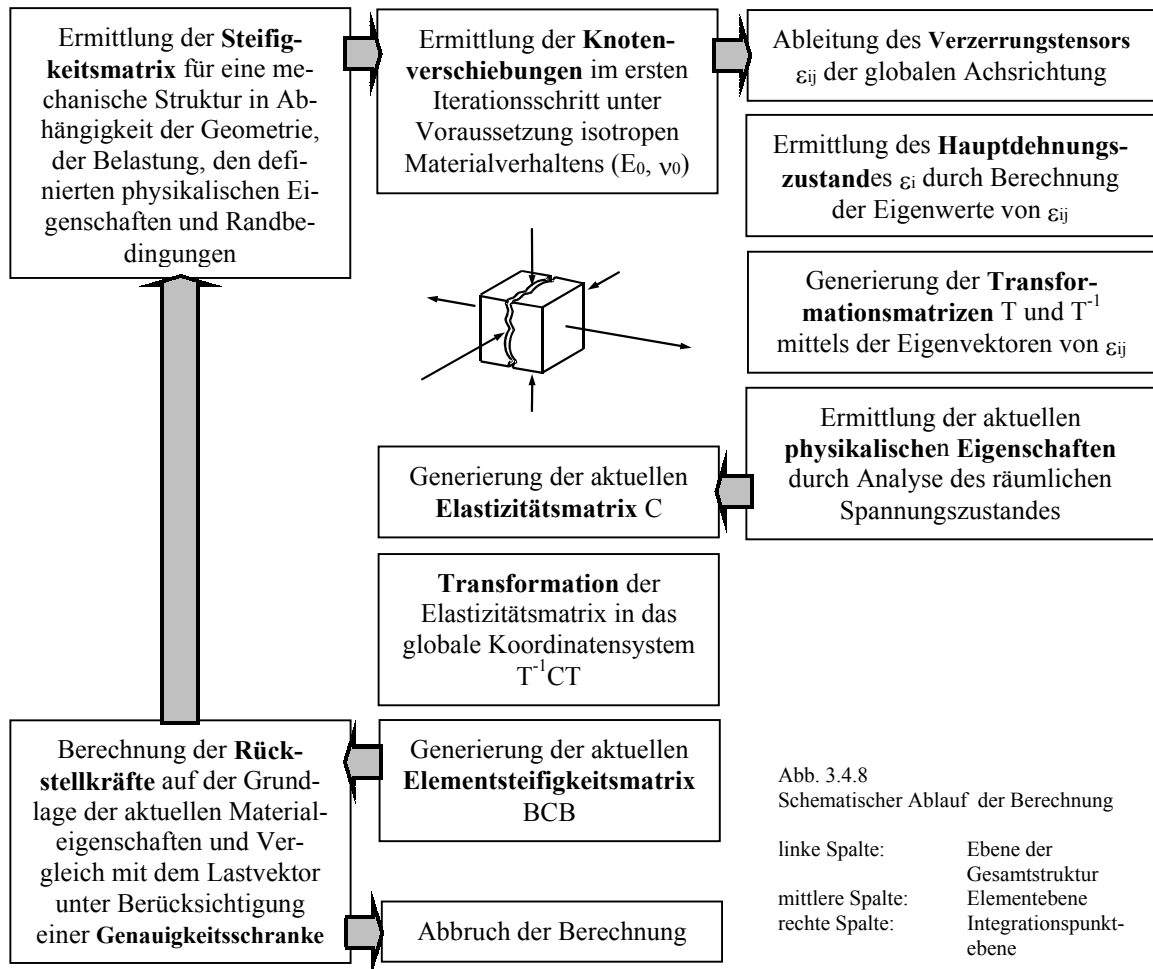


Abb. 3.4.8
Schematischer Ablauf der Berechnung

linke Spalte: Ebene der Gesamtstruktur
mittlere Spalte: Elementebene
rechte Spalte: Integrationspunkt-ebene

Nach der Zuordnung der aktuellen Steifigkeiten E_i und Querdehnzahlen ν_{ij} kann die orthotrope Elastizitätsmatrix bestimmt, in das globale Koordinatensystem rücktransformiert und durch Kombination mit den Differentialoperatoren in die Elementsteifigkeitsmatrix überführt werden.

Nach der Generierung der Systemsteifigkeitsmatrix werden die Rückstellkräfte gebildet und mit dem Lastvektor verglichen. Ein Abbruchkriterium steuert den iterativen Prozess.

3.4.4 Details der Berechnung

3.4.4.0 Eigenwertbestimmung des Verzerrungstensors

Infolge einer ebenen bzw. räumlichen Beanspruchung wird ein Kontinuumsausschnitt verzerrt und verdreht [malm_1]:

$$\mathbf{u}_{ij} = \boldsymbol{\varepsilon}_{ij} + \boldsymbol{\omega}_{ij}, \quad [3.24]$$

wobei:

$\boldsymbol{\varepsilon}_{ij}$ den symmetrischen Verzerrungstensor und
 $\boldsymbol{\omega}_{ij}$ den antisymmetrischen Verdrehungstensor bildet.

Die Anteile lassen sich ermitteln: $\boldsymbol{\varepsilon}_{ij} = \frac{1}{2} (\mathbf{u}_{ij} + \mathbf{u}_{ji})$
 $\boldsymbol{\omega}_{ij} = \frac{1}{2} (\mathbf{u}_{ij} - \mathbf{u}_{ji})$.

Der allgemeine Verzerrungstensor kann wie folgt geschrieben werden:

$$\boldsymbol{\varepsilon}_{ij} = \begin{bmatrix} \varepsilon_{11} & \varepsilon_{12} & \varepsilon_{13} \\ \varepsilon_{21} & \varepsilon_{22} & \varepsilon_{23} \\ \varepsilon_{31} & \varepsilon_{23} & \varepsilon_{33} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \varepsilon_1 & \frac{1}{2} \gamma_{12} & \frac{1}{2} \gamma_{13} \\ \frac{1}{2} \gamma_{21} & \varepsilon_2 & \frac{1}{2} \gamma_{23} \\ \frac{1}{2} \gamma_{31} & \frac{1}{2} \gamma_{32} & \varepsilon_3 \end{bmatrix}$$

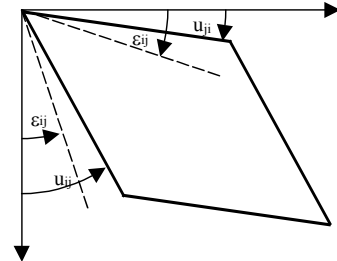


Abb. 3.4.9 Aufteilung des Tensors \mathbf{u}_{ij} in den symmetrischen Teil $\boldsymbol{\varepsilon}_{ij}$ (Verzerrungen) und den antisymmetrischen Teil $\boldsymbol{\omega}_{ij}$ (Drehung)

Die Anteile der Hauptdiagonalen stellen die Dehnungen in Richtung der globalen Achsen, die restlichen Glieder die Schubverzerrung dar. Aufgrund der Symmetrie kann der Tensor $\boldsymbol{\varepsilon}_{ij}$ auch als Zeilenvektor abgebildet werden:

$$\boldsymbol{\varepsilon}_{ij} = [\varepsilon_1, \varepsilon_2, \varepsilon_3, \varepsilon_4, \varepsilon_5, \varepsilon_6].$$

Der Verzerrungszustand einer Struktur läßt sich nur in geeigneter Weise auswerten, wenn er schubspannungsfrei und damit in die Richtung der Hauptachsen transformiert wird. Der schubspannungsfreie Verzerrungszustand ermöglicht eine Zuordnung der aktuellen Steifigkeit. Die Bestimmung der Eigenwerte erfolgt durch die Lösung der Gleichung:

$$(\mathbf{A} - \lambda \mathbf{E})\mathbf{x} = 0,$$

wobei:

A Quadratische Matrix [n,n]
 λ Eigenwerte der Matrix A
E Einheitsmatrix [n,n]
x Eigenvektoren der Matrix A

Die nichttriviale Lösung dieses Gleichungssystems sind die Eigenvektoren \mathbf{x} der Matrix A. Nichttriviale Lösungen liegen vor, wenn:

$$\text{Rg}(\mathbf{A} - \lambda \mathbf{E})\mathbf{x} < n \quad \text{bzw.} \quad \det(\mathbf{A} - \lambda \mathbf{E})\mathbf{x} = 0 \quad [3.25]$$

ist.

Die Determinante des Gleichungssystems führt auf die charakteristische Gleichung der Matrix A. Die Lösung der charakteristischen Gleichung sind die gesuchten Eigenwerte. Nach Einsetzen der Eigenwerte in die Ausgangsgleichung können die Eigenvektoren als nichttriviale Lösung des Gleichungssystems bestimmt werden.

Für den Fall des Verzerrungstensors $\boldsymbol{\varepsilon}_{ij}$ kann die charakteristische Gleichung wie folgt angegeben werden:

$$-\varepsilon^3 + I_1 \varepsilon^2 + I_2 \varepsilon + I_3 = 0,$$

wobei:

$$\begin{aligned} I_1 &= \varepsilon_{11} + \varepsilon_{22} + \varepsilon_{33} \\ I_2 &= \varepsilon_{12}^2 + \varepsilon_{23}^2 + \varepsilon_{13}^2 - \varepsilon_{11} \varepsilon_{22} - \varepsilon_{22} \varepsilon_{33} - \varepsilon_{11} \varepsilon_{33} \\ I_3 &= \det [\boldsymbol{\varepsilon}_{ij}] \end{aligned}$$

Für diesen Fall kann durch die Verwendung der Cardanischen Gleichungen die Lösung des charakteristischen Polynoms 3. Grades geschlossen angegeben werden. Für den praktischen Berechnungsablauf erweist es sich jedoch als zweckmäßiger, die Nullstellen des charakteristischen Polynoms und die Eigenvektoren durch numerische Näherungsmethoden zu bestimmen. Hierzu werden LAPACK-Routinen herangezogen.

Die Eigenwerte des Verzerrungstensors $\boldsymbol{\varepsilon}_{ij}$ stellen die Hauptdehnungen ε_i dar. Die zu den Eigenwerten gehörenden Eigenvektoren bedeuten die Orientierung bzw. die Richtungsvektoren der Hauptdehnungen in Bezug auf das globale Koordinatensystem.

3.4.4.1 Orthotrope Elastizitätsmatrix

Kernstück der Berechnung bildet die Elastizitätsmatrix, diese wird nach der Ableitung der aktuellen Steifigkeiten in Abhängigkeit des Beanspruchungszustandes belegt. Entsprechend den vorangegangenen Überlegungen soll der Porenbeton als orthotropes Material modelliert werden.

$$\begin{bmatrix} \varepsilon_1 \\ \varepsilon_2 \\ \varepsilon_3 \\ \varepsilon_4 \\ \varepsilon_5 \\ \varepsilon_6 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} a_{11} & a_{12} & a_{13} & & & \\ a_{21} & a_{22} & a_{31} & & & \\ a_{31} & a_{32} & a_{33} & & & \\ & & & a_{44} & & \\ & & & & a_{55} & \\ & & & & & a_{66} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \sigma_1 \\ \sigma_2 \\ \sigma_3 \\ \sigma_4 \\ \sigma_5 \\ \sigma_6 \end{bmatrix}$$

wobei sind:

$$\begin{aligned} a_{11} &= 1/E_1 \\ a_{22} &= 1/E_2 \\ a_{33} &= 1/E_3 \\ a_{12} &= -\nu_{21}/E_2 \\ a_{13} &= -\nu_{31}/E_3 \\ a_{21} &= -\nu_{12}/E_1 \\ a_{23} &= -\nu_{32}/E_3 \\ a_{31} &= -\nu_{13}/E_1 \\ a_{32} &= -\nu_{23}/E_2 \\ a_{44} &= 1/G_{23} \\ a_{55} &= 1/G_{13} \\ a_{66} &= 1/G_{12} \end{aligned}$$

Der nebenstehende Zusammenhang zwischen Verzerrungen und Spannungen dient der Beschreibung eines orthotropen Materialverhaltens.

Die Koeffizienten a_{ij} geben an, wie sich die Verzerrungskomponente ε_i in Abhängigkeit der Beanspruchung σ_i ändert. Damit entspricht a_{ij} dem Kehrwert des E-Moduls. Aufgrund der Symmetriebedingung ergibt sich, dass die Glieder $a_{ij}=a_{ji}$ sind.

Damit verbleiben 9 unabhängige Materialkonstanten. Der orthotrope Körper verhält sich in den Richtungen, die nicht der Hauptrichtung der Orthotropie entsprechen, wie ein vollständig anisotroper Körper [mal_m_1]. Durch weitere vereinfachende Annahmen können die

Schubmoduli durch die E-Moduli ausgedrückt werden.

$$C = \begin{bmatrix} \frac{E_1}{\Phi}(1-\nu_{23} \cdot \nu_{32}) & \frac{E_2}{\Phi}(\nu_{12} - \nu_{32} \cdot \nu_{13}) & \frac{E_3}{\Phi}(\nu_{13} - \nu_{12} \cdot \nu_{23}) & 0 & 0 & 0 \\ \frac{E_1}{\Phi}(\nu_{21} - \nu_{31} \cdot \nu_{23}) & \frac{E_2}{\Phi}(1-\nu_{13} \cdot \nu_{31}) & \frac{E_3}{\Phi}(\nu_{23} - \nu_{21} \cdot \nu_{13}) & 0 & 0 & 0 \\ \frac{E_1}{\Phi}(\nu_{31} - \nu_{21} \cdot \nu_{32}) & \frac{E_2}{\Phi}(\nu_{32} - \nu_{31} \cdot \nu_{12}) & \frac{E_3}{\Phi}(1-\nu_{12} \cdot \nu_{12}) & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & G_{23} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & G_{31} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & G_{12} \end{bmatrix}$$

mit: $\Phi = 1 - (\nu_{23} \cdot \nu_{32} + \nu_{21} \cdot \nu_{12} + \nu_{13} \cdot \nu_{31} + 2 \cdot \nu_{31} \cdot \nu_{12} \cdot \nu_{23})$

Um einer symmetrischen Matrix zu genügen, muss gelten:

$$E_1 \nu_{21} = E_2 \nu_{12}; \quad E_1 \nu_{31} = E_3 \nu_{13}; \quad E_2 \nu_{32} = E_3 \nu_{23}; \quad \dots \quad E_i \nu_{ji} = E_j \nu_{ij}$$

Eine Zuordnung der E-Moduli E_i kann auf der Grundlage der Versuche (Abschn. 3.2.1) erfolgen. Über die Entwicklung der Querdehnung ν_{ij} in Abhängigkeit des Beanspruchungszustandes liegen keine gesicherten Erkenntnisse vor. Nachfolgendes Gedankenmodell eines Zugstabes soll helfen, ein hinreichendes Modell für die Berechnung abzuleiten.

Der in Abbildung 3.4.10 dargestellte Zugstab erfährt infolge der Längsbeanspruchung eine Längenänderung ΔL und eine Querverformung Δb , die nicht behindert wird. Ist die Belastung deutlich kleiner als die Zugfestigkeit des Materials, dann hat noch keine Mikrorissbildung eingesetzt. Der E-Modul entspricht dem Ursprungsmodul, der Körper verformt sich elastisch.

Bei Erreichen der kritischen Last kommt es zur Sammelrissbildung und zu einer Rissöffnung senkrecht zur Beanspruchungsrichtung. Infolge dessen sind die über den Riss übertragbaren Spannungen sehr klein, die Verformung des Lastangriffspunktes ist sehr groß. Bildet die Querdehnung eine Konstante, resultieren aus den an die Riöffnung gekoppelten großen Deformationen in Beanspruchungsrichtung ebenfalls sehr große Querverformungen ($\varepsilon_2 = \varepsilon_3 = \nu_0 \varepsilon_1$).

Nach abgeschlossener Ausbildung des diskreten Risses scheint das jedoch unzutreffend, weil der verbleibende, nunmehr nahezu spannungsfreie Restkörper seine ursprüngliche Form annehmen kann und somit keine Querkontraktion erfährt. Voraussetzung ist eine völlig orthotrope Entfestigung des Porenbetons. Somit wird durch die Rissbildung in Beanspruchungsrichtung keine Schädigung senkrecht zu dieser ausgelöst.

Für die Modellierung des verschmierten Risses muß demnach angenommen werden, daß nach abgeschlossener Rissbildung die Steifigkeit in Beanspruchungsrichtung gegen Null konvergiert und ebenso keine Querkontraktion mehr stattfindet $v_{ij}=0$.

$$\begin{array}{cc}
 \boxed{v_{12} := \frac{v_0}{E_0} \cdot E_1} & \boxed{v_{13} := \frac{v_0}{E_0} \cdot E_1} \\
 \boxed{v_{21} := \frac{v_0}{E_0} \cdot E_2} & \boxed{v_{23} := \frac{v_0}{E_0} \cdot E_2} \\
 \boxed{v_{31} := \frac{v_0}{E_0} \cdot E_3} & \boxed{v_{32} := \frac{v_0}{E_0} \cdot E_3}
 \end{array}$$

Abb. 3.4.11 Entwicklung der Querdehnzahlen

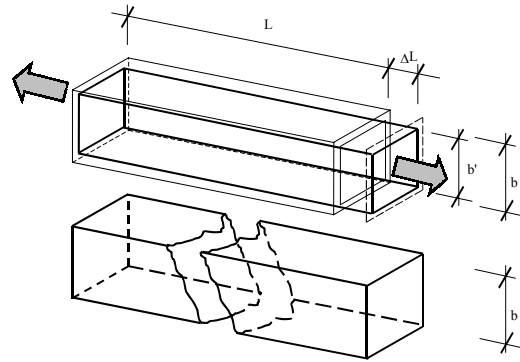


Abb. 3.4.10 Schematische Darstellung eines spröden Zugstabes

Für die Berechnung wird daher angenommen, daß der Quotient aus Anfangssteifigkeit und Anfangsquerdehnungszahl v_0/E_0 eine Konstante bildet. Damit kann für die Entwicklung der Querdehnung entsprechend:

$$v_{ij} = v_0/E_0 \cdot E_i \quad [3.26]$$

(vgl. Abb. 3.4.10) in die Berechnung eingeführt werden.

Es verbleiben die Schubmoduli G_{ij} als Unbekannte. Das Schubmodul ist mit der Änderung zweier Richtungen verbunden, die senkrecht aufeinander stehen. In der Ebene ist durch eine gegebene Richtung die Orthogonale eindeutig bestimmbar, im Raum ist das nicht der Fall. Damit stehen die E-moduli und die Schubmoduli in keinem Zusammenhang [malm_1].

Die Zuordnung der Steifigkeit erfolgt für die Hauptspannungen bzw. -dehnungen. Diese sind frei von Schubspannungen bzw. Schubverzerrungen. Damit können die entsprechenden Felder der Elastizitätsmatrix mit dem Wert Null belegt werden. Nach der Kombination der Elastizitätsmatrix mit den Transformationsmatrizen sind alle Felder voll belegt.

3.4.4.2 Transformation der Elastizitätsmatrix

Die Transformationsvorschrift für die Elastizitätsmatrix in Richtung der globalen Achsen ergibt sich folgendermaßen:

$$\begin{aligned}
 \sigma_i &= C' \varepsilon_i \\
 T \sigma_{ij} &= C' T \varepsilon_{ij} \\
 \sigma_{ij} &= T^{-1} C' T \varepsilon_{ij} \\
 \sigma_{ij} &= C \varepsilon_{ij}
 \end{aligned}$$

und damit:

$$C = T^{-1} C' T \quad [3.27]$$

Dabei sind der Spannungs- und Dehnungstensor Tensoren 2. Stufe, so dass für eine Transformation in ein neues Koordinatensystem (') die Gleichung [3.28a] bzw. für eine Rücktransformation die Gleichung [3.28b] gilt:

$$\sigma_{kl}' = \sigma_{ij} l_{ki} l_{lj} \quad [3.28a]$$

$$\sigma_{ij} = \sigma_{kl}' l_{ki} l_{lj} \quad [3.28b]$$

$$T := \begin{bmatrix} L_{11} \cdot L_{11} & L_{12} \cdot L_{12} & L_{13} \cdot L_{13} & L_{11} \cdot L_{12} & L_{12} \cdot L_{13} & L_{11} \cdot L_{13} \\ L_{21} \cdot L_{21} & L_{22} \cdot L_{22} & L_{23} \cdot L_{23} & L_{21} \cdot L_{22} & L_{22} \cdot L_{23} & L_{21} \cdot L_{23} \\ L_{31} \cdot L_{31} & L_{32} \cdot L_{32} & L_{33} \cdot L_{33} & L_{31} \cdot L_{32} & L_{32} \cdot L_{33} & L_{31} \cdot L_{33} \\ L_{11} \cdot L_{21} & L_{12} \cdot L_{22} & L_{13} \cdot L_{23} & L_{11} \cdot L_{22} + L_{12} \cdot L_{21} & L_{12} \cdot L_{23} + L_{13} \cdot L_{22} & L_{11} \cdot L_{23} + L_{13} \cdot L_{21} \\ L_{21} \cdot L_{31} & L_{22} \cdot L_{32} & L_{23} \cdot L_{33} & L_{21} \cdot L_{32} + L_{22} \cdot L_{31} & L_{22} \cdot L_{33} + L_{23} \cdot L_{32} & L_{21} \cdot L_{33} + L_{23} \cdot L_{31} \\ L_{11} \cdot L_{31} & L_{12} \cdot L_{32} & L_{13} \cdot L_{33} & L_{11} \cdot L_{32} + L_{12} \cdot L_{31} & L_{12} \cdot L_{33} + L_{13} \cdot L_{32} & L_{11} \cdot L_{33} + L_{13} \cdot L_{31} \end{bmatrix}$$

$$T^{-1} := \begin{bmatrix} L_{11}^2 & L_{21}^2 & L_{31}^2 & L_{11} \cdot L_{21} & L_{21} \cdot L_{31} & L_{11} \cdot L_{31} \\ L_{12}^2 & L_{22}^2 & L_{32}^2 & L_{12} \cdot L_{22} & L_{22} \cdot L_{32} & L_{12} \cdot L_{32} \\ L_{13}^2 & L_{23}^2 & L_{33}^2 & L_{13} \cdot L_{23} & L_{23} \cdot L_{33} & L_{13} \cdot L_{33} \\ L_{11} \cdot L_{12} & L_{21} \cdot L_{22} & L_{31} \cdot L_{32} & L_{11} \cdot L_{22} + L_{21} \cdot L_{12} & L_{21} \cdot L_{32} + L_{31} \cdot L_{22} & L_{11} \cdot L_{32} + L_{31} \cdot L_{12} \\ L_{12} \cdot L_{13} & L_{22} \cdot L_{23} & L_{32} \cdot L_{33} & L_{12} \cdot L_{23} + L_{22} \cdot L_{13} & L_{22} \cdot L_{33} + L_{32} \cdot L_{23} & L_{12} \cdot L_{33} + L_{32} \cdot L_{13} \\ L_{11} \cdot L_{13} & L_{21} \cdot L_{23} & L_{31} \cdot L_{33} & L_{11} \cdot L_{23} + L_{21} \cdot L_{13} & L_{21} \cdot L_{33} + L_{31} \cdot L_{23} & L_{11} \cdot L_{33} + L_{31} \cdot L_{13} \end{bmatrix}$$

Damit können die Transformationsmatrizen angegeben werden, wobei L_{ij} bzw. L_{kl} die Elemente der Richtungsvektoren darstellen, die aus der Eigenwertanalyse abgeleitet wurden.

4 Experimentelle Voruntersuchungen zum Querkrafttragverhalten querkraftbewehrter Elemente aus Porenbeton

4.0 Allgemeines

Für die Beurteilung des Querkrafttragverhaltens querkraftbewehrter Bauteile aus Porenbeton ist neben der Klärung materialspezifischer Besonderheiten des Porenbetons die Interaktion der Verbundmaterialien innerhalb der Konstruktion von zentraler Bedeutung.

Die Interaktion der Verbundmaterialien in Konstruktionen aus Stahlbeton erfolgt in der Regel durch den wirksamen Verbund. Darüber hinaus kann durch ergänzende konstruktive Maßnahmen die Interaktion sichergestellt werden.

Für den Porenbeton ist bekannt, dass die Verbundwirkung zwischen den an der Verbundkonstruktion beteiligten Materialien von untergeordneter Bedeutung ist. Damit kommt den ergänzenden konstruktiven Maßnahmen beim bewehrten Porenbeton eine andere Bedeutung zu. Die Interaktion wird durch die Wirkung von Verankerungselementen realisiert.

Eine wirtschaftliche Verankerung erfolgt durch den Einsatz angeschweißte Querstäbe. Zur Herstellung querkraftbewehrter Elemente werden Stabstähle abgelängt und zu Matten verschweißt. Die Matten werden anschließend zu Bewehrungskörben gefaltet. Aufgrund technologischer Randbedingungen sind die Körbe nicht geschlossen, d. h. im eingebauten Zustand wird die Druckzone querkraftbewehrter Bauteile nicht durch die Querkraftbewehrung umschlossen. Die Längszugbewehrung wird durch Querstäbe verankert. Die Querstäbe dienen gleichzeitig als Querkraftbewehrung. Die Verankerung der Querkraftbewehrung erfolgt in der Balkendruckzone durch Verankerungsstäbe, die auch als Biegedruckbewehrung wirksam sind.

Im Folgenden soll geklärt werden, welche Bedeutung dem Verbund innerhalb der Konstruktion zukommt. Des Weiteren bleibt durch experimentelle Untersuchungen in Hinblick auf die Verankerung der Querkraftbewehrung zu klären, wie sich das Trag- und Verformungsverhalten von Verankerungsstäben gestaltet. Dabei interessieren neben der Tragfähigkeit insbesondere die zur Aktivierung der Verankerungswirkung notwendigen Verschiebungen des Verankerungssystems. Es sind relevante Einflussparameter auf die Tragwirkung zu untersuchen und in Hinblick auf die Querkrafttragfähigkeit querkraftbewehrter Elemente auszuwerten.

Es kann vermutet werden, dass sich die Nachgiebigkeit einer Verankerung innerhalb eines hochgradig statisch unbestimmten Systems, als das der querkraftbeanspruchte Bereich nach der Querkraftrissbildung aufgefasst werden kann, deutlich auf den Lastfluss und das Umlagerungsgeschehen auswirkt und damit entscheidend die Querkrafttragfähigkeit beeinflusst.

Schließlich ist bekannt, dass der herstellungsbedingte Autoklaviervorgang in Zusammenhang mit den unterschiedlichen Temperaturexpansionskoeffizienten eine Dehnungsdifferenz zwischen den Verbundmaterialien bedingt. Es bleibt zu klären, in welcher Größenordnung die sich daraus ergebende Vorspannung des Porenbetons bewegt und welche Auswirkungen sich daraus auf die Tragwirkung im Gebrauchs- und Bruchzustand für querkraftbewehrte Bauteile ergeben.

Anhand von :

- Überlegungen zur Verbundwirkung zwischen Porenbeton und Bewehrung,
- experimentellen Untersuchungen zum Trag- und Verformungsverhaltens von Verankerungsstäben in Porenbeton,
- experimentellen Untersuchungen zur thermischen Vorspannung

sollen Rückschlüsse auf die Interaktion der Verbundmaterialien innerhalb der Verbundkonstruktion und damit auf das Querkrafttragverhalten querkraftbewehrter Elemente gezogen werden.

Die abgeleiteten Ergebnisse werden in Abschnitt 4.4 zusammengefasst und Hypothesen bezüglich der Querkrafttragfähigkeit querkraftbewehrter Elemente aus Porenbeton aufgestellt.

Das auf der Grundlage der in Abschnitt 3.4 aufgezeigten Ansätze zur numerischen Behandlung bewehrter Strukturen aus Porenbeton entwickelte Werkzeug wird zur Ergänzung und Untermauerung der experimentellen Ergebnisse herangezogen.

4.1 Verbundproblematik

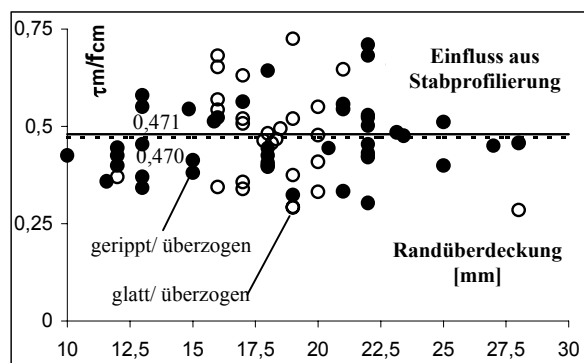
4.1.0 Allgemeines

Aufgrund der schwachen Alkalizität nach der Autoklavierung ist zur Absicherung der Dauerhaftigkeit von stahlbewehrten Verbundkonstruktionen aus Porenbeton eine Korrosionsschutzummantelung erforderlich (vgl. Abschn. 3.1). Diese Schicht besteht üblicherweise aus Zementleim oder bituminösen Materialien. Der im Stahlbeton wirksame Verbund lässt sich auf die Haftwirkung, den Formverbund und die Reibungsanteile zurückführen. Aufgrund der Verwendung glatter Bewehrungsstähle bei der Herstellung des bewehrten Porenbetons und aufgrund des Korrosionsschutzüberzuges entfällt der Formverbund.

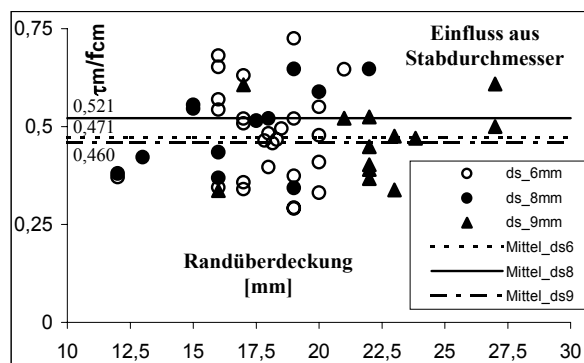
Im Folgenden soll die Verbundwirkung zwischen Porenbeton und Bewehrungsstahl untersucht werden. Hierzu werden keine experimentellen Untersuchungen durchgeführt, sondern es sollen anhand von vorliegenden Versuchsergebnissen nach [nieu_2] im Zusammenhang mit numerischen Simulationen Rückschlüsse auf die Verbundfestigkeit und die Wirksamkeit des Verbundes gezogen werden. In Abhängigkeit davon erfolgt eine Beurteilung der Verbundwirkung zwischen Porenbeton und Bewehrung hinsichtlich einer normativen Regelung.

4.1.1 Beurteilung der Verbundwirkung

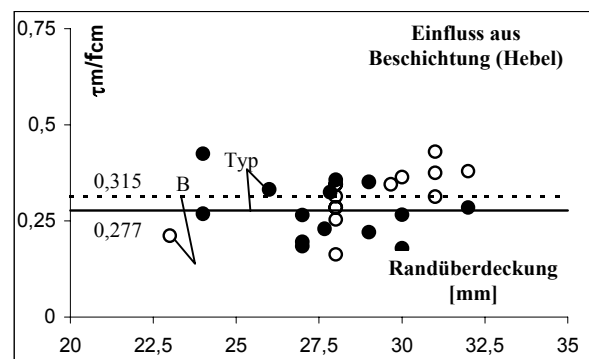
Untersuchungen [nieu_2] zur Verbundfestigkeit von Bewehrungsstählen in Porenbeton zeigen, dass die Art des Korrosionsschutzüberzuges deutlichen Einfluss auf die Verbundfestigkeit hat. In Diagramm 4.1.1a-b werden jeweils zwei unterschiedliche Korrosionsschutzüberzüge¹ unterschiedlicher Hersteller einander gegenübergestellt. Um einen direkten Vergleich zu ermöglichen, werden die gemessenen maximalen Verbundspannungen τ_m auf den zugehörigen Mittelwert der einachsigen Druckfestigkeit des Porenbetons f_{cm} , entsprechend der Materialprüfung, bezogen.



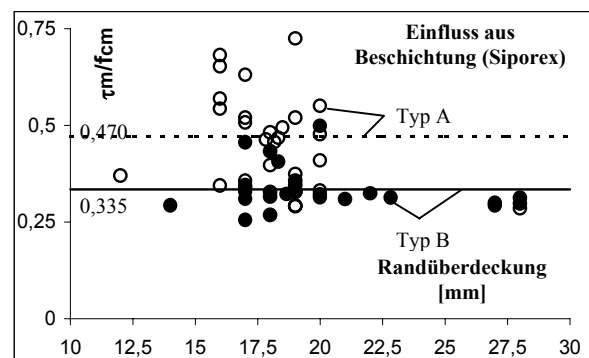
Dia. 4.1.1c Bezogene Verbundspannung in Abhängigkeit von der Profilierung der Bewehrungsstähle (Ytong NL, Siporex)



Dia. 4.1.1d Bezogene Verbundspannung in Abhängigkeit vom Stabdurchmesser (Siporex)



Dia. 4.1.1a Bezogene Verbundspannung in Abhängigkeit von der Art des Korrosionsschutzüberzuges der Firma Hebel



Dia. 4.1.1b Bezogene Verbundspannung in Abhängigkeit von der Art des Korrosionsschutzüberzuges der Firma Siporex

Die berechneten Mittelwerte werden in den Diagrammen durch Geraden ergänzt. Die so ermittelte bezogene Verbundfestigkeit τ_m/f_{cm} variiert danach deutlich in Abhängigkeit von der Art des Korrosionsschutzes um bis zu 33%.

Die seitliche Randüberdeckung hat für Verhältnisse $e/d_{sA} > 2$ keinen erkennbaren Einfluss auf das Verbundverhalten. Der Einfluss aus der Stabprofilierung ist in Diagramm 4.1.1c abgebildet.

¹ Die genaue Zusammensetzung der Korrosionsschutzüberzüge ist nicht bekannt.

Der gewonnene Zusammenhang besitzt nur orientierenden Charakter². Es wird deutlich, dass sich eine Profilierung der Bewehrungsstäbe nicht positiv auf die Verbundfestigkeit auswirkt. Aus diesem Grund erfolgt die konstruktive Durchbildung bewehrter Konstruktionen aus Porenbeton üblicherweise durch glatte Bewehrungsstäbe.

Der Einfluss des Stabdurchmessers auf die Verbundfestigkeit wird in Diagramm 4.1.1d dargestellt. Aus den Versuchsergebnissen lässt sich kein direkter Zusammenhang zwischen dem Stabdurchmesser und der Verbundfestigkeit ableiten. Untersuchungsgegenstand waren hier Stabdurchmesser zwischen 6...9mm. Es bleibt jedoch zu vermuten, dass bei Stabdurchmessern größer 9mm aufgrund der herstellungsbedingten Gär-schattenbildung die Verbundfestigkeit empfindlich beeinträchtigt wird.

Der Verbund in bewehrten Porenbetonkonstruktionen beschränkt sich damit auf den Haft- und Reibverbund. Erfahrungen zeigen, dass der Verbund bewehrter Elemente bereits durch Transport und Montage aufgehoben werden kann. Damit stellt die Verbundfestigkeit bezüglich einer Bemessungsaufgabe keine sichere Einflussgröße dar. Das Zusammenwirken zwischen den an der Verbundkonstruktion beteiligten Materialien muss durch diskrete Verankerungselemente abgesichert werden. Diese Verankerungen sind so auszulegen, dass sie die gesamte zu verankernde Beanspruchung mit hinreichender Sicherheit aufnehmen können.

4.1.2 Numerische Abbildung des Verbundverhaltens

In Hinblick auf die wirklichkeitsnahe, numerische Simulation einer Porenbetonverbundkonstruktion ist die Wirkung des Haftverbundes jedoch nicht vernachlässigbar. Zwar kommt es infolge einer äußeren Beanspruchung innerhalb einer komplexeren Verbundstruktur bereichsweise zu einem Verlust der Verbundwirkung. Das betrifft jedoch nicht zwingend die gesamte Konstruktion, sondern bleibt auf bestimmte, höher beanspruchte Bereiche des Bauteils beschränkt. Um das Trag- und Verformungsverhalten einer komplexeren Konstruktion zu erfassen, ist die numerische Abbildung des Verbundes von zentraler Bedeutung. Die zur Simulation der Verbundproblematik angewandte Methode basiert auf dem Konzept verschmierter, rotierender Risse (*smearred rotated cracks*).

Modellierung des Verbundes

Bei der Berechnung wird davon ausgegangen, dass die Entfestigung nicht in der Grenzschicht zwischen Porenbeton und Korrosionsschutzüberzug bzw. zwischen Korrosionsschutzüberzug und Bewehrung stattfindet, sondern im umhüllenden Porenbeton.

Hier kommt es aufgrund der gegenseitigen Verschiebung zwischen Beton und Stahl zu einer Mikrorissbildung. An diese Mikrorissbildung ist ein Entfestigung gekoppelt, die numerisch erfasst wird.

Damit kann bei der Modellierung komplexerer Strukturen auf die Anwendung spezieller Linkelemente verzichtet werden, was sich in Hinblick auf den Vernetzungs- und Berechnungsaufwand positiv auswirkt.

Da es sich hierbei um ein physikalisch nichtlineares, räumliches Problem handelt, muss unter Voraussetzung des Bruchmodells nach Abschnitt 3.2.1 eine dreidimensionale Berechnung durchgeführt werden.

Die Grundlagen der Berechnung und Einzelheiten des Berechnungsganges erfolgen im Abschnitt 3.4 "Ansätze zur numerischen Analyse".

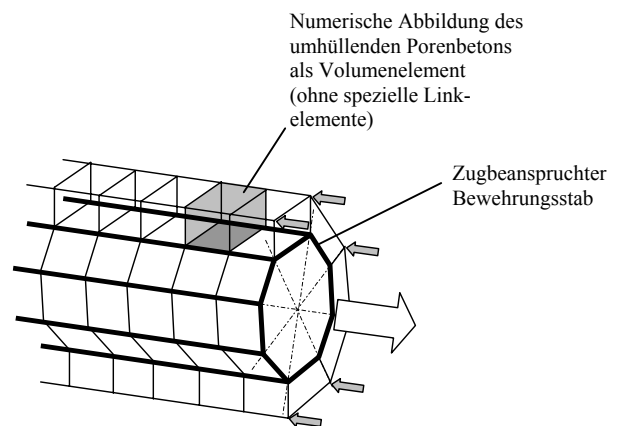


Abb. 4.1.1 Modellierung der Grenzschicht

² Ein direkter Vergleich wird erschwert, weil hier Proben verschiedener Hersteller und von entsprechend unterschiedlichen Korrosionsschutzüberzügen miteinander verglichen werden. Hinzu kommt, dass bei den Untersuchungen nicht immer die Bestimmung der Druckfestigkeit in Materialüberprüfungen durchgeführt wurden. Um eine qualitative Aussage ableiten zu können, wurde entsprechend der deklarierten Festigkeit und einer angenommenen Streuung der Mittelwert der Druckfestigkeit berechnet und besitzt demzufolge nur einen orientierenden Charakter.

Durchführung der Berechnung

Entscheidend für die Qualität einer Simulation ist die Vernetzung des Modells. Hierzu werden Vernetzungsstudien angestellt (vgl. Abb. 4.1.2). Dabei werden Ausziehversuche eines Stabes mit einem Stabdurchmesser 10mm und einer Verbundlänge (Bettungslänge) von 3cm simuliert.

Es hat sich gezeigt, dass durch die Modellierung einer feinen, die Bewehrung umhüllenden Schicht mit den Materialeigenschaften des Porenbetons das experimentell festgestellte Verbundverhalten [nieu_2] hinreichend abgebildet werden kann.

Der Berechnung werden entsprechend den Angaben [nieu_2] folgende Materialdaten zugrunde gelegt:

Porenbeton [kN, cm]:

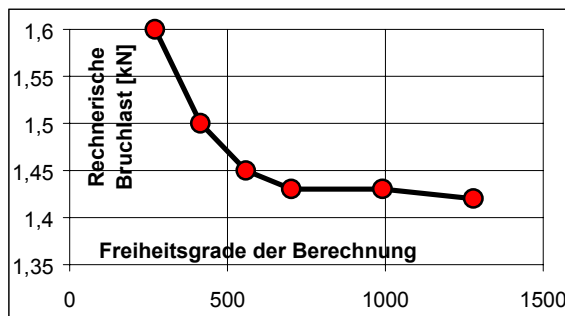
$$E_{ct}=225 \quad \nu_0=0,2 \quad f_{cm}=0,50 \quad f_{ct}=0,13f_{cm} = 0,065$$

$$\varepsilon_{cu}=1,05 \quad f_{ac2d}=1,46 \quad f_{ac3d}= \quad \text{dense}=.000006$$

Verankerungsstahl:

$$E_s=20000 \text{ kN/cm}^2, f_{ym}= 24 \text{ kN/cm}^2$$

Ergebnisse der Simulation



Dia. 4.1.2 Konvergenzverhalten bei anwachsender Anzahl an Freiheitsgraden

Das Diagramm 4.1.2 zeigt das Konvergenzverhalten bei zunehmender Netzverfeinerung für den Modelltyp e entsprechend Abbildung 4.1.2. Die Berechnungsergebnisse konvergieren gegen einen Grenzwert. Dieser kann im vorliegenden Beispiel mit:

$$F_{u,cal}=1,42 \text{ kN}$$

als rechnerische Bruchlast angegeben werden. Die zugehörige Oberfläche der Bewehrung beträgt im Modell $A_o=9,90\text{cm}^2$.

Damit lassen sich die mittlere bzw. bezogene Verbundfestigkeit ableiten:

$$\tau_m = 0,143 \text{ kN/cm}^2,$$

$$\tau_m/f_{cm} = 0,143 \text{ kN/cm}^2/0,5 \text{ kN/cm}^2 = 0,286.$$

Berücksichtigt man, dass durch den Tauchvorgang (vgl. Abschn. 4.1.0) eine Schicht der Dicke von 0,1...1,0 mm auf die Staboberfläche aufgetragen wird, kann die Berechnung dahingehend modifiziert werden. Unter Voraussetzung einer 1mm starken Beschichtung erhöht sich die bezogene Verbundfestigkeit:

$$\tau_m/f_{cm} * A_{o,exp}/A_{o,cal} = 1,14*0,286 = 0,327$$

und liegt somit in der gleichen Größenordnung, wie sie in den Versuchen festgestellt wurde (vgl. Dia. 4.1.1).

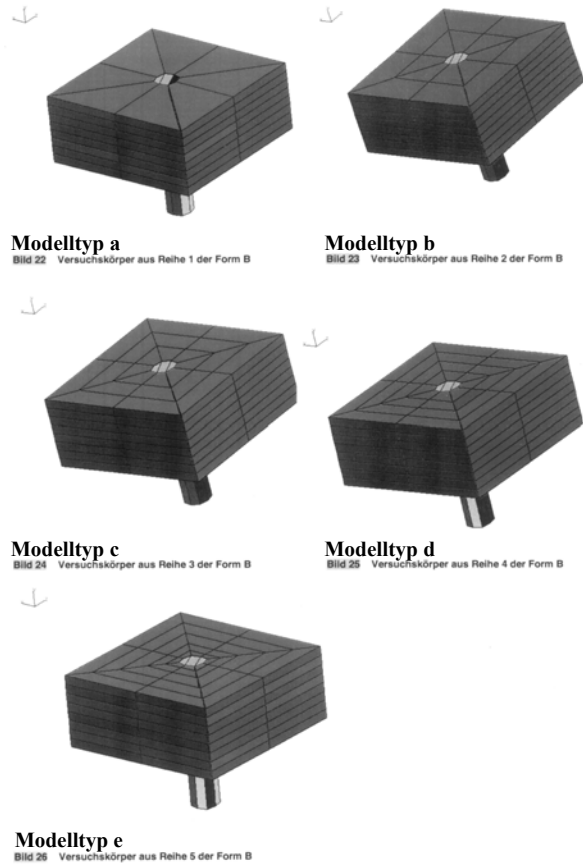
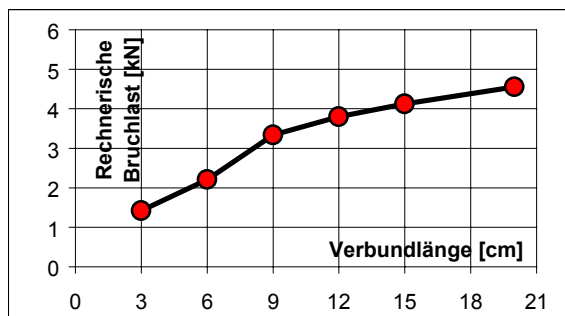
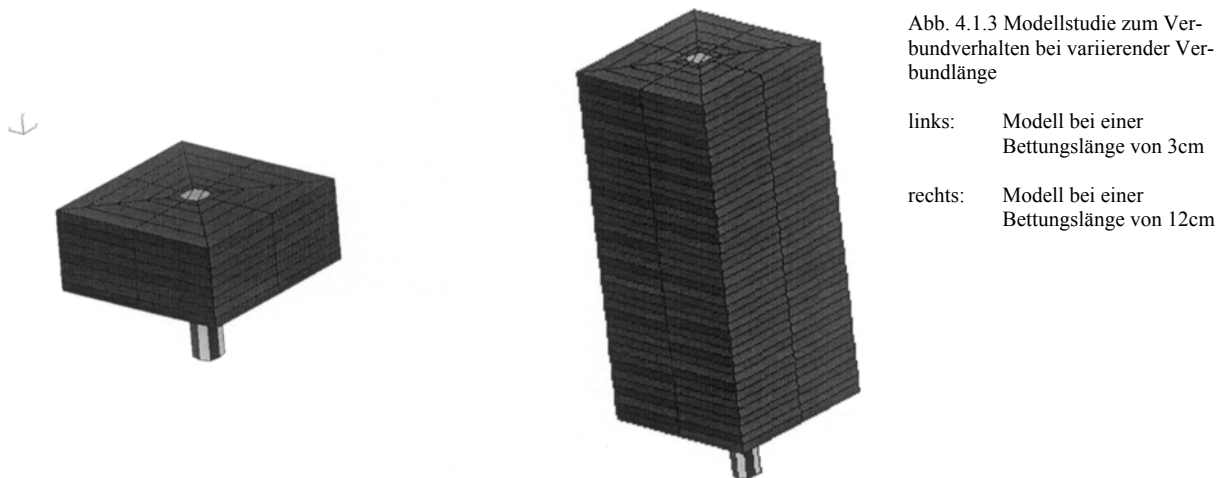


Abb. 4.1.2 Vernetzungsstudie

Ergänzende Betrachtungen

Ergänzende Betrachtungen sollen Aufschluss über die Entwicklung der Verbundspannungen bzw. der Bruchlasten bei anwachsender Verbundlänge geben. Abbildung 4.1.3 zeigt exemplarisch zwei Modelle unterschiedlicher Verbundlänge.



Dia. 4.1.3 Zusammenhang zwischen Bruchlasten und Verbundlängen nach den Simulationen

Bekannt ist, dass die Prozesszone, in der die gegenseitige Verschiebung zwischen dem Beton und Stahl stattfindet und damit zur Aktivierung der Verbundwirkung führt, eine endliche Ausdehnung hat.

Aufgrund dessen konvergieren bei anwachsenden Verbundlängen die Bruchlasten und damit die mittleren Verbundspannungen gegen einen konstanten Wert. Dieser Effekt kann auch in den Simulationen beobachtet werden. Die Ergebnisse der Berechnungen werden in Diagramm 4.1.3 aufgezeigt. Entsprechend den Erwartungen verhält sich die Bruchlast unterproportional zur Verbundlänge. Die Berechnungen wurden bei einer Verbundlänge von 20cm abgebrochen, so dass an dieser Stelle keine Aussage bezüglich eines Konvergenzwertes möglich ist.

Zusammenfassung

Die Verbundwirkung in bewehrten Porenbetonkonstruktionen beschränkt sich auf den Haft- und Reibungsverbund. Aufgrund dessen stellt die Verbundfestigkeit hinsichtlich einer normativen Regelung keine sichere Einflussgröße dar.

Die durchgeführten Berechnungen zeigen, dass sich das Verbundverhalten bewehrter Konstruktionen aus Porenbeton durch numerische Simulationen, basierend auf dem Konzept der verschmierten, rotierenden Risse, erfassen lässt.

Weiterführende Studien hinsichtlich einer geeigneten Simulation von Verankerungen in Porenbeton sind erforderlich, um das Zusammenwirken der Verbundmaterialien in einer bewehrten Porenbetonverbundkonstruktion vollständig abbilden zu können (vgl. hierzu Abschn. 4.2).

4.2 Trag- und Verformungsverhalten von zentrischen und exzentrischen Verankerungsstäben

4.2.0 Kurzdarstellung der Versuchsergebnisse

Experimentelle Untersuchungen an quaderförmigen Körpern aus Porenbeton geben Aufschluss über das Trag- und Verformungsverhalten von Verankerungsstäben. Danach können in Abhängigkeit des Stabdurchmessers, der Betonüberdeckung, des Abstandes der Lasteintragungspunkte und der Betongüte die Traglasten sowie die zugehörigen Deformationen abgeleitet werden.

4.2.1 Zielstellung

Im Rahmen der experimentellen Untersuchungen der Querkrafttragfähigkeit querkraftbewehrter Elemente aus Porenbeton sollen durch zentrische und exzentrische Auszugsversuche die Wirkungsweise und die Tragfähigkeit von Bügelverankerungsstäben in Porenbeton untersucht werden. Im Vordergrund stehen dabei die Traglasten und die zur Aktivierung des Verankerungssystems notwendigen Verschiebungen (Federwege). Untersucht werden in zwei Versuchsreihen das Tragverhalten von Verankerungsstäben verschiedener Durchmesser bei variierender Randüberdeckung sowie bei variierenden Abständen der Lasteinleitungspunkte. Räumliche numerische Analysen sollen Tendenzen absichern und die versuchstechnisch ermittelten Ergebnisse untermauern.

4.2.2 Vorüberlegung

4.2.2.0 Allgemeines

Verankerungselemente bedeuten für eine Verbundkonstruktion diskrete Lasteintragungspunkte. An diese sind lokale Spannungskonzentrationen gebunden. Neben Lochleibungspressungen treten hier infolge der Lastausbreitung Spaltzugspannungen auf. Überlagern sich diese mit "globalen", aus Geometrie und Belastung der Verbundkonstruktion resultierenden Spannungszuständen, entstehen im Bereich der diskreten Lasteintragungspunkte komplizierte, räumliche Spannungsverhältnisse. Diese Spannungsverhältnisse können sich kritisch im Hinblick auf die Tragfähigkeit der Verankerung und damit der Gesamtkonstruktion auswirken.

Um die Tragfähigkeit einer diskreten Verankerung beurteilen zu können, müssen neben der Traglast auch die zugehörigen Deformationen und deren Auswirkungen auf das Tragverhalten der Gesamtkonstruktion untersucht werden. Die Traglast als charakterisierende Kraftgröße wird durch die kritische Hauptspannungsdifferenz im Verankerungsbereich bedingt. Der Bruch äußert sich durch ein Aufspalten des Körpers oder durch das Abplatzen der Betonüberdeckung und kann eindeutig definiert werden.

Eine nichtlineare Last-Schlupfbeziehung eines Verankerungssystems führt innerhalb einer komplexeren Tragstruktur zu Umlagerungsprozessen, wenn das betrachtete Gesamtsystem entsprechende Voraussetzungen erfüllt. Sind keine Möglichkeiten zur Umlagerung gegeben oder sind diese bereits erschöpft, können ausgeprägte Deformationen der Verankerung zu einem sekundären Versagen des Bauteils führen, obwohl die Hauptspannungsdifferenz für den betrachteten Verankerungsbereich noch unkritisch ist, d. h., dass weder Längsrisse noch Abplatzungen auftreten.

Als Fallbeispiel kann hier das längsbewehrte Biegebauteil aus Porenbeton dienen. Die Verankerung der Zugkraft wird über angeschweißte Querstäbe realisiert. Ist die Endverankerung nicht hinreichend dimensioniert, kommt es zu großen Verschiebungen des Zuggurtes gegenüber dem bettenden Porenbeton, der durch einen Endschlupf messbar wird. Dieser Schlupf kann im Bereich maximaler Biegebeanspruchung zur Einschnürung der Druckzone führen, so dass sich beim betreffenden Bauteil ein sekundärer Biegedruckbruch einstellt (vgl. Abschn. 6.3). Dieser sekundäre Biegedruckbruch lässt sich ohne Messung des Endschlupfes nicht eindeutig der Verankerung zuordnen.

Die zur Aktivierung einer Verankerungskraft notwendigen Verschiebungswege dürfen somit bestimmte Grenzen nicht überschreiten. Entsprechende Ansätze müssen aus den geplanten Versuchen abgeleitet und bei der Festlegung von Versagenskriterien berücksichtigt werden.

Die konstruktive Durchbildung und damit die Querkrafttragfähigkeit kann bei Bauteilen aus Normal- oder Leichtbeton durch den Querkraftbewehrungsgrad $\rho_w = a_{sw}/b_w$ ¹ beurteilt werden. Aufgrund des kontinuierlichen Verbundes wird bei diesen Verbundkonstruktionen die Steifigkeit der Querkraftbewehrung ausschließlich durch den Bewehrungsstahl bedingt. Die Steifigkeit ist damit eine abhängige Größe der Schnittigkeit, des Durchmessers und Abstandes der Querkraftbewehrung sowie der Querschnittsgeometrie des Balkens. Sofern kein Querkraftdruckbruch eintritt, wird das Versagen durch das Fließen der Querkraftbewehrung bedingt.

Für den querkraftbewehrten Porenbeton bleibt zu vermuten, dass aufgrund der Verbundproblematik und der daran geknüpften diskreten Verankerung der Querkraftbewehrung die Steifigkeit bzw. Nachgiebigkeit der Verankerung das Deformationsverhalten und damit die Steifigkeitsverhältnisse der Querkraftbewehrung deutlich beeinflusst. Deshalb ist die im Stahlbetonbau zur Beurteilung einer Querkraftbewehrung übliche Definition des Querkraftbewehrungsgrades bei Konstruktionen aus Porenbeton nicht hinreichend.

Die Nachgiebigkeit der Verankerung (Deformationsverhalten) wird durch die Biegesteifigkeit EI_s des Verankerungsstabes, den Abstand der Lasteintragungspunkte s_w (der Vertikalstäbe) sowie die Steifigkeit und Festigkeit des bettenden Porenbetons bedingt. Der hohe Luftporengehalt des Porenbetons (ca. 80 Vol.-%) ermöglicht Porenquetschungen bzw. Porenverdichtungen. Infolge dessen stellt der E-Modul in Abhängigkeit des räumlichen Spannungszustandes (nach Abschnitt 3.2.3) für Porenbeton keine Konstante dar.

Deutlichen Einfluss auf die Traglast (Kraftgröße) der Verankerung hat die seitliche Randüberdeckung des Bügelverankerungsstabes. Das ausgeprägte Entfestigungsverhalten des Porenbetons unter Zugbeanspruchung (*tension softening*) (nach Abschnitt 3.2.2) beeinflusst maßgeblich die Umlagerungsprozesse bei Erreichen kritischer Festigkeitswerte.

In den folgenden experimentellen Untersuchungen stehen die genannten Einflüsse im Vordergrund. Es bleibt zu untersuchen, wie die Steifigkeit der Vertikalbewehrung unter Berücksichtigung der Verankerungssteifigkeit geeignet definiert werden kann.

4.2.2.1 Ableitung der Probekörper

Um das Trag- und Verformungsverhalten der Bügelverankerung zunächst unabhängig von "störenden" Einflüssen untersuchen zu können, werden Auszugskörper als Abstraktion des querkraftbeanspruchten Bereiches aus dem Balken herausgelöst (vgl. Abb. 4.2.2.1). Die Auszugskörper bestehen aus einem Verankerungsstab und drei Auszugsstäben, die die Wirkung der Vertikalbewehrung simulieren sollen. Durch vertikale Beanspruchung der Auszugsstäbe kann das Trag- und Verformungsverhalten des Verankerungsstabes ohne die Wirkung der im Balken vorherrschenden Biegedruck- bzw. Biegezugspannungen untersucht werden.

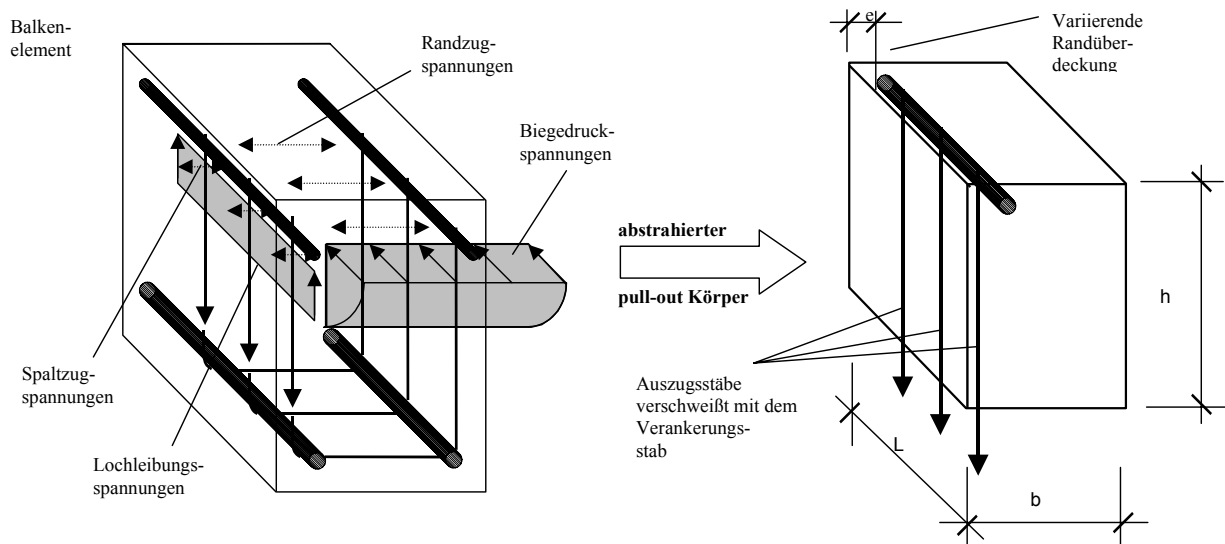


Abb. 4.2.2.1 Ableitung der Versuchskörpergeometrie

¹ Wobei sind: a_{sw} die Querschnittsfläche an geschnittener Querkraftbewehrung pro lfd. Meter des betrachteten Bauteils [cm^2/m]; b_w die kleinste Querschnittsbreite des querkraftbeanspruchten Bauteils [cm].

Versuchsreihe I: Zentrische Ausziehversuche

Der Zusammenhang zwischen Verankerungsstabdurchmesser, dem Abstand der Lasteinleitungspunkte, der Steifigkeit/ Festigkeit des Porenbetons und der korrespondierenden Verschiebung zur Aktivierung der Verankerung soll durch Ausziehversuche hergestellt werden, bei denen der Verankerungsstab mittig im Probekörper angeordnet wird. Des Weiteren sollen Schranken bezüglich der Auslastung des Verankerungssystems abgeleitet werden, die eine normative Regelung ermöglichen.

Ein Überblick über den Umfang der Versuche wird in Tabelle 4.2.2.1 gegeben. Danach sind die fertigungstechnisch relevanten Verankerungsstabdurchmesser 6 und 12mm Gegenstand der Untersuchung. Der Abstand der Lasteinleitungspunkte bzw. Bügelabstand variiert zwischen 5 und 15cm. Es kann davon ausgegangen werden, dass die Bügel in bewehrten Konstruktionen aus Porenbeton neben der Querkraftsicherung das Zusammenwirken von Längsbewehrung und Porenbeton nach Ausfall des Haftverbundes sicherstellen. Damit soll ein Abstand von 15cm eine obere, konstruktive Beschränkung darstellen.

Verankerungsstabdurchmesser; d_{sA} [mm]	Auszugsstabdurchmesser; d_{sw} [mm]	Untersuchte Abstände der Lasteinleitungspunkte; s_w [cm]	Geometrie der Probekörper; $b/h/l$ [cm]	Anzahl der durchzuführenden Versuche;
6	8	5	20/25/15	3
6	8	10	20/25/30	3
6	8	15	20/25/45	3
12	10	5	20/25/15	3
12	10	10	20/25/30	3
12	10	15	20/25/45	3

Tab. 4.2.2.1 Übersicht über das Versuchsprogramm der Versuchsreihe I

Versuchsreihe II: Exzentrische Ausziehversuche

In exzentrischen Ausziehversuchen soll der Zusammenhang zwischen dem Trag- und Verformungsverhalten verschiedener Verankerungsstabdurchmesser bei variierender Randüberdeckung untersucht werden. Interessant ist der Einfluss der seitlichen Randüberdeckung auf das Verformungsverhalten der Verankerung. Des Weiteren soll eine Mindestbetonüberdeckung für die Verankerungsstäbe in Abhängigkeit ihres Durchmessers abgeleitet werden.

Ein Überblick über den Umfang der Versuchsreihe II wird in Tabelle 4.2.2.2 gegeben. Danach werden die fertigungstechnisch relevanten Verankerungsstabdurchmesser 6, 8, 10, 12 [mm] untersucht. Die Betonüberdeckung wird unter Berücksichtigung der derzeitigen konstruktiven Durchbildung von Sturzelementen und der herstellungsbedingten Streuung zwischen 20...100 [mm] variiert.

Verankerungsstabdurchmesser; d_{sA} [mm]	Auszugsstabdurchmesser; d_{sw} [mm]	Untersuchte Abstände der Lasteinleitungspunkte; s_w [cm]	Geometrie der Probekörper; $b/h/l$ [cm]	Untersuchte seitliche Randüberdeckungen; e [mm]	Anzahl der durchzuführenden Versuche;
6	6	8	20/25/24	20	4
6	6	8	20/25/24	35	4
6	6	8	20/25/24	50	4
6	6	8	20/25/24	97	4
8	8	10	20/25/30	20	4
8	8	10	20/25/30	35	4
8	8	10	20/25/30	50	4
8	8	10	20/25/30	96	4
10	8	12	20/25/36	20	4
10	8	12	20/25/36	35	4
10	8	12	20/25/36	50	4
10	8	12	20/25/36	95	4
12	10	15	20/25/45	20	4
12	10	15	20/25/45	35	4
12	10	15	20/25/45	50	4
12	10	15	20/25/45	94	4

Tab. 4.2.2.2 Übersicht über das Versuchsprogramm der Versuchsreihe II

In Vorversuchen werden für die Verankerungsstabdurchmesser 6 und 12mm bei variierender Randüberdeckung die Auszugslasten bestimmt. Die Versuchsergebnisse werden in Abschnitt 4.2.5.2 der Auswertung in die Diskussion einbezogen.

4.2.2.2 Stand der Forschung und Entwicklung

Die Verankerungsproblematik ist für die Porenbetonverbundkonstruktion von zentraler Bedeutung. Seit Mitte der Fünfzigerjahre wurden entsprechende Untersuchungen durchgeführt. Tabelle 4.2.2.3 gibt einen chronologischen Überblick über relevante Vorarbeiten.

Autor/ Quelle	Untersuchungsgegenstand	Ergebnis
Rüsch [rüsc_1]	- Beurteilung verschiedenartiger Schubbewehrungsformen (Querstäbe, Haken, Schleifen) durch pull-out tests, - Balkenversuche mit Schrägbewehrung,	- Verankerung durch Querstäbe technologisch sinnvoll/ mechanisch weniger effizient als Haken bzw. Schlaufen, - Traglasten für Stabdurchmesser 5, 6, 8 mm bei konstanter Randüberdeckung,
Sell/ Zelger [sell_1]	- Zusammenhang zwischen zentrischer und exzentrischer Verankerung,	- bei dem untersuchten Stabdurchmesser 5mm war kein deutlicher Einfluss der Randüberdeckung auf die Traglast erkennbar,
Schäffler [schä_3]	- Einfluss der Verankerungsstabdurchmesser und deren Anzahl auf die Traglast, - Einfluss der Betonüberdeckung auf die Traglast – untersucht an Proben mit jeweils 3 Verankerungsstäben (5,3mm),	- die Auszuglasten differierten bei variierender Betondeckung 5, 10, 15cm um 14%, - keine Ableitung einer mathematischen Beziehung möglich,
Hanecka [hane_2]	- Zusammenhang zwischen Lochleibungsbeanspruchung und Spaltzugwirkung an durch Laststreifen beanspruchten Probekörpern,	- mathematischer Zusammenhang zwischen den Lochleibungsspannungen, der Streifenbreite und der seitlichen Randüberdeckung für den Bruchzustand,
Sell [sell_1]	- Untersuchungen zum Festigkeitsverhalten unter zweiaxialer Beanspruchung	- Verhältnis der Spaltzugfestigkeit zur Nennfestigkeit von $\beta_{SZ} = 1/12 \beta_{WN}$,
Janovic, Grasser, Kupfer [jano_1]	- Versuche zur Biege- und Schubtragungsfähigkeit,	- Vorschlag zur Begrenzung der Lochleibungsspannungen im Bruchzustand: für $e/d > 6$ mit $\sigma_{BL} < 1,8 \beta_{WN}$, für $e/d < 6$ mit $\sigma_{BL} < 0,3 \beta_{WN}$,
Janovic, Grasser [jano_2]	- Überlegungen/ Vorschlag zur Bemessung der Endverankerung,	- Zusammenhang zwischen Randüberdeckung und zulässiger Lochleibungspressung für Gebrauchszustand: $\sigma_{BL} < 0,165 \beta_{WN} e/d_1$ für Bruchzustand: $\sigma_{BL} < 0,408 \beta_{WN} e/d_1$
Janovic, Grasser [jano_3]	- Versuche zur Endverankerung von Schub- und Längsbewehrung von einem oder mehreren Verankerungsstäben mit und ohne Querpressung im Verankerungsbereich	- Last-Verformungsverhalten für $e=10, 25$ [mm] Verankerungsstabdurchmesser 4.5 und 8mm,
Daschner [dasc_1]	- Auszugsversuche zum Endverankerungskriechen an Platten	- Last-Verformungsverhalten für $e=\text{konst.}$ der Verankerungsstabdurchmesser $d_s=4.5$ und 8mm

Tabelle 4.2.2.3 Überblick über Untersuchungen zur Tragfähigkeit von Verankerungselementen in Porenbeton

Eine gezielte Untersuchung des Zusammenhanges zwischen dem Stabdurchmesser, der seitlichen Betonüberdeckung, der Traglast und den korrespondierenden Verformungen wurde bisher nicht durchgeführt. Dieser Zusammenhang scheint in Hinblick auf die Modellierung des Querkrafttragverhaltens bügelbewehrter Elemente aus Porenbeton besonders wichtig. Das Versuchsprogramm [jano_1-3] wurde am Sortiment der Verankerung von plattenartigen Bauteilen (Durchmesser 6, 8mm) orientiert. Bei der bautechnischen Durchbildung der Bügelverankerung variieren die Stabdurchmesser derzeit zwischen 4.6 und 10 mm, so dass sowohl die Untersuchung eines breiteren Spektrums bezüglich der Verankerungsstabdurchmesser als auch der seitlichen Randüberdeckung sinnvoll erscheinen. Hinzu kommt, dass sich die Ableitung von Gesetzmäßigkeiten und Zusammenhängen durch die Untersuchung eines solch breiteren Spektrums erleichtert und mit einer größeren Sicherheit durchgeführt werden kann.

Die aufgestellte Beziehung zwischen Lochleibungspressung, seitlicher Randüberdeckung und Verankerungsstabdurchmesser nach Hanecka [hane_2] weist bezüglich der Problemstellung Parallelen auf. Problematisch in diesem Zusammenhang scheint jedoch, dass hier die Lochleibungsspannungen über einen Laststreifen in die Proben eingetragen werden. Wie nachfolgend gezeigt wird, hat die Verteilung der Lochleibungsspannungen Einfluss auf das Lastausbreitungsgeschehen und somit auf den Verlauf der Spaltzugspannungen in der Lastachse (vgl. nachfolgende Abschnitte). Hinzu kommt, dass herstellungsbedingte Einflüsse, wie die stabdurchmesserabhängige Gärtschattenbildung, auf die Tragfähigkeit bei diesen Untersuchungen nicht erfasst werden. Prinzipiell entspricht der durch Hanecka aufgestellte Zusammenhang den folgenden Vorüberlegungen.

In [jano_1-3] wurde die Tragfähigkeit von Verankerungsstäben mit nur einem Auszugstab bestimmt, so dass die Stabenden frei verdrehbar waren. Wenn es vor Erreichen der Bruchlast zur Fließgelenkbildung im Querstabenspannungspunkt kommt, resultieren große Verformungen der Stabenden, so dass diese sich nicht mehr an der Lastabtragung beteiligen können. Eine eindeutige Zuordnung der zur Bruchlast gehörigen Verankerungsfläche ist nicht möglich.

In der Literatur [jano_1-3] werden Angaben bezüglich der Festigkeit des Porenbetons bei dreiaxialer Druckbeanspruchung zwischen $1,8...2,4 f_{ck}$ (bezogen auf die Nennfestigkeit) gemacht. Die experimentellen Untersuchungen nach Abschnitt 3.2.1 und 3.2.3 zum Widerstand des Porenbetons unter räumlicher Beanspruchung zeigen, dass der Porenbeton in diesem Bereich eine 1,5-fache Erhöhung des Mittelwertes der Druckfestigkeit f_{cm} erfährt. Das entspricht in etwa dem 1,7...1,9-fachen Wert der Nennfestigkeit. Eine weitere Erhöhung des hydrostatischen Druckes führt zu ausgeprägten irreversiblen Deformationen der Proben, so dass hier der Bruchzustand zu definieren ist. Diese betragsmäßige Überhöhung kann nur für den speziellen Fall des hydrostatischen Druckes festgestellt werden. Es muss kritisch geprüft werden, ob sich unterhalb des Verankerungsstabes tatsächlich ein solcher Spannungszustand ausbildet, der entsprechende Erhöhungen rechtfertigt.

Bemerkenswert im Hinblick auf das Deformationsverhalten einer Verankerung in Porenbeton scheint die Aussage Rüschs: "Für die Bemessung dürfte allerdings nicht die Höchstlast maßgebend sein, sondern die Spannung, die einem bestimmten Schlupf zugeordnet ist. Es zeigt sich nun, dass diese Spannung nicht sehr stark vom Bügeldurchmesser abhängig ist" ([rüsc_1], S. 8). Damit ist im Hinblick auf eine Bemessungsregel die Verformung in geeigneter Weise zu begrenzen.

4.2.2.3 Tragverhalten von Verankerungsstäben

Aus vorangegangenen Versuchen [jano_1] und Tastversuchen zur Querkrafttragfähigkeit bügelbewehrter Balkenelemente aus Porenbeton ist bekannt, dass sich das Querkraftversagen durch Abplatzen der seitlichen Betonüberdeckung im Bügelverankerungsbereich einstellt. Dieser eindeutig definierbare Bruch bedeutet das Versagen des Knotenpunktes zwischen der geneigten Betondruckstrebe und der Vertikalbewehrung. Typisch ist dieser Versagensmodus bei einer steifen Ausbildung der Vertikalbewehrung. Die seitliche Randüberdeckung spielt eine wichtige Rolle in Bezug auf die Tragfähigkeit der Verankerung.

Des Weiteren konnte in den Versuchen bei schwach querkraftbewehrten Bauteilen ein Endschlupf der Längsbewehrung festgestellt werden. Eine große Nachgiebigkeit der Bügelverankerung führt tendenziell zu einer direkten Lastabtragung über Sprengwerkwirkung in das Auflager. Daran ist eine entsprechend hohe Endverankerungskraft gebunden, die den Endschlupf und damit den sekundären Biegedruckbruch bedingen. Damit versagt der Knotenpunkt zwischen geneigter Betondruckstrebe und Längsbewehrung.

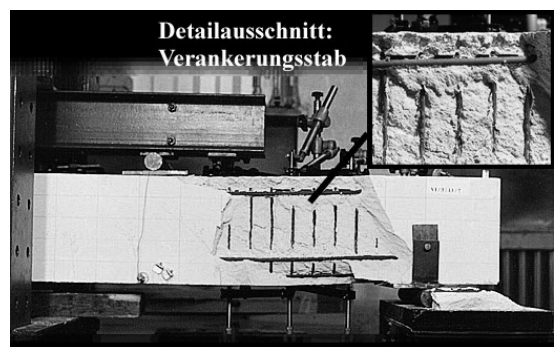


Abb. 4.2.2.2 Querkraftversagen durch Abplatzen der seitlichen Betonüberdeckung

Spannungsumlagerungsprozesse

In folgenden Überlegungen steht zunächst der Bruch der Verankerung infolge des Erreichens der kritischen Hauptspannungsdifferenz im Vordergrund. Es werden Hypothesen bezüglich der Spannungsverläufe, der Spannungsumlagerungsprozesse und des Grenzzustandes der Verankerungstragfähigkeit aufgestellt.

Die Knotenpunkte zwischen Querkraftbewehrung und Verankerungsstab (Lasteinleitungspunkte) stellen die hoch beanspruchten Bereiche der Verbundkonstruktion dar. Aufgrund der hier wirksamen hohen Lochleibungspressung sind auch die aus der Lastausbreitung resultierenden Spaltzugspannungen maximal. Die Zonen zwischen den Lasteinleitungspunkten werden weniger beansprucht, die Spaltzugspannungen klingen hier ab. Erreichen die Spaltzugspannungen im Bereich der hochbeanspruchten Lasteinleitungsbereiche kritische Werte (Abschn. 3.2.2), kommt es zur lokalen Mikro-*softening*, die eine Entfestigung (softening) des Porenbetons bewirkt.

Diese lokale Entfestigung führt zu einer Verlagerung der Bereiche maximaler Spaltzugspannungen (vgl. Abb. 4.2.2.3) in vertikaler Richtung (Belastungsrichtung). Eine Erhöhung der Traglast als Ergebnis einer Integration über die Zugspannungen im betrachteten Bereich wird ausschließlich durch das Entfestigungsverhalten des

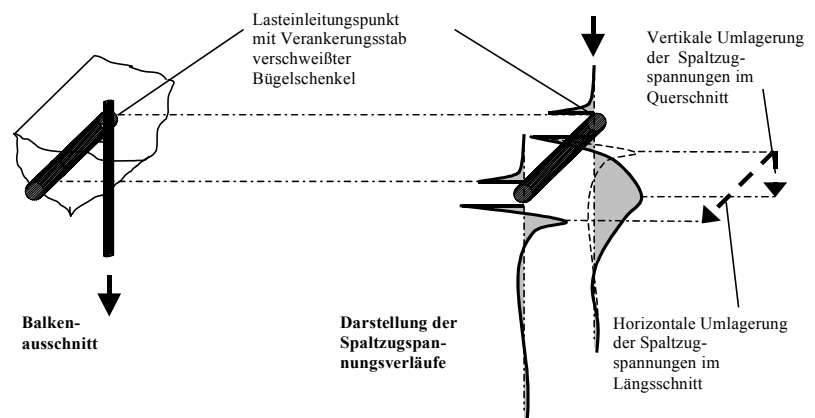


Abb. 4.2.2.3 Umlagerungsprozesse im Bügelverankerungsbereich

Materials bestimmt. Es kann jedoch davon ausgegangen werden, dass der Zugewinn an Traglast durch die Umlagerungsprozesse in vertikaler Richtung vernachlässigbar ist.

Interessant sind diese Prozesse jedoch im Hinblick auf traglaststeigernde Umlagerungen in horizontaler Richtung (in Richtung des Verankerungsstabes). Ausgehend von den Lasteinleitungspunkten werden die Bereiche zwischen den Bügeln verstärkt an der Lastabtragung beteiligt. Das Versagen stellt sich ein, wenn die resultierenden Spannungskomponenten entlang des Verankerungsstabes keine Gleichgewichtsgruppe mehr bilden kann und somit die Möglichkeiten zur Spannungsumlagerung ausgeschöpft sind.

Das Tragverhalten zentrisch gebetteter Verankerungsstäbe

Ein Verankerungsbruch in Form des Aufspaltens der Probe oder des Abplatzens der seitlichen Betonüberdeckung lässt sich auf die Wirkung der Hauptzugspannungen und damit auf die Spaltzugspannungen in der Lastachse zurückführen.

Das Problem der Verankerung mittels Querstab soll für die Vorüberlegungen zunächst als elastisches Scheibenproblem aufgefasst werden. Grundlage für die angegebenen Spaltzugspannungsverläufe (Dia. 4.2.2.1) in der Lastachse bildet die analytische Lösung für die unendliche Scheibe mit kreisförmiger Öffnung unter Voraussetzung linearer Elastizität nach Girkmann [girk_1]. Zur Näherung der vertikalen Lochleibungspressungen in der kreisförmigen Öffnung wird ein Fourieransatz² gewählt (vgl. Abb. 4.2.2.3). Den Berechnungen wird eine vertikale Einheitslast von 1kN zugrunde gelegt. Scheibendicke und Materialeigenschaften werden ebenfalls konstant gehalten.

Diagramm 4.2.2.1 verdeutlicht die Entwicklung der Traglast bei variierendem Stabdurchmesser. Angegeben sind exemplarisch die rechnerischen Spaltzugspannungsverläufe in der Lastachse für die Stabdurchmesser 6 und 12mm.

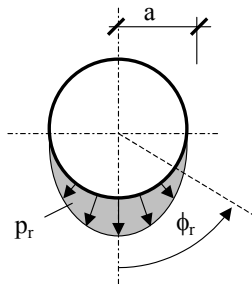


Abb. 4.2.2.4 Verteilung der Lochleibungsspannungen unterhalb des Verankerungsstabes

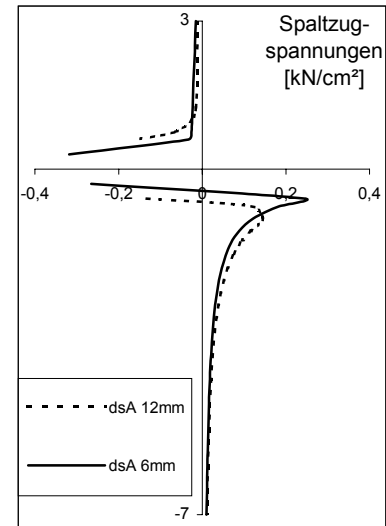
Deutlich erkennbar ist die Zunahme des Maximalwertes der Spaltzugspannungen bei Verringerung des Verankerungsstabdurchmessers. Entsprechend der gewählten Ansatzfunktion für die Belastung ergibt sich bei Halbierung des Stabdurchmessers in der Berechnung eine Zunahme des Maximalwertes um 69%.

Damit bleibt für die anstehenden experimentellen Untersuchungen zu vermuten, dass sich die Traglast mit abnehmendem Stabdurchmesser ebenfalls verringert. Ursächlich lässt sich diese Tendenz bei gleichbleibender äußerer Last auf die Vergrößerung der Lochleibungsbeanspruchungen infolge der Verringerung des Stabdurchmessers zurückführen. Erhöhte Lochleibungspressungen führen, bedingt durch den Lastausbreitungsprozess, zu einer Vergrößerung der Spaltzugspannungsbeanspruchung unterhalb der Öffnung in der Lastachse. Der versagensbedingende

Spannungszustand resultiert aus den vertikalen Druckspannungen und den horizontal wirkenden (Spalt-) Zugspannungen.

Entsprechend der in Abbildung 4.2.2.3 abgebildeten Spannungsproblematik stellt eine gleichmäßig verteilte, vertikale Beanspruchung in Form einer Linienlast entlang des Verankerungsstabes den günstigsten Beanspruchungszustand für das System dar. Daran ist eine gleichmäßige Verteilung der Lochleibungs- und Spaltzugspannungsverläufe in Richtung des Verankerungsstabes geknüpft. Der mechanische Sachverhalt ließe sich somit zu einem ebenen Scheibenproblem abstrahieren.

Infolge der diskreten Lasteinleitung durch die Bügel ist diese gleichmäßige Beanspruchung nicht gegeben. Mit anwachsenden Abständen der Lasteintragungspunkte entfernt man sich von diesem günstigen Spannungszustand. Stellen sich die zuvor diskutierten Spannungsumlagerungen in vertikaler und horizontaler Richtung ein, dann müsste im Grenzzustand der Tragfähigkeit wieder eine gleichmäßige Verteilung der Spaltzug- und Lochleibungsspannungen entlang des Verankerungsstabes erreicht werden. Das bedeutet, dass die auf einen Zentimeter bezogene Traglast P_u/cm bzw. die Bruchspannungen $f_{cb,u}$ keine Abhängigkeit vom Abstand der Lasteinleitungsstellen aufweisen dürfen.



Dia. 4.2.2.1 Verläufe der Spaltzugspannung in der Lastachse ([girk_1]/ Unendliche Scheibe mit Loch)

² Die Verteilung der Spaltzug- und Lochleibungsspannungen ist maßgeblich von der Ansatzfunktion abhängig. Entsprechend des Reihenansatzes wird die Belastung radial/ senkrecht zum Öffnungsrand eingetragen. Des Weiteren sollten die Lochleibungsspannungen bis zu einem Winkel $\phi_r = \pm 90^\circ$, ausgehend von einem in den Mittelpunkt des kreisförmigen Loches gelegten und vertikal positiv orientierten Koordinatensystem, abgeklungen sein.

An eine Variation des Abstandes der Lasteintragungspunkte sind jedoch unterschiedliche Verschiebungen der Lasteinleitungspunkte geknüpft. Diese zur Aktivierung der Traglast notwendigen Verschiebungen (Federwege) bedingen in einem querkräftbewehrten Balkenelement den Kraftfluss und damit die Querkrafttragfähigkeit. Ziel der Untersuchung muss also die Ableitung einer entsprechenden Gesetzmäßigkeit sein. Es bleibt an dieser Stelle zu vermuten, dass Näherungen entsprechend der Theorie des elastisch gebetteten Balkens nicht geeignet sind, das Tragverhalten zu erfassen, weil hier Umlagerungseffekte nicht erfasst und damit die vertikalen Verschiebungen unterschätzt werden. Entsprechende Untersuchungen werden im Rahmen der Auswertung durchgeführt.

Das Tragverhalten exzentrisch gebetteter Verankerungsstäbe

Nachfolgende Diagramme 4.2.2.2-4 stellen eine Erweiterung der Überlegungen bezüglich der Bettung von Verankerungsstäben in Porenbeton dar. Durch Einbeziehung der seitlichen Randüberdeckung des Verankerungsstabes in die Überlegungen sollen Hypothesen bezüglich der Auswirkungen auf die Traglast abgeleitet werden.

Ausgehend von der Girkmannschen Lösung wird ein Ausschnitt aus der unendlichen Scheibe entsprechend der tatsächlichen Probekörpergeometrie betrachtet (vgl. Abb. 4.2.2.5). Auf den dabei entstehenden freien Rändern resultieren nach einer Transformation des Spannungszustandes Normal- und Schubspannungen.

Um den Gleichgewichtsbedingungen der endlichen Scheibe zu genügen, müssen sich diese, ausgenommen der Lagerungsspannungen, zu Null ergeben. Dazu werden die Normal- und Schubspannungen auf den freien Rändern mit verkehrtem Vorzeichen (unter Berücksichtigung der Lagerungsspannungen) als äußere Belastung für die nun endliche Scheibe aufgefasst.

Der resultierende Spannungszustand, überlagert mit der Girkmannschen Lösung für die unendliche Scheibe, ergibt den rechnerischen Spannungszustand für die endliche Scheibe mit kreisförmiger Öffnung unter Voraussetzung linearer Elastizität.

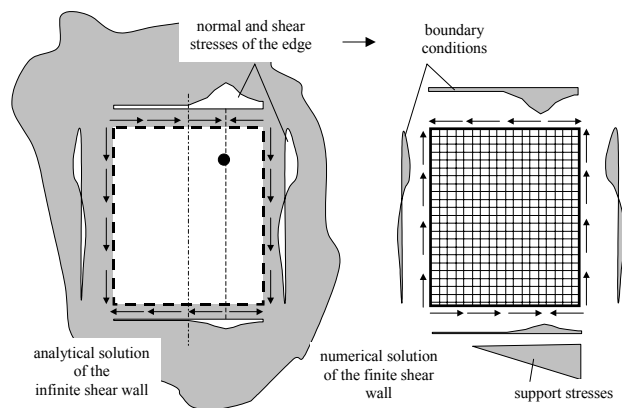
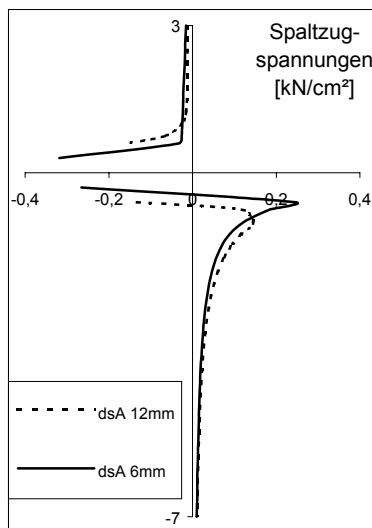
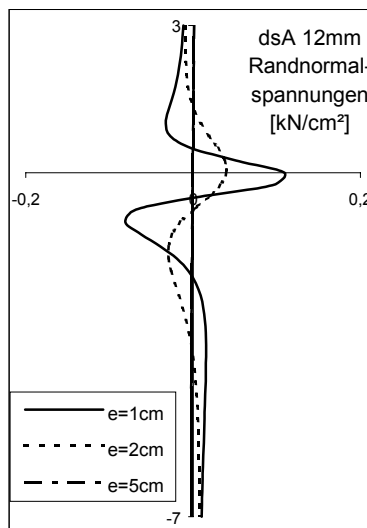


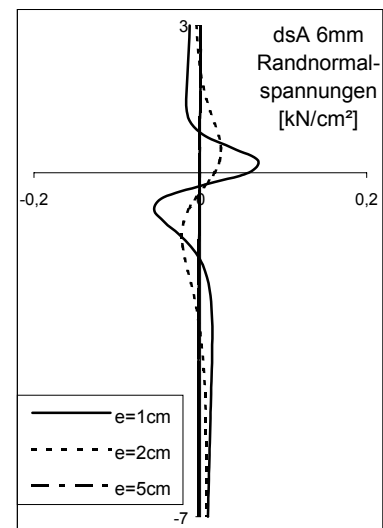
Abb. 4.2.2.5 Schematische Darstellung des Berechnungsablaufes



Dia. 4.2.2.2 Verläufe der Spaltzugspannung in der Lastachse (analog Dia. 2.6.1)



Dia. 4.2.2.3 Randnormalspannungen für Stabdurchmesser 12mm



Dia. 4.2.2.4 Randnormalspannungen für Stabdurchmesser 6mm

Die Diagramme 4.2.2.2-4 zeigen die resultierenden rechnerischen Verläufe der Randnormalspannungen der untersuchten Durchmesser (6, 12mm) für die seitlichen Randüberdeckungen von 1, 2 und 5 cm. Der qualitative Verlauf der Randnormalspannungen ist für alle untersuchten Fälle identisch. Im Bereich des Lasteinleitungspunktes ähnelt der Verlauf einer Sinuskurve, der schnell nach oben bzw. unten abklingt. Die untere Sinushalbwelle hat ein negatives Vorzeichen. Damit handelt es sich hier um Druckspannungen, die sich auf die Trajektorienverläufe infolge des Lastausbreitungsprozesses zurückführen lassen. Die Maximalwerte der Funktion klingen mit zunehmender Randüberdeckung schnell ab und werden gleichzeitig in vertikaler Richtung verschoben.

Werden nun diese Randnormalspannungen entsprechend den vorangegangenen Überlegungen mit verkehrtem Vorzeichen als Belastung aufgefasst und mit den Ergebnissen der unendlichen Scheibe superponiert, kommt es bei geringen seitlichen Randüberdeckungen ($e=1, 2\text{cm}$) in der Lastachse unterhalb der kreisförmigen Öffnung zu einer Überlagerung dieser Zugspannungskomponenten mit den Spaltzugspannungen. Diese bedingen das Abplatzen der seitlichen Randüberdeckung. (Für eine Randüberdeckung von $e=5\text{cm}$ kann bei dieser Betrachtung bereits kein Einfluss auf den Verlauf der Spaltzugspannungen festgestellt werden. Die Randnormalspannungen sind betragsmäßig sehr klein.)

Danach bleibt für die exzentrischen Auszugsversuche zu vermuten, dass sich die Traglast bei abnehmender Betonüberdeckung verringert. Es kann weiterhin aus den Diagrammen Dia. 2.6.3-4 gefolgert werden, dass dieser Einfluss unter Voraussetzung gleicher Betonüberdeckungen bei großen Verankerungsstabdurchmessern deutlicher ausgeprägt ist. Damit müssten die Bruchlasten sowohl von der Randüberdeckung als auch vom Durchmesser des Verankerungsstabes abhängen.

Schließlich bleibt zu vermuten, dass aufgrund des raschen Abklingens der maximalen Randnormalspannungen bei anwachsender Randüberdeckung der experimentell zu untersuchende Bereich auf ein Verhältnis zwischen Randüberdeckung zu Verankerungsstabdurchmesser $e/d_{sA}=8$ begrenzt werden kann. Damit werden für die durchzuführenden Versuche maximale Randüberdeckungen von 100mm untersucht.

4.2.2.4 Überlegungen zur Energiedissipation

Ziel der Untersuchungen zu Energiedissipation ist die Untermauerung bestimmter Tendenzen bezüglich der lokalen Zerstörungen bzw. Verdichtung des Porenbetons unterhalb des Verankerungsstabes. Die in eine Probe eingetragene Energie lässt sich in einen elastischen und einen inelastischen Anteil zerlegen. Der inelastische, von der Probe dissipierte Anteil der Energie bedeutet eine Struktur- bzw. Gefügeveränderung³.

Um eine Trennung des elastischen vom inelastischen Energieanteil zu ermöglichen, werden experimentell Haltezeiten im Be- und Entlastungszustand vorgesehen. Durch diese Haltezeiten können verzögerte elastische Deformationen abklingen. Diese verzögert elastischen Verformungen (Kurzzeitkriechen) lassen sich auf Trockenreibungsvorgänge innerhalb der Struktur zurückführen. Nach Untersuchungen bezüglich der Schadenakkumulation bei wiederholter Kurzzeitbelastung an Proben aus Porenbeton (Abschn. 3.2.5) wird die Haltezeit im be- und entlasteten Zustand mit 1 min festgelegt. Innerhalb dieser Zeiträume klingen die verzögert elastischen Rückverformungen weitestgehend ab.

Voraussetzung für eine Erfassung der dissipierten Energie ist die Wiederbelastung auf gleichbleibendem Lastniveau. Gemäß den Abbildungen 4.2.2.6-7 werden die Flächeninhalte unterhalb der Versuchskurven ausgewertet.

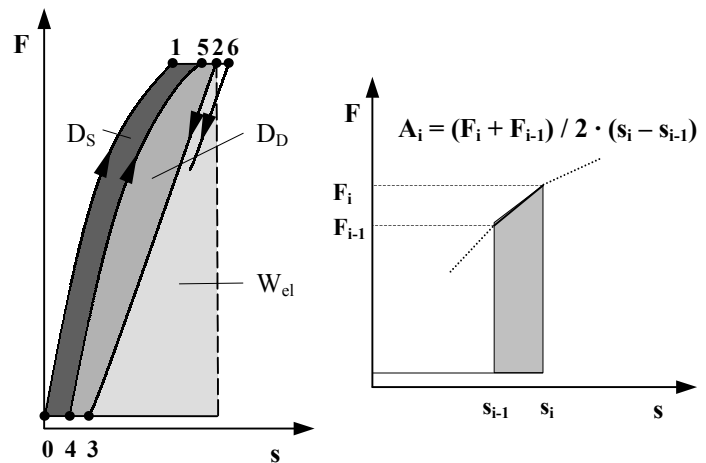


Abb. 4.2.2.6 Inkrementelle Berechnung der Energieanteile aus den Flächeninhalten im Last-Verformungsdiagramm [boll_1]

³ Ein gewisser Anteil der dissipierten Energie wird durch die Reibungsprozesse innerhalb des Gefüges in Wärme umgewandelt, die entsprechend dem nachfolgenden Auswertverfahren der Strukturänderung zugeordnet wird. Aus der Gleichsetzung von dissipierter und Strukturänderungsenergie resultiert damit ein systematischer Fehler, der jedoch insbesondere in den interessierenden hohen Beanspruchungsbereichen als gering eingeschätzt werden kann.

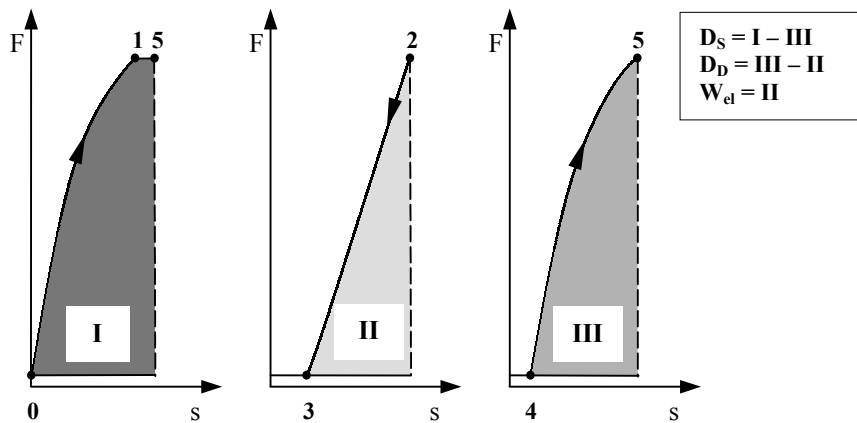


Abb. 4.2.2.7 Aufspaltung der Energieanteile [boll 1]

Der Flächeninhalt **I** (Abb. 4.2.2.6) stellt die gesamte an der Probe verrichtete Arbeit, bestehend aus dem elastischen Anteil W_{el} , dem verzögert elastischen Anteil D_D und dem inelastischen Anteil D_S , im ersten Belastungszyklus einer Laststufe dar. Nach Entlastung und Verstreichen der sich anschließenden Haltezeit kann der zugehörige elastische Arbeitsanteil (Flächeninhalt **II**) ermittelt werden. Bei

Wiederholung des Belastungszykluses wird die Fläche **III** aufgespannt, die den elastischen und verzögert elastischen Arbeitsanteil des ersten Belastungszykluses beinhaltet, wenn der Flächeninhalt durch den Entlastungspunkt 5 des ersten Belastungszykluses begrenzt wird. Damit sind die einzelnen Energieanteile festgelegt. Der interessierende dissipierte Energieanteil berechnet sich gemäß Abb. 4.2.2.7.

Nach Bolle [boll_1] kann der ermittelte Verlauf der dissipierten Energie über das Belastungsniveau als Schadensindikator dienen. Danach nimmt die dissipierte Energie über das Belastungsniveau zu. Die Zunahme verläuft nicht linear. Im Bereich der Bruchlast wird bei den in [boll_1] untersuchten Proben eine deutliche Änderung im Anstieg festgestellt und als progressive Zerstörung des Gefüges gewertet. Bei den hier untersuchten Proben handelt es sich um Zylinder aus Normalbeton bzw. biegebewehrte Stahlbetonquerschnitte.

Für den Porenbeton als hydraulisch gebundenes Material kann ein ähnliches Verhalten erwartet werden. Deutlicher Hinweis auf ein inelastisches Materialverhalten sind die Beobachtungen einer Materialverdichtung während verschiedener experimenteller Untersuchungen (vgl. Abb. 4.2.2.2).

4.2.3 Versuchsaufbau und Durchführung

4.2.3.0 Allgemeines

Zur Durchführung der Auszugsversuche wird eine Lastplatte mit entsprechenden Bohrungen für die Auszugsstäbe vorbereitet. Die Proben werden für die Versuchsdurchführung auf dieser Lastplatte gelagert. Zur gleichmäßigen Einleitung der Zugbeanspruchung in die Auszugskörper werden dem Hydraulikzylinder (400 bar) eine Kalotte und eine biegesteife Traverse (vgl. Abb. 4.2.3.1) nachgeschaltet. Zur Bestimmung der Kraft wird ein Kraftmessdose (50 kN) vorgesehen.

Von besonderem Interesse im Hinblick auf das Versuchsziel ist die Erfassung des lastabhängigen Deformationsverhaltens des Verankerungsstabes. Die vertikalen Deformationen werden von einer unabhängigen Messbasis, die oberhalb der Proben installiert ist, gemessen. Die Probekörper werden an der Oberseite partiell geöffnet, um das Antasten des Verankerungsstabes an den Lasteinleitungspunkten und den dazwischen liegenden Bereichen (vgl. Abb. 4.2.3.2) zu ermöglichen. Gleichzeitig wird die elastische Verformung der Oberkante der Probekörper in der Lastachse durch einen Wegaufnehmer erfasst. Somit kann auf die relative Verformung des Verankerungsstabes gegenüber dem umhüllenden Porenbeton geschlossen werden.

Die Messsignale werden während des Versuches mittels einer Vielstellenmessanlage und zugehörigem Speichermedium erfasst. Die prinzipielle Anordnung der Wegaufnehmer der Versuchsreihen I und II sind identisch. Zur Bestimmung der Biegelinie des Verankerungsstabes wird mindestens ein Punkt zwischen den Lasteinleitungsstellen angetastet. Abbildung 4.2.3.2 zeigt den prinzipiellen Versuchsaufbau, Tabelle 4.2.3.1 die Anordnung der Messstellen.



Abb. 4.2.3.1 Versuchsaufbau

Messmittel	Messgröße	Messpunkt
IWT 1, 4, 5	Vertikalverschiebung	Abtastung der Lasteinleitungspunkte
IWT 2, 3	Vertikalverschiebung	Abtastung der Punkte mittig zwischen den Lasteinleitungspunkten
IWT 6	Vertikalverschiebung	Abtastung der Oberkante des Probekörpers

Tab. 4.2.3.1 Anordnung der Messaufnehmer/ Messstellenplan

Die durchgeführten Versuchsreihen unterscheiden sich in der Art der Belastungssteuerung und in der Herstellungsweise der Probekörper.

Im Rahmen der Materialprüfung werden der E-Modul, die einachsige Druckfestigkeit und die Bruchstauchung senkrecht zur Treibrichtung an zylindrischen Körpern $d/h = 100/200$ [mm] nach ENV 1352, 679 [rich_3,7] untersucht. Zur Berücksichtigung der Treibhöhe werden dazu jeweils 3 Körper aus der unteren, mittleren und oberen Lage (vgl. Abb. 4.2.3.3) herangezogen.

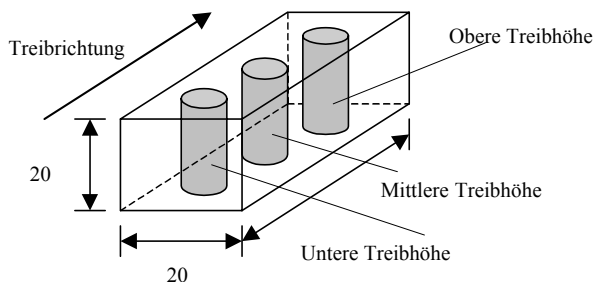


Abb. 4.2.3.3 Entnahme der Probezylinder für die Materialuntersuchungen

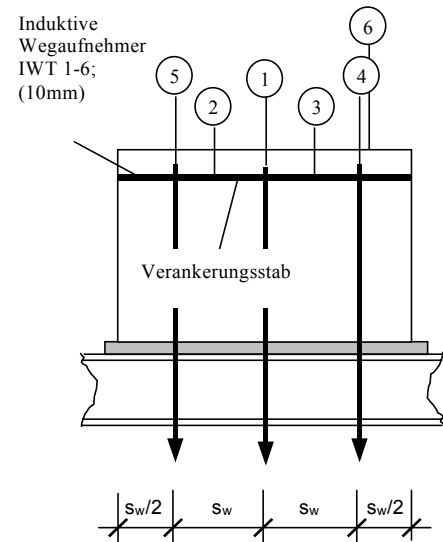


Abb. 4.2.3.2 Prinzipielle Anordnung der Messaufnehmer

Die Spaltzugfestigkeit wird ebenfalls an Zylindern $d/h=100/100$ [mm] nach DIN EN 12 362 ermittelt. Die Prüfung erfolgt parallel zur Treibrichtung. Die Mittelwerte der Untersuchungen werden in den folgenden Abschnitten angegeben.

4.2.3.1 Zentrische Ausziehversuche (Versuchsreihe I)

Die zentrischen Auszugsversuche werden kraftgesteuert gefahren. Ziel ist neben der Erfassung der Traglasten und des Deformationsverhaltens die Sammlung von Informationen bezüglich irreversibler Prozesse und der dabei vonstatten gehenden Umwandlung von äußerer Arbeit in Strukturänderungsenergie. Hierfür wird ein spezielles Lastregime aufgestellt (vgl. Abb. 4.2.3.4). Danach ist die Belastung sukzessiv in Laststufen zu steigern. Jede Laststufe wird während der Versuchsdurchführung dreimal angefahren.



Abb. 4.2.3.5 Vorbereiteter Probekörper

Die Probekörper werden aus handelsüblichen Plansteinen P4/0.6 (Festigkeitsklasse 4N/mm²; Rohdichteklasse 0,6 kg/dm³) gefertigt. Hierzu werden die Plansteine entsprechend den äußeren Abmessungen der Auszugskörper abgelängt. Anschließend werden Bohrungen für den Verankerungsstab und die Auszugsstäbe vorgesehen. Zur Einleitung der Last von den Auszugsstäben in den Verankerungsstab werden Stahllaschen mit entsprechender Bohrung am Stabende der Auszugsstäbe vorgesehen (vgl. Abb. 4.2.3.5-6). Die Treibrichtung der Auszugskörper fällt mit der Längsachse des Verankerungsstabes zusammen.

Durch diese Herstellungsweise der Auszugskörper werden der Verbund zwischen Bewehrung und Porenbeton, das vorzeitige Versagen von Schweißknoten und Einflüsse aus dem Treibprozess (Gärschattenbildung) in Versuchsreihe I ausgeschaltet. Damit kann das „ungestörte“ Last-Deformationsverhalten eines in Porenbeton gebetteten Verankerungsstabes untersucht werden.

Für die Durchführung der zentrischen Versuche wird ein Stahl der Güte St₃₇ verwandt. Eine Überprüfung der Materialeigenschaften des Stahles wird nicht durchgeführt.

Die Ergebnisse für den Porenbeton werden in der nachfolgenden Tabelle 4.2.3.2 dargestellt.

	E-Modul [kN/cm ²]	Bruchstauchung [‰]	Bruchfestigkeit [kN/cm ²]	Spaltzugfestigkeit [kN/cm ²]
Mittelwert	235,56	2,93	0,528	0,0598

Tab. 4.2.3.2 Mittelwerte der Materialprüfung der zentrischen Auszugsversuche

Der Quotient $f_{ck}/f_{cm}=0,755$ bedeutet mit $f_{ck} = (1 - 1,645 v) f_{cm}$ eine Variation $v=15\%$ der untersuchten Probezylinder der Materialprüfung gegenüber der deklarierten Festigkeit f_{ck} der Plansteine. Die Spaltzugfestigkeit liegt erwartungsgemäß mit dem 0,11-fachen der einachsigen Druckfestigkeit f_{cm} unterhalb der zentrischen Zugfestigkeit, die nach Abschnitt 3.1.2 mit dem 0,12...0,13-fachen angegeben wird.

Die Herstellung der Probekörper der exzentrischen Vorversuche erfolgt in der gleichen Weise wie die der Versuchsreihe I. Diese Vorversuche werden zur Einspielung der Belastungs- und Messtechnik durchgeführt und in der Auswertung diskutiert, weil durch Vergleich mit der Versuchsreihe II der Einfluss der Gärschatten auf das Versuchsergebnis deutlich wird.

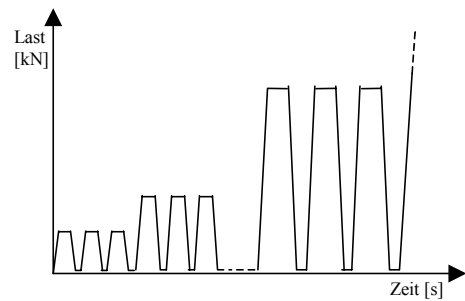


Abb. 4.2.3.4 Lastregime für kraftgesteuerte Auszugsversuche

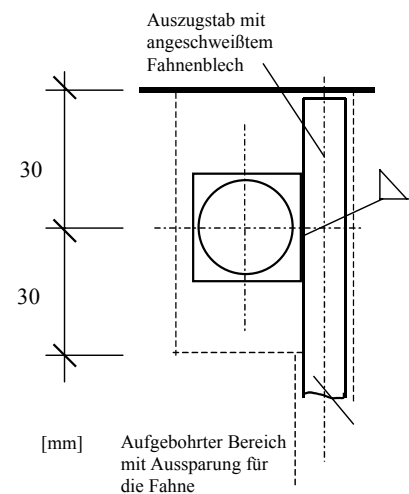


Abb. 4.2.3.6 Detaillösung Lasteinleitungspunkt des Verankerungsstabes

4.2.3.2 Exzentrische Ausziehversuche (Versuchsreihe II)

Aufgrund der variierenden seitlichen Betonüberdeckung bleibt für die exzentrischen Auszugstests zu erwarten, dass die Deformationen im Bruchzustand dicht beieinander liegen. Um hier einen hinreichend genauen Zusammenhang zwischen Bruchdeformationen, Auszugslast und seitlicher Betonüberdeckung zu erhalten, werden die Versuche kontinuierlich weggesteuert durchgeführt. Um auch in dieser Versuchsreihe Aussagen bezüglich der Energiedissipation treffen zu können, wird exemplarisch für den Verankerungsstabdurchmesser 6mm jeweils eine von vier Ausziehproben kraftgesteuert, analog der Vorgehensweise nach Abschnitt 4.2.3.1, belastet.

Die für die Ausziehkörper erforderliche Bewehrung, bestehend aus Verankerungs- und Auszugsstäben, wird vorab aus glatten Stabstählen S500 zu Bewehrungsmatten verschweißt. Anschließend werden die Probekörper im Forschungs- und Entwicklungszentrum der Ytong AG in Schrobenhausen hergestellt.

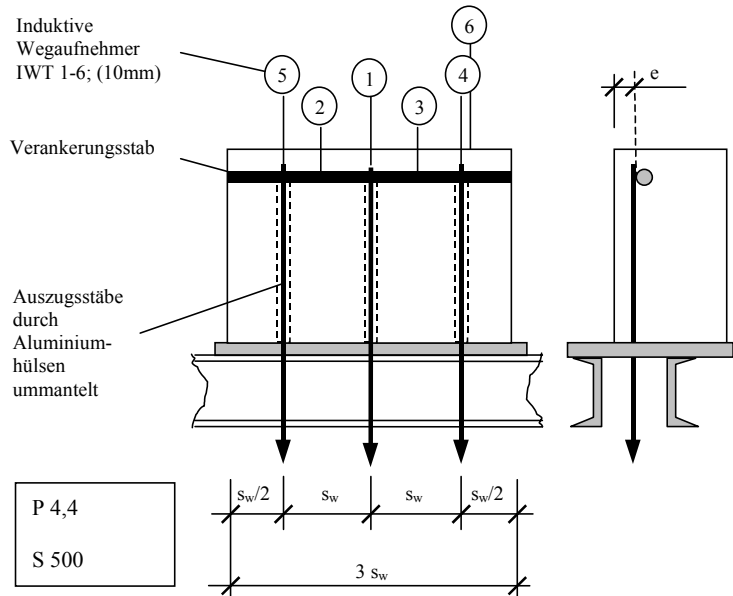


Abb. 4.2.3.7 Probekörper der exzentrischen Auszugsversuche

Dabei werden die Bewehrungsmatten so verbaut, dass sich der Verankerungsstab beim Treibprozess im unteren Drittel der Gießform befindet. Die Lage des Verankerungsstabes entspricht damit der Position der Druckbewehrung bzw. des Bügelverankerungsstabes bei der Herstellung eines Balkens aus Porenbeton. Die Treibrichtung der Ausziehkörper fällt mit der Längsachse der Auszugsstäbe zusammen. Interessant ist der Einfluss der Gärtschattenbildung auf die Tragfähigkeit von Verankerungsstäben. Es bleibt zu erwarten, dass bei größeren Stabdurchmessern (10...12mm) die strukturellen Störungen bzw. Schädigungen im unmittelbaren Bereich um den Verankerungsstab Einfluss auf die Bruchlasten haben.

Für die Auszugsstäbe werden Hülsen aus Aluminium vorgesehen. Damit kann der für das Versuchsziel störende Haftverbund ausgeschaltet werden. Die experimentell festgestellten Traglasten und das Deformationsverhalten kann nach den Versuchen ausschließlich dem Verankerungsstab zugeordnet werden.

Die Ergebnisse für den Porenbeton werden in der nachfolgenden Tabelle 4.2.3.3 dargestellt. Eine Überprüfung der Materialeigenschaften des Baustahles wird nicht durchgeführt.

Mittelwerte für Verankerungsstabdurchmesser d_{sA} [mm]	E-Modul [kN/cm ²]	Bruchstauchung [‰]	Bruchfestigkeit [kN/cm ²]	Spaltzugfestigkeit [kN/cm ²]
6	236,8	2,89	0,553	0,053
8	217,1	3,40	0,533	0,056
10	227,5	3,30	0,558	0,052
12	228,4	3,06	0,560	0,046

Tab. 4.2.3.3 Mittelwerte der Materialprüfung der exzentrischen Auszugsversuche

Der Quotient $f_{ck}/f_{cm}=0,799$ bedeutet mit $f_{ck} = (1 - 1,645 v) f_{cm}$ eine Variation $v=12\%$ der untersuchten Probezylinder der Materialprüfung gegenüber der deklarierten Festigkeit f_{ck} der Plansteine. Die Spaltzugfestigkeit liegt erwartungsgemäß mit dem 0,1-fachen der einachsigen Druckfestigkeit f_{cm} unterhalb der zentrischen Zugfestigkeit, die nach Abschnitt 3.2.2 mit dem 0,12...0,13-fachen angegeben wird.

4.2.4 Ergebnisse

4.2.4.1 Zentrische Auszugsversuche

Beobachtungen, Bruchart, Bruchverhalten

Entsprechend der Vorüberlegung wird das Versagen der Proben in allen Fällen durch Aufspalten bedingt. Dabei bildet sich bei Erreichen der Traglast, ausgehend vom Verankerungsstab in vertikaler Richtung verlaufend, ein visuell wahrnehmbarer Sammelriss. Dieser pflanzt sich ohne Laststeigerung fort und durchtrennt den Probekörper in zwei Teile (vgl. Abb. 4.2.4.1).

Nachfolgende Abbildungen 4.2.4.2-3 zeigen typische Bruchbilder für die untersuchten Stabdurchmesser 6 und 12 mm bei variierenden Abständen der Lasteinleitungspunkte. Zu beobachten sind hier zum Teil starke plastische Deformationen des Verankerungsstabes. Diese plastischen Deformationen treten bei Vergrößerung des Abstandes der Lasteinleitungspunkte ausgeprägter in Erscheinung und lassen sich auf die Ausbildung von Fließzonen im Bereich der Lasteinleitungspunkte zurückführen. Hier ist die Biegebeanspruchung des Verankerungsstabes am größten.

Diese Fließzonen verändern das statische System des gebetteten Verankerungsstabes für hinzukommende Beanspruchungen (vgl. Abb. 4.2.4.4⁷). Eine weitere Laststeigerung führt damit zu starken vertikalen Verschiebungen des Lasteinleitungspunktes.

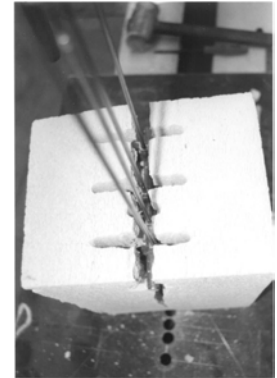


Abb. 4.2.4.1 Bruch durch Aufspalten der Probekörper

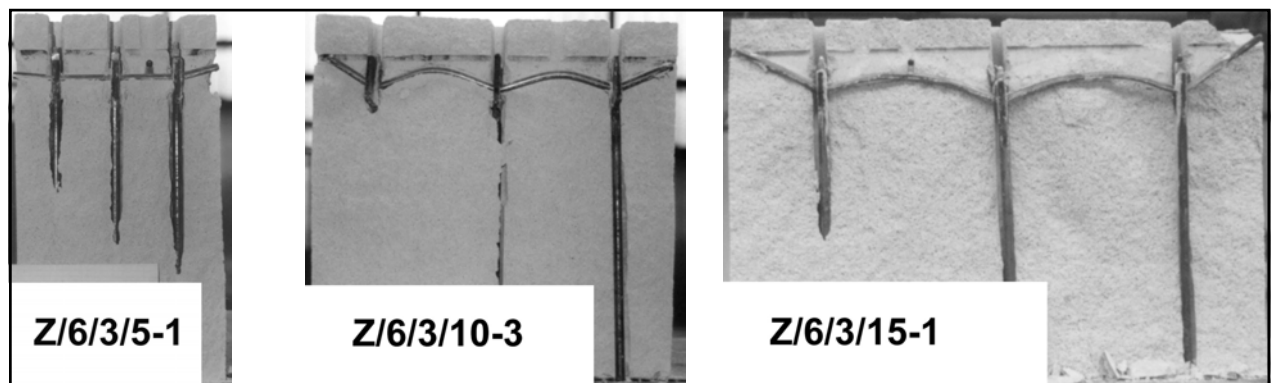


Abb. 4.2.4.2 Untersuchter Verankerungstabdurchmesser 6mm nach Bruch für Bügelabstände $s_w=5, 10, 15$ [cm]

Voraussetzung für diese starken Verformungen ist jedoch die in der Vorbetrachtung diskutierte Mikrorissbildung und die daran geknüpfte Entfestigung des Porenbetons im Lasteinleitungsbereich. Damit kann die Vermutung bedingt bestätigt werden, dass im Grenzzustand der Tragfähigkeit die Lochleibungspressungen und damit die versagensbedingenden Spaltzugspannungen gleichmäßig entlang des Verankerungsstabes verteilt sind und im Maximum betragsmäßig der Zugfestigkeit f_{ct} des Porenbetons entsprechen.

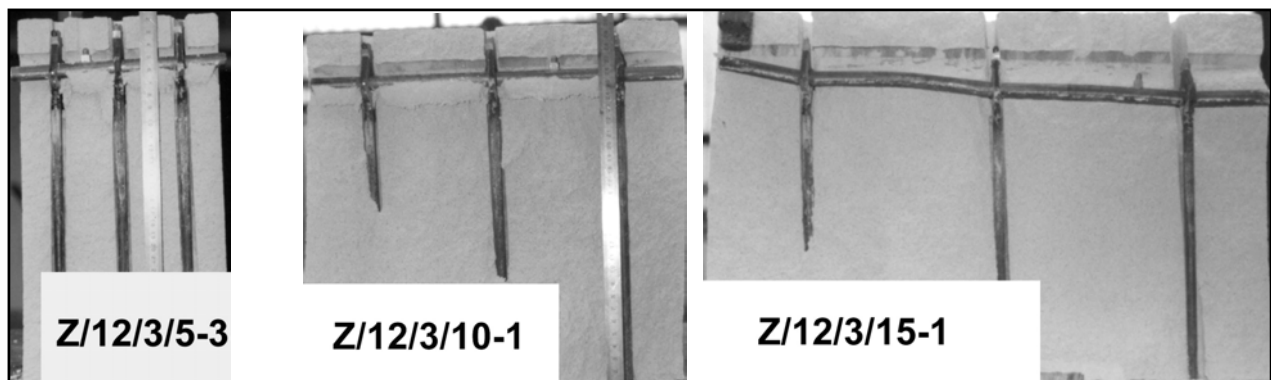


Abb. 4.2.4.3 Untersuchter Verankerungstabdurchmesser 12mm nach Bruch für Bügelabstände $s_w=5, 10, 15$ [cm]

⁷ In der Abbildung werden die Einzellast als Unterstützung und die Lochleibungspressungen als Beanspruchung aufgefasst.

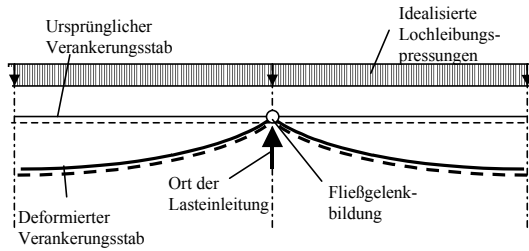


Abb. 4.2.4.4 Fließgelenkbildung im Verankerungsstab

Diese Rückstände weisen keinerlei Luftporen mehr auf. Damit muss vor dem Bruch der Verankerung als Folge des Erreichens der material-spezifischen kritischen Hauptspannungsdifferenz eine Quetschung von Poren bzw. Materialverdichtung stattgefunden haben.

Nach Abschnitt 3.2.1-2 ist bekannt, dass bei einer Druckbeanspruchung und gleichzeitiger Querdehnungsbehinderung ($\sigma_1 = \max$; $\sigma_2 = \sigma_3 = \nu \cdot \sigma_1$) die kritische Hauptspannungsdifferenz bereits nicht mehr den Bruch der Probe bedingt. Rückführbar ist dieser Effekt auf den hohen Porengehalt von ca. 80 Vol.-%. Entsprechend Diagramm 2.3.1.14 findet bei diesen Spannungsverhältnissen eine Materialverdichtung statt.



Abb. 4.2.4.6 Ausdehnung der verdichteten Zone unterhalb des Verankerungsstabes

Im Fall der Verankerung durch einen Querstab resultiert der räumliche Druckspannungszustand zum einen aus der Lochleibungspressung. Diese Spannungskomponente ist dominant und bedingt letztlich die lokale Verdichtung des Porenbetons. Des Weiteren wirken in Richtung der Verankerungsstabachse und senkrecht zu dieser Druckspannungen, die sich auf die Querdehnungsverhinderung infolge der Haftreibung zwischen Porenbeton und Verankerungsstab bzw. zwischen Porenbeton und Korrosionsschutzüberzug zurückführen lassen.

Die beobachteten Zonen verdichteten Materials sind im Bereich der Lasteinleitungspunkte am größten und haben hier eine Ausdehnung von ca. dem 2...3-fachen des Verankerungsstabdurchmessers (vgl. Abb. 4.2.4.6). Hier beginnt die lokale Zerstörung und setzt sich in Richtung des Verankerungsstabes fort.

Die Fließzonenbildung ist abhängig von der Biegesteifigkeit des Verankerungsstabes. Deshalb treten die inelastischen Verformungen beim kleineren Stabdurchmesser 6mm ausgeprägter in Erscheinung. Inelastische Deformationen können für die verwendete Stahlgüte St_37 für Stabdurchmesser 12mm bei Abständen $s_w = 15\text{cm}$ festgestellt werden, während beim Stabdurchmesser 6mm bereits bei Abständen $s_w = 10\text{cm}$ inelastische Verformungen auftreten⁸. Nach dem Aufspalten der Proben sind am Verankerungsstab Rückstände keilförmig verdichteten Porenbetons erkennbar.

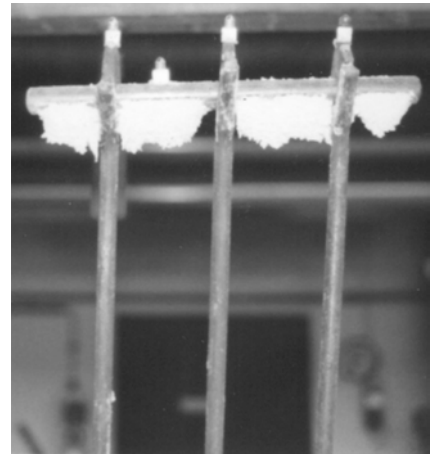


Abb. 4.2.4.5 Keilförmig verdichtetes Material unterhalb des Verankerungsstabes

⁸ Die starken Deformationen des kleineren Verankerungsstabdurchmessers erinnern an ein Seil ($EI=0$, $EA=\infty$), das den Porenbeton durchtrennt.

Zusammenhang zwischen Verankerungstabdurchmesser, Bügelabstand und Bruchlast

Die nachfolgende Tabelle 4.2.4.1 gibt einen Überblick über die Ergebnisse der durchgeführten zentrischen Ausziehversuche. Die abgedruckten Werte stellen jeweils die Mittelwerte dreier Einzelversuche dar. Die vollständigen Ergebnisse werden tabellarisch im Anhang aufgeführt.

Probe	Durchmesser des Verankerungsstabes d_{sA}	Abstand der Auszugsstäbe s_w	Bettungslänge nach Abzug der Störung infolge Bohrens; ca 12mm/Loch l_w	Bruchlast P_u	Bezogene Bruchlast P_u/cm	Mittlere Lochleibungspressung im Bruchzustand; $P_u/A_{c,netto}$ $f_{cb,u}$	Auf den Mittelw. der einachsigen Druckfest. bezogene Lochleib-/Bruch $f_{cb,u}/f_{cm}$
Mittelwerte	[mm]	[cm]	[cm]	[kN]	[kN/cm]	[kN/cm ²]	-
Z/6/3/5	6	5	11,4	8,18	0,72	1,20	2,26
Z/6/3/10	6	10	26,4	19,60	0,74	1,24	2,34
Z/6/3/15	6	15	41,4	28,26	0,68	1,14	2,15
Z/12/3/5	12	5	11,4	11,05	0,97	0,81	1,53
Z/12/3/10	12	10	26,4	24,69	0,94	0,78	1,47
Z/12/3/15	12	15	41,4	42,32	1,02	0,85	1,60

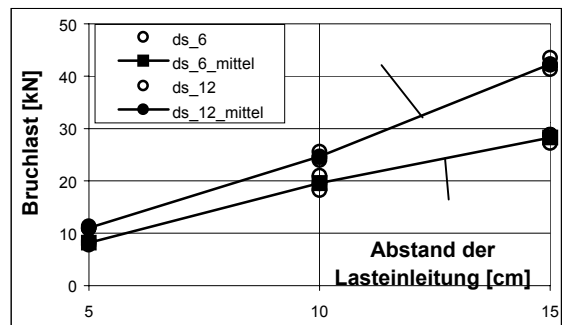
Tab. 4.2.4.1 Überblick über die Mittelwerte der zentrischen Auszugstests

Diagramm 4.2.4.1 zeigt den Zusammenhang zwischen den experimentell ermittelten Bruchlasten und dem Abstand der Lasteinleitungspunkte für die untersuchten Verankerungstabdurchmesser. Deutlich erkennbar ist, dass der größere Stabdurchmesser 12mm höhere Bruchlasten aufweist. Das entspricht den Überlegungen der Vorbetrachtung. An eine Vergrößerung der Stabdurchmesser ist eine Erhöhung der Traglast gekoppelt. Der Zuwachs der Traglast bei ansteigendem Bügelabstand (Bettungslänge) ist nahezu konstant.

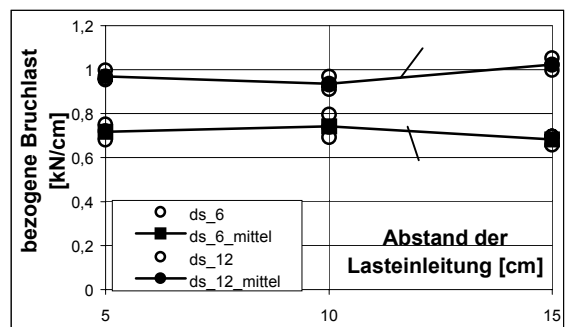
Diagramm 4.2.4.2 zeigt die auf einen laufenden Zentimeter Verankerungsstab bezogene Bruchlast. Hieraus wird ersichtlich, dass sich die bezogene Bruchlast unabhängig vom Bügelabstand gestaltet. Sie kann nach den Versuchen für den $d_{sA}=6\text{mm}$ mit $0,71\text{kN/cm}$ und für $d_{sA}=12\text{mm}$ mit $0,98\text{kN/cm}$ angegeben werden.

Das spricht für die Hypothese der Spannungumlagerung, die Voraussetzung für eine vom Abstand der Lasteintragungspunkte unabhängige, durchmesserspezifische bezogene Bruchlast ist.

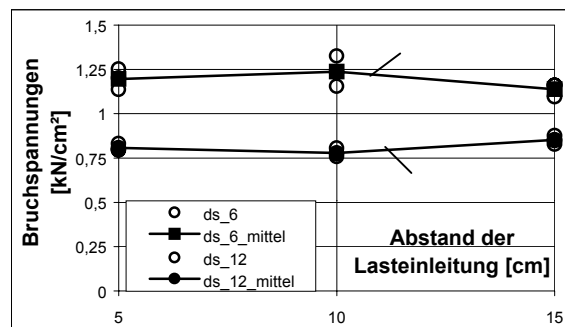
Wird die bezogene Bruchlast durch den Durchmesser der Verankerungsstäbe dividiert, können entsprechend Diagramm 4.2.4.3 die mittleren Bruchspannungen $f_{cb,u}$ unter Voraussetzung einer Gleichverteilung der Lochleibungspressungen nach abgeschlossener Spannungumlagerung ermittelt werden. Danach sind die Lochleibungspressungen des kleineren Stabdurchmessers im Bruchzustand bei einer Randüberdeckung von ca. 100mm deutlich höher als die des größeren. Jedoch bleibt zu bemerken, dass neben der Traglast die Deformationen von entscheidender Bedeutung für eine komplexere Struktur sind und eine entsprechende Bewertung zu einem späteren Zeitpunkt vorgenommen wird.



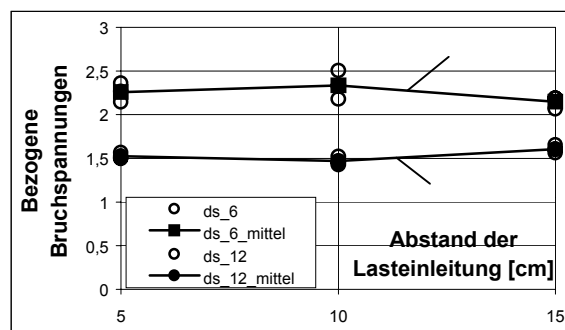
Dia. 4.2.4.1 Bruchlasten in Abhängigkeit vom Abstand der Lasteinleitungspunkte



Dia. 4.2.4.2 Bezogene Bruchlasten in Abhängigkeit vom Abstand der Lasteinleitungspunkte



Dia. 4.2.4.3 Bruchspannungen in Abhängigkeit vom Abstand der Lasteinleitungspunkte



Dia. 4.2.4.4 Bezogene Bruchspannungen in Abhängigkeit vom Abstand der Lasteinleitungspunkte

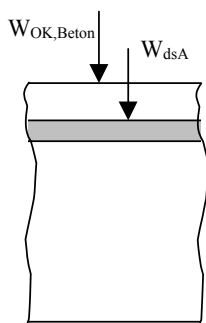
Das Diagramm 4.2.4.4 zeigt die auf den Mittelwert der einachsigen Druckfestigkeit senkrecht zur Treibrichtung⁹ f_{cm} bezogenen Lochleibungspressungen im Bruchzustand. Der Mittelwert der Versuchsreihe I wurde in den Materialversuchen mit $0,53kN/cm^2$ festgestellt. Danach können die bezogenen Lochleibungspressungen im Bruchzustand für Verankerungsstabdurchmesser $d_{sA}=6mm$ im Mittel mit $2,25f_{cm}$ für $d_{sA}=12mm$ mit $1,53f_{cm}$ angegeben werden.

In Untersuchungen zur Steifigkeitsentwicklung des Porenbetons unter räumlicher Druckbeanspruchung (Abschn. 3.2.3) wurde festgestellt, dass die hydrostatische Festigkeit ca. das 1,46-fache der einachsigen Druckfestigkeit f_{cm} beträgt. Eine weitere Laststeigerung führte zu irreversiblen Verformungen bzw. zur Zerstörung der Probe.

Diese Beobachtungen korrespondieren damit nicht mit den Messergebnissen der zentrischen Auszugsversuche. Denkbar ist jedoch, dass sich das keilförmig verdichtete Material unterhalb des Verankerungsstabes günstig auf die Lastabtragung auswirkt bzw. daran beteiligt. Analog einer Bodenverfestigung werden über die Keiloberfläche durch Reibung vertikale Spannungen übertragen. Voraussetzung hierfür sind hinreichend große Deformationen des Verankerungsstabes gegenüber dem bettenden Porenbeton.

Interessant ist jedoch die Erkenntnis, dass eine lokale Zerstörung der Zellstruktur durch Porenquetschung unterhalb des Verankerungsstabes nicht zwingend den Bruch der Verankerung bedingt. Das macht den Porenbeton unempfindlich gegenüber lokalen Beanspruchungsspitzen und kann mit einer Plastizierung verglichen werden.

Zusammenhang zwischen Verankerungsstabdurchmesser, Bügelabstand und Deformationsverhalten



Um das Deformationsverhalten des Verankerungsstabes gegenüber dem bettenden Porenbeton untersuchen zu können, werden von den gemessenen Vertikalverschiebungen des Verankerungsstabes die Verschiebungen der Oberkante des Betonkörpers abgezogen. Auf diesem Weg können gegenseitige Verschiebungen (Relativverschiebungen) des Verankerungsstabes gegenüber dem umhüllenden Porenbeton festgestellt werden.

Aufgrund der diskreten Lasteinleitung sind die Verformungen des Lasteinleitungspunktes maximal (bezeichnet mit w_{max}), die Verformungen mittig zwischen den Lasteinleitungspunkten minimal (bezeichnet mit w_{min}). Der Wert w_{max} wird jeweils als arithmetisches Mittel aus den Vertikalverschiebungen der drei Lasteinleitungspunkte einer Probe, der Wert w_{min} als arithmetisches Mittel der Vertikalverschiebungen der mittig zwischen den Lasteinleitungspunkten liegenden

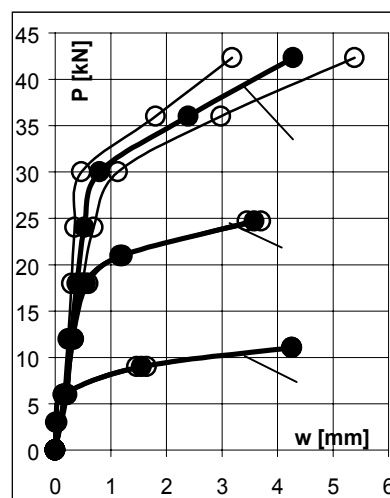
Punkte gebildet. Die mittlere Vertikalverschiebung w_m des Verankerungsstabes berechnet sich aus den Verschiebungen w_{min} , w_{max} .

Die nachfolgenden Diagramme 4.2.4.5-12 zeigen die so experimentell ermittelten Kraft-Relativverschiebungsbeziehung der Verankerungsstabdurchmesser 6 und 12mm für die untersuchten Bügelabstände. Dabei werden die mittlere Relativverformung w_m stark gezeichnet und die maximale bzw. minimale Relativverformungen (w_{max} , w_{min}) jeweils durch eine dünne Linie abgebildet. Die Kurven repräsentieren den Mittelwert aus jeweils 3 Einzelversuchen.

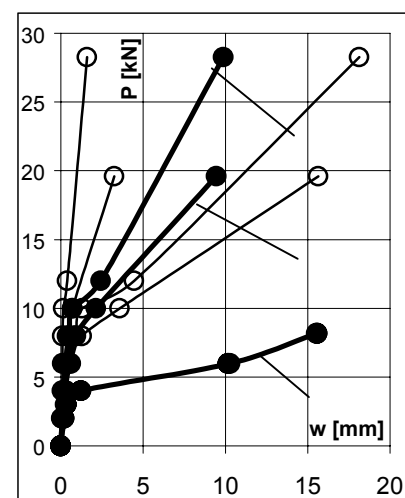
Dargestellt werden die Messwerte der Vertikalverschiebung nach Abschluss des 3. Lastzyklus'.

Nach den Diagrammen 4.2.4.5-6 kann bei allen Kurven, unabhängig vom Bügelabstand, eine deutliche Veränderung im Anstieg der Last-Verschiebungsbeziehungen und damit der Steifigkeit der Verankerung festgestellt werden. Unterhalb des Knickpunktes bildet die Steifigkeit eine Konstante.

Die kraftgesteuerten Ausziehversuche (vgl. auch Abschnitt 4.2.5.2 "Energiedissipation") zeigen, dass bis zu diesem Zeitpunkt noch keine ausgeprägt inelastischen Deformationen stattgefunden haben.



Dia. 4.2.4.5 Last-Verschiebungs-Beziehung d_{sA} 12mm



Dia. 4.2.4.6 Last-Verschiebungs-Beziehung d_{sA} 6mm

⁹ Die im folgenden zitierte einachsige Druckfestigkeit bezieht sich generell auf den Wert senkrecht zur Treibrichtung.

Es bleibt jedoch zu vermuten, dass zu diesem Zeitpunkt bereits Spannungsumlagerungsprozesse (Verlagerung der Orte maximaler Spaltzugbeanspruchung) stattgefunden haben und die Lochleibungsbeanspruchung entlang des Verankerungsstabes nahezu gleichmäßig verteilt ist.

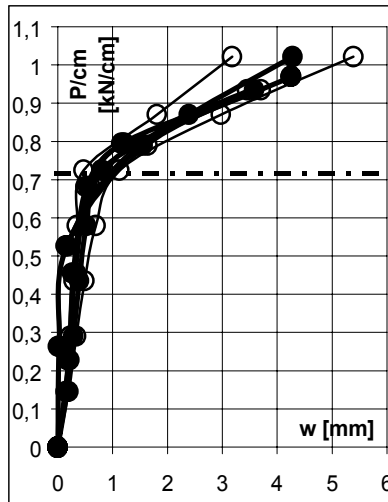
Nach dem Abfallen der Last-Verschiebungsbeziehung sind Laststeigerungen in Abhängigkeit vom Verankerungsstabdurchmesser möglich. Diese sind an eine Nachverfestigung des Materials gekoppelt.

Es kann weiterhin festgestellt werden, dass bei beiden untersuchten Verankerungsstabdurchmessern mit anwachsenden Bügelabständen die Differenz zwischen maximaler und minimaler Relativverformung zunimmt. Aufgrund der geringeren Biegesteifigkeit tritt dieser Effekt beim kleineren Stabdurchmesser ausgeprägter in Erscheinung.

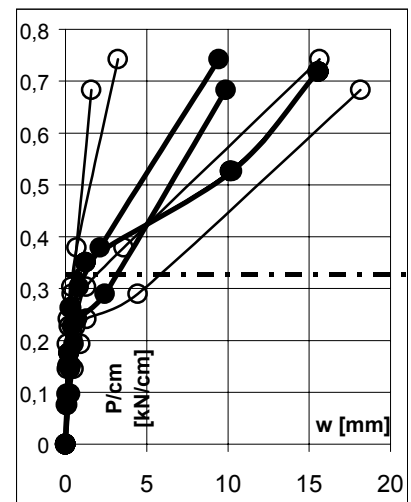
Die Diagramme 4.2.4.7-8 zeigen die auf einen laufenden Zentimeter Verankerungsstab bezogene Bruchlast in Abhängigkeit der Relativverschiebung. Die Kurven der mittleren Relativverformung liegen bis zu ihrem Abflachen nahezu deckungsgleich übereinander.

Die Diagramme 4.2.4.11-12 zeigen die Deformationen in Abhängigkeit von den auf die einachsige Druckfestigkeit f_{cm} bezogene Lochleibungspressungen und präzisieren diese Tendenz. Damit gestaltet sich die bezogene Lochleibungspressung bei Veränderung der Verankerungssteifigkeit weitestgehend unabhängig vom Bügelabstand.

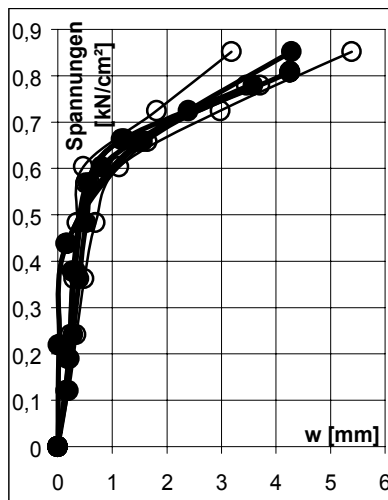
Da nach Abschnitt 4.2.5.3 bei diesem Beanspruchungsniveau noch keine ausgeprägte Energiedissipation stattgefunden hat, soll die zugehörige bezogene Lochleibungspressung im Folgenden mit $f_{cb,el}$ bezeichnet werden.



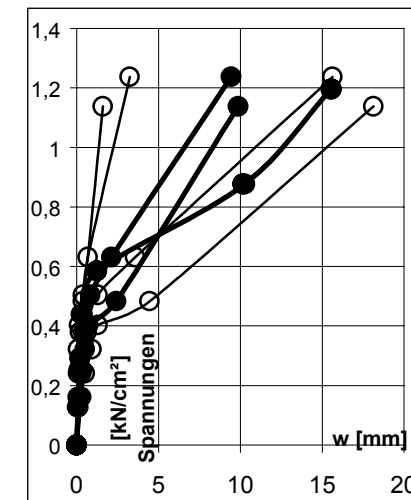
Dia. 4.2.4.7 Bezogene Last-Verschiebungsbeziehung d_{sA} 12mm



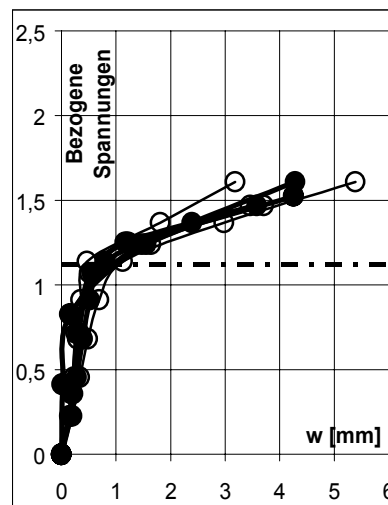
Dia. 4.2.4.8 Bezogene Last-Verschiebungsbeziehung d_{sA} 6mm



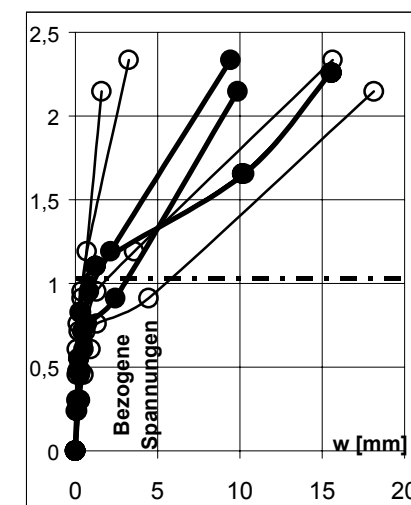
Dia. 4.2.4.9 Spannungs-Verschiebungsbeziehung des d_{sA} 12mm



Dia. 4.2.4.10 Spannungs-Verschiebungsbeziehung d_{sA} 6mm



Dia. 4.2.4.11 Bezogene Spannungs-Verschiebungsbeziehung d_{sA} 12mm



Dia. 4.2.4.12 Bezogene Spannungs-Verschiebungsbeziehung d_{sA} 12mm

Danach kann das Abflachen der Spannungs-Verformungsbeziehung und damit die mittlere Lochleibungspressung unterhalb des Verankerungsstabes für beide Durchmesser im Mittel mit dem 1,1-fachen der einachsigen Druckfestigkeit f_{cm} festgestellt werden.

Die Diagramme 4.2.4.13-15 stellen die Entwicklung des Deformationsverhaltens bzw. der Nachgiebigkeit des Verankerungsstabes in Abhängigkeit des Bügelabstandes dar.

Die hier zugrunde gelegten Verschiebungen werden bei jeweils konstanter Lochleibungspressung $f_{cb,el}=1,1f_{cm}$ (analog den vorangegangenen Überlegungen/ Feststellungen) ermittelt.

Nachfolgende Tabelle 4.2.4.2 gibt Überblick über die Mittelwerte der gemessenen Verformungen im Verankerungsbe- reich.

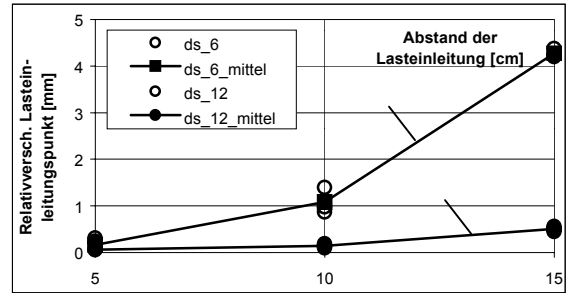
	Durchmesser des Verankerungsstabes	Abstand der Auszugsstäbe	Kritische Spannung	Länge der Probekörper; ($3 s_w$)	Verschiebung der Oberkante des Probekörpers	Relativverschiebung des Lasteinleitungs- punktes	Mittlere Relativ- verschiebung	Maximale Verschiebungs- differenz
Probe	d_{sA}	s_w	$f_{cb,el}$	$l_{w,netto}$	W_{Ok}	$W_{rel,LP}$	$W_{rel,m}$	ΔW
Mittelwerte	[mm]	[cm]	[kN/cm ²]	[cm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
Z/6/3/5	6	5	0,44	11,4	0,28	0,17	0,10	0,12
Z/6/3/10	6	10	0,51	26,4	0,31	1,08	0,64	0,89
Z/6/3/15	6	15	0,48	41,4	0,33	4,28	2,24	4,06
Z/12/3/5	12	5	0,58	11,4	0,48	0,06	0,04	0,04
Z/12/3/10	12	10	0,47	26,4	0,50	0,14	0,10	0,08
Z/12/3/15	12	15	0,48	41,4	0,48	0,50	0,33	0,34

Tab. 4.2.4.2 Überblick über die Mittelwerte der zentrischen Auszugstests

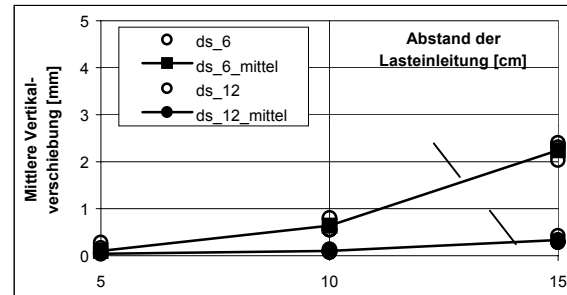
Es ist zu erkennen, dass mit zunehmendem Bügelanstand die Relativverformung des Lasteinleitungspunktes (Dia. 4.2.4.13) bzw. die mittlere Relativverformung (Dia. 4.2.4.14) sowie die Verschiebungsdifferenz (Dia. 4.2.4.15) ansteigen.

Damit hängen die Nachgiebigkeit einer Verankerung und somit die Steifigkeit der zu verankernden Bewehrung entscheidend vom Abstand der Lasteinleitungspunkte ab.

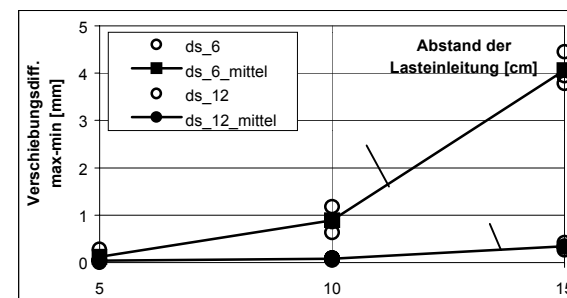
In Abschnitt 4.2.5.4 wird ein geeignetes Modell zur Näherung des Verformungsverhaltens in Abhängigkeit der Porenbetonfestigkeit, der Biegesteifigkeit des Verankerungsstabes, des Abstandes der Lasteinleitungspunkte und der seitlichen Randüberdeckung vorgestellt und mit den experimentellen Ergebnissen verglichen.



Dia. 4.2.4.13 Relativverschiebung des Lasteinleitungspunktes bei Erreichen der kritischen Last P_{el}



Dia. 4.2.4.14 Mittlere Relativverschiebung des Verankerungsstabes bei Erreichen der kritischen Last P_{el}



Dia. 4.2.4.15 Verschiebungsdifferenz des Verankerungsstabes bei Erreichen der kritischen Last P_{el}

4.2.4.2 Exzentrische Ausziehversuche

Beobachtungen, Bruchart, Bruchverhalten

Bei den exzentrischen Ausziehversuchen äußert sich das Versagen analog den zentrischen Untersuchungen durch das Aufspalten bzw. Abplatzen der seitlichen Überdeckung der Probekörper. Nachfolgende Abbildungen (4.2.4.7-10) zeigen die typischen Versagensbilder für die untersuchten variierenden Randüberdeckungen exemplarisch für den Verankerungsstabdurchmesser 10mm. Während bei den mittig angeordneten Verankerungsstäben das Aufspalten dominierte, tritt der Bruch bei abnehmender seitlicher Betonüberdeckung durch ein schollenartiges Abplatzen der Überdeckung ein.

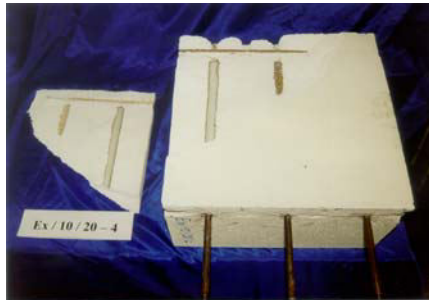


Abb. 4.2.4.7 d_{sA} 10mm; $e=20$ mm



Abb. 4.2.4.8 d_{sA} 10mm; $e=35$ mm



Abb. 4.2.4.9 d_{sA} 10mm; $e=50$ mm



Abb. 4.2.4.10 d_{sA} 10mm; $e=95$ mm

Die keilförmige Verdichtung des Porenbetons unterhalb des Verankerungsstabes kann auch bei den exzentrischen Ausziehversuchen festgestellt werden, wobei sich die Mächtigkeit dieser Zone mit abnehmender Randüberdeckung verringert (Abb. 4.2.4.11-12). Damit scheint das Versagen infolge des Erreichens der kritischen Hauptspannungsdifferenz bei Verringerung der Randüberdeckung zunehmend das Deformationsverhalten zu beeinflussen bzw. zu beschneiden.



Abb. 4.2.4.11 Lokale Zerstörungen unterhalb des Verankerungsstabes (d_{sA} 10mm; $e=20$ mm)

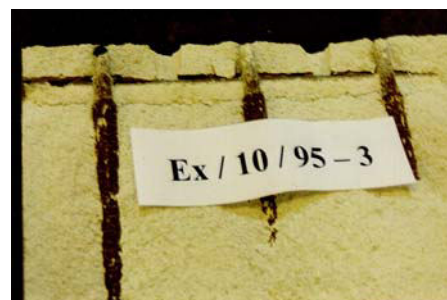


Abb. 4.2.4.12 Lokale Zerstörungen unterhalb des Verankerungsstabes (d_{sA} 10mm; $e=95$ mm)

Entsprechend der verwandten Stahlgüte und der gewählten Bügelabstände bzw. Abstände der Lasteinleitungspunkte s_w kommt es bei den untersuchten Proben zu keinen deutlichen inelastischen Verformungen des Verankerungsstabes bzw. zur Ausbildung von Fließgelenken im Bereich der Lasteinleitungspunkte, wie sie in Versuchsreihe I beobachtet wurden.

Zusammenhang zwischen Verankerungstabdurchmesser, Betonüberdeckung und Bruchlast

Die nachfolgende Tabelle 4.2.4.3 gibt einen Überblick über die Ergebnisse der durchgeführten exzentrischen Ausziehversuche. Die abgedruckten Werte stellen die Mittelwerte von jeweils vier Einzelversuchen dar. Die vollständigen Ergebnisse werden tabellarisch im Anhang aufgeführt.

Probe	Durchmesser des Verankerungsstabes d_{sA}	Seitliche Betonüberdeckung e	Bettungslänge nach Abzug der Störung inf. Bohrens; ca 12mm/Loch $l_{w,netto}$	Bruchlast P_u	Bezogene Bruchlast $P_{u/cm}$	Mittlere Lochleibungspressung im Bruchzustand; $P_u/A_{c,netto}$ $f_{cb,u}$	Auf den Mittelw. der einachsigen Druckfest. bezogene Lochleib-/ Bruch $f_{cb,u}/f_{cm}$
Mittelwerte	[mm]	[mm]	[cm]	[kN]	[kN/cm]	[kN/cm ²]	[kN/cm ²]
Ex/12/94	12	94	40,5	(26,91) ⁸	(0,73)	(0,61)	-
Ex/12/50	12	50	40,5	(33,97)	(0,84)	(0,70)	-
Ex/12/35	12	35	40,5	24,75	0,61	0,51	0,91
Ex/12/20	12	20	40,5	24,05	0,59	0,49	0,88
Ex/10/95	10	94	31,5	29,67	0,94	0,94	1,69
Ex/10/50	10	50	31,5	26,45	0,84	0,84	1,51
Ex/10/35	10	35	31,5	23,60	0,75	0,75	1,34
Ex/10/20	10	20	31,5	20,11	0,64	0,64	1,14
Ex/8/96	8	94	26,1	24,62	0,94	1,18	2,21
Ex/8/50	8	50	26,1	22,31	0,85	1,07	2,00
Ex/8/35	8	35	26,1	19,78	0,76	0,95	1,78
Ex/8/20	8	20	26,1	16,77	0,64	0,80	1,51
Ex/6/97	6	94	21,0	16,44	0,78	1,31	2,36
Ex/6/50	6	50	21,0	16,41	0,78	1,30	2,36
Ex/6/35	6	35	21,0	13,20	0,63	1,05	1,89
Ex/6/20	6	20	21,0	12,98	0,62	1,03	1,86

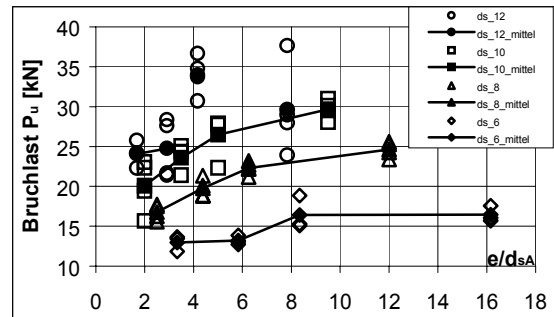
Tab. 4.2.4.3 Überblick über die Mittelwerte der exzentrischen Auszugstests

Um die Messergebnisse der verschiedenen untersuchten Verankerungstabdurchmesser in Beziehung setzen zu können, werden die Bruchlasten bzw. die daraus abgeleiteten Größen in Abhängigkeit von e/d_{sA} , dem Verhältnis aus seitlicher Randüberdeckung und Verankerungstabdurchmesser, in den Diagrammen 4.2.4.16-19 aufgetragen⁹.

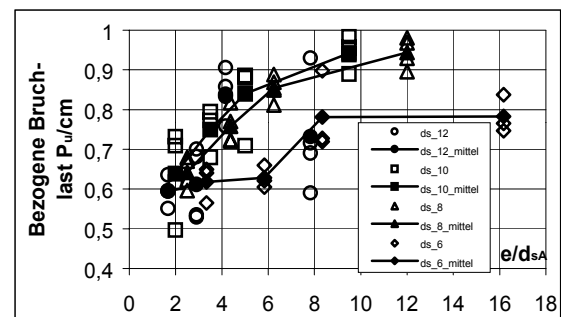
Diagramm 4.2.4.16 zeigt die messtechnisch festgestellten Bruchlasten der einzelnen Verankerungstabdurchmesser in Abhängigkeit von der seitlichen Betonüberdeckung.

Da den unterschiedlichen Verankerungstabdurchmessern unterschiedliche Abstände der Lasteinleitungspunkte zugeordnet sind, wird zum besseren Vergleich in Diagramm 4.2.4.17 die auf einen Zentimeter Verankerungstablänge bezogene Bruchlast aufgezeigt. Danach kann, entsprechend der Vorüberlegung, eine Verringerung der Traglast bei abnehmendem Verhältnis e/d_{sA} unabhängig vom Verankerungstabdurchmesser festgestellt werden.

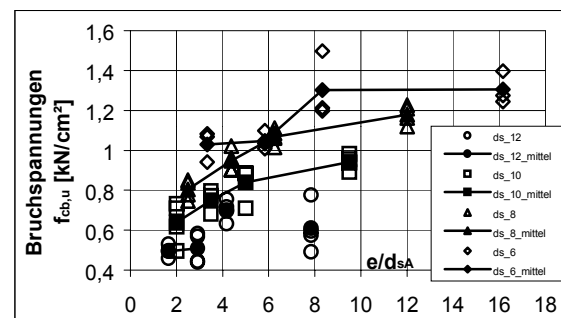
Entgegen der Vorüberlegung wächst die bezogene Bruchlast $P_{u/cm}$ nur bedingt mit dem Durchmesser des Verankerungsstabes an. Zu beobachten ist eine Zunahme für die Verankerungstabdurchmesser 6, 8 und 10mm, wobei sich die bezogenen Traglasten $P_{u/cm}$ der Stabdurchmesser 8 und 10 mm nicht deutlich voneinander unterscheiden bzw. sich in der gleichen Größenordnung befinden. Die bezogene Tragfähigkeit des Stabdurchmessers 12mm fällt mit der des Durchmessers 6mm zusammen und bleibt damit gemäß der Vorüberlegung deutlich unterhalb der



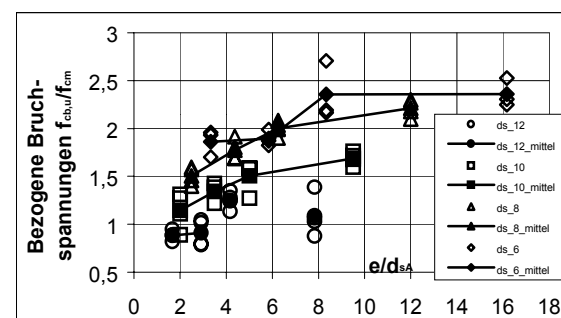
Dia. 4.2.4.16 Bruchlasten in Abhängigkeit vom Verhältnis e/d_{sA} (Randüberdeckung/ Verankerungstabdurchmesser)



Dia. 4.2.4.17 Bezogene Bruchlasten in Abhängigkeit vom Verhältnis e/d_{sA}



Dia. 4.2.4.18 Bruchspannungen in Abhängigkeit vom Verhältnis e/d_{sA}



Dia. 4.2.4.19 Bezogene Bruchspannungen in Abhängigkeit vom Verhältnis e/d_{sA}

⁸ Klammerwerte bedeuten Versagen infolge Reißens der Schweißknotenpunkte

⁹ Beim Durchmesser 12 hat sich bei einer Betonüberdeckung größer/gleich 50mm ein Schweißknotenversagen eingestellt, so dass hier keine versuchszielrelevanten Ergebnisse vorliegen.

erwarteten Tragfähigkeit. Zurückführen lässt sich dieser Effekt auf den herstellungsbedingten Treibprozess. Dieser führt insbesondere bei großen Stabdurchmessern zur Ausbildung von Gärschatten. Diese stellen eine Störung der Struktur in Bereichen dar, die im Nutzungszustand hoch beansprucht werden und beeinflussen somit die Tragfähigkeit der Verankerung. Diagramm 4.2.4.17 vermittelt damit einen Eindruck bezüglich des Wirkungsgrades von Verankerungsstäben in Porenbetonverbundkonstruktionen.

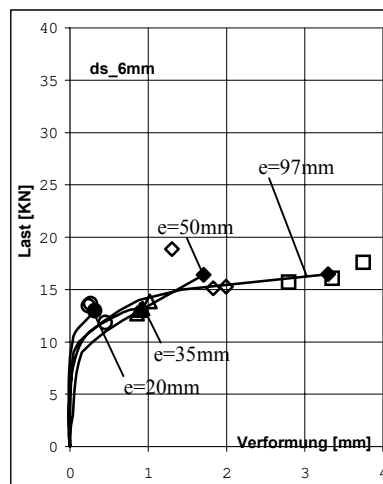
Das Diagramm 4.2.4.18 zeigt die mittleren Lochleibungsspannungen unterhalb des Verankerungsstabes im Bruchzustand. Diagramm 4.2.4.19 zeigt die auf die mittlere einachsige Druckfestigkeit nach den Materialtests bezogenen Lochleibungsspannungen im Bruchzustand $f_{cb,u}/f_{cm}$ und präzisiert damit die Tendenz von Dia. 4.2.4.18, weil hier die herstellungsbedingten Streuungen der Festigkeitseigenschaften eliminiert werden. Danach wachsen die bezogenen Bruchspannungen mit abnehmendem Verankerungsstabdurchmesser an. Die bezogenen Lochleibungspressungen bewegen sich zwischen $0,9f_{cm}$ für Stabdurchmesser 12mm ($e/d_{sA}=2$) und $2,35f_{cm}$ für Stabdurchmesser 6mm ($e/d_{sA}=16$). Diese Tendenz konnte bereits bei den zentrischen Auszugstests beobachtet werden. Weiterführende Überlegungen bezüglich der Entwicklung der bezogenen Lochleibungspressung in Abhängigkeit vom Durchmesser des Verankerungsstabes und von der seitlichen Randüberdeckung werden in Abschnitt 4.2.5.1 angestellt.

Zusammenhang zwischen Verankerungsstabdurchmesser, Betonüberdeckung und Deformationsverhalten

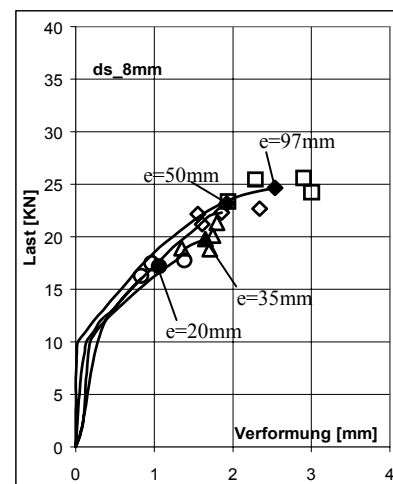
Die Diagramme 4.2.4.20-23 zeigen das Deformationsverhalten der untersuchten Verankerungsstabdurchmesser.

Die abgebildeten Kurven stellen den Mittelwert aus jeweils 4 Einzelproben dar. Analog den Beobachtungen der zentrischen Ausziehversuche kann auch im Fall der exzentrischen Bettung eine deutliche Zweiteilung der Last-Verformungsbeziehung festgestellt werden. Diese bedeutet eine Änderung der Steifigkeit der Verankerung. Des Weiteren liegen die Last-Verformungsbeziehungen unabhängig von der Randüberdeckung nahezu deckungsgleich übereinander.

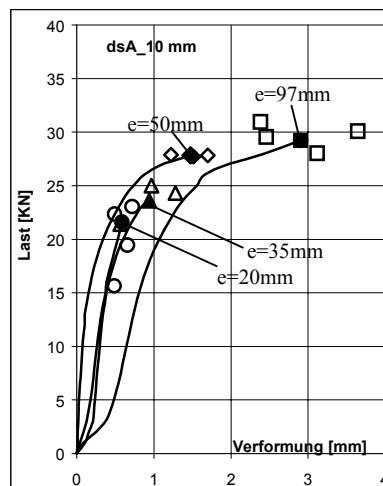
Vergleichbare Beobachtungen konnten durch Janovic [jano_1] gemacht werden. Damit hat die seitliche Randüberdeckung keinen direkten Einfluss auf das Last-Verformungsverhalten, wohl aber auf die Bruchlast. Die Beziehung wird durch den Einfluss der Randüberdeckung begrenzt. Es kann gefolgert werden, dass das Deformationsverhalten (Nachgiebigkeit) einer Verankerung in Porenbeton nicht durch die Entwicklung der Spaltzugspannungen, sondern durch die Entwicklung der Lochleibungspressungen bestimmt wird.



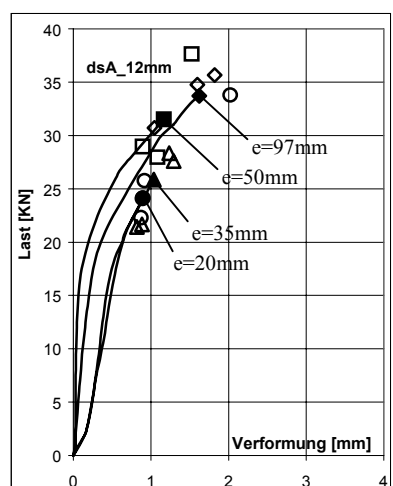
Dia. 4.2.4.20 Last-Verschiebungskurve Verankerungsstabdurchmesser d_{sA} 6mm



Dia. 4.2.4.21 Last-Verschiebungskurve Verankerungsstabdurchmesser d_{sA} 8mm



Dia. 4.2.4.22 Last-Verschiebungskurve Verankerungsstabdurchmesser d_{sA} 10mm



Dia. 4.2.4.23 Last-Verschiebungskurve Verankerungsstabdurchmesser d_{sA} 12mm

Die Kurven zeigen eine deutliche Zweiteilung der Last-Verformungsbeziehung, was auf eine Änderung der Steifigkeit der Verankerung hindeutet. Die Bruchlasten sind durch den Einfluss der Randüberdeckung begrenzt.

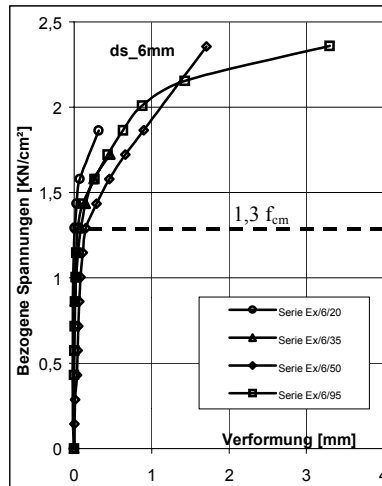
Weiteren Aufschluss geben die Relativverformungen in Abhängigkeit von der bezogenen mittleren Lochleibungspressung $f_{cb,l}/f_{cm}$ (Dia. 4.2.4.24-27). Dadurch wird ein direkter Vergleich des Deformationsverhaltens für die unterschiedlichen Verankerungstabdurchmesser möglich.

Die charakteristische Änderung der Last-Verformungsbeziehung bzw. der Verankerungssteifigkeit liegt danach zwischen dem 0,8...1,35-fachen der einachsigen Druckfestigkeit nach der Materialprüfung.

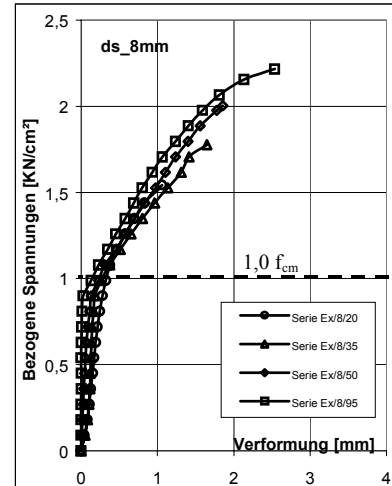
Die Verankerungssteifigkeit sinkt auf ein Bruchteil der Anfangssteifigkeit ab. Entsprechende Beobachtungen konnten bereits in der Versuchsreihe I gemacht werden.

Die Änderung im Anstieg der Last-Verformungsbeziehung ist Hinweis auf irreversible Deformationen.

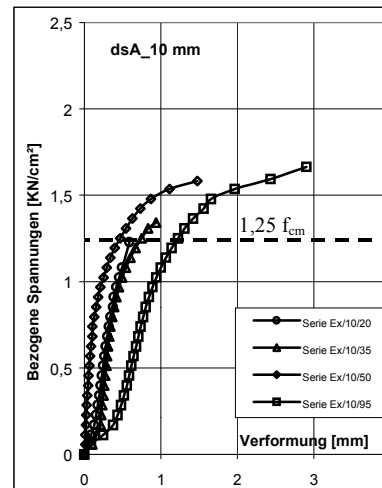
Die Beziehung des Verankerungstabdurchmessers 12mm ist nur bedingt repräsentativ, da das Versagen der Schweißknoten eine vollständige Erfassung der Last-Verschiebungsfunktion nicht ermöglichte.



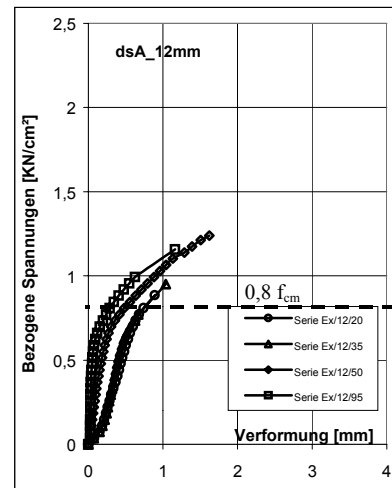
Dia. 4.2.4.24 Bezogene Spannungen f_{cb}/f_{cm} des Verankerungstabdurchmesser d_{sA} 6mm



Dia. 4.2.4.25 Bezogene Spannungen f_{cb}/f_{cm} d. Verankerungstabdurchmesser d_{sA} 8mm



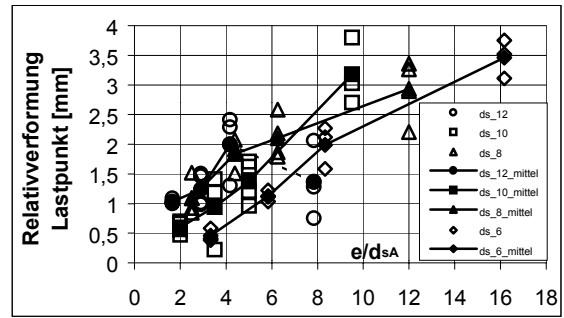
Dia. 4.2.4.26 Bezogene Spannungen f_{cb}/f_{cm} des Verankerungstabdurchmesser d_{sA} 10mm



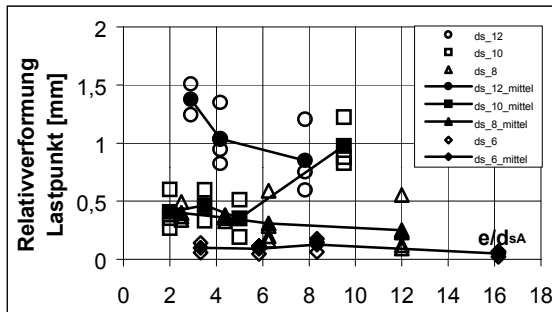
Dia. 4.2.4.27 Bezogene Spannungen f_{cb}/f_{cm} des Verankerungstabdurchmesser d_{sA} 12mm

Das Deformationsverhalten bzw. die Nachgiebigkeit der Verankerungssysteme im Bruchzustand wird in den Diagrammen 4.2.4.2.28-30 dargestellt. Analog der Entwicklung der Bruchlasten nehmen die Verformungen mit abnehmender Randüberdeckung ab.

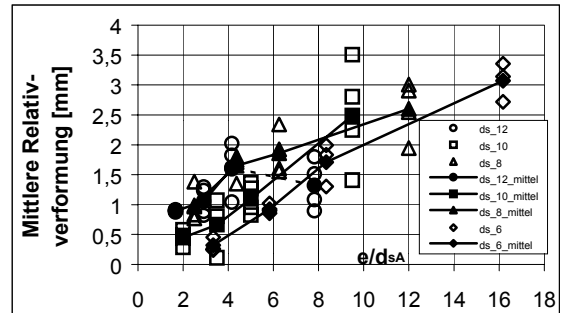
Das betrifft die Relativverformung des Lasteinleitungspunktes (Dia. 4.2.4.2.28), die mittlere Relativverformung des Verankerungsstabes (Dia. 4.2.4.2.29) und die Verschiebungsdifferenz (w_{max} , w_{min} , Dia. 4.2.4.2.30).



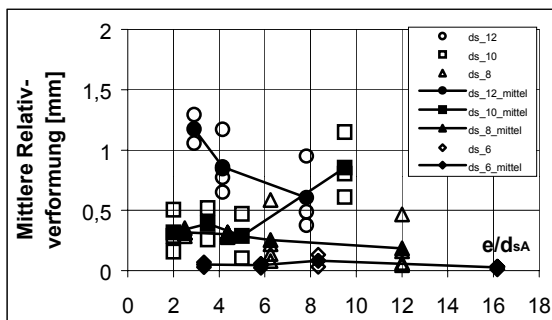
Dia. 4.2.4.2.28 Relativverschiebung des Lasteinleitungspunktes bei Erreichen der Bruchlast P_u in Abhängigkeit von der seitlichen Betonüberdeckung



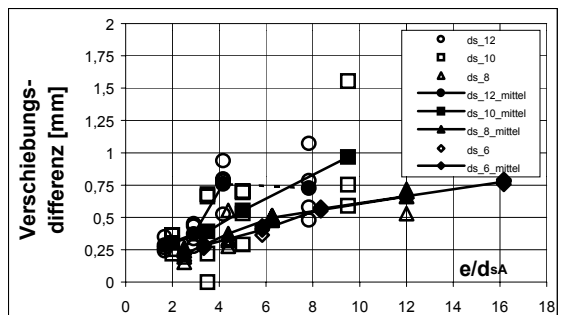
Dia. 4.2.4.2.31 Relativverschiebung des Lasteinleitungspunktes bei Erreichen der Last P_{el} in Abhängigkeit von der seitlichen Betonüberdeckung



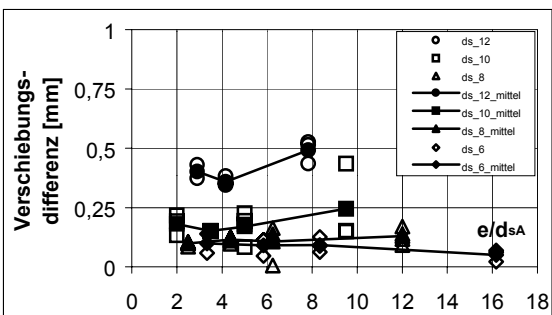
Dia. 4.2.4.2.29 Mittlere Relativverschiebung des Verankerungsstabes bei Erreichen der Bruchlast P_u in Abhängigkeit von der seitlichen Betonüberdeckung



Dia. 4.2.4.2.32 Mittlere Relativverschiebung des Verankerungsstabes bei Erreichen der Last P_{el} in Abhängigkeit von der seitlichen Betonüberdeckung



Dia. 4.2.4.2.30 Verschiebungsdifferenz bei Erreichen der Bruchlast P_u in Abhängigkeit von der seitlichen Betonüberdeckung



Dia. 4.2.4.2.33 Verschiebungsdifferenz bei Erreichen der Last P_{el} in Abhängigkeit von der seitlichen Betonüberdeckung

Interessant sind weiterhin die Deformationen bei der Beanspruchung von $f_{cb,el}=1,08f_{cm}$. Die Diagramme 4.2.4.31-33 zeigen die entsprechenden Relativverschiebung des Lasteinleitungspunktes, die mittlere Relativverschiebung und die Verschiebungsdifferenz. Danach gestaltet sich das Mittel aus w_{max} , w_{min} weitestgehend unabhängig von der seitlichen Randüberdeckung, weil auch bei geringer Randüberdeckung die charakteristische Veränderung der Verankerungssteifigkeit vor dem Bruch erreicht wird. Voraussetzung ist jedoch ein Mindestmaß an seitlicher Betonüberdeckung von $e/d_{sA} > 2$.

Abschließend kann aus den exzentrischen Ausziehversuchen abgeleitet werden, dass die Lochleibungspressung im Bruchzustand $f_{cb,u}$ eine abhängige Größe von e/d_{sA} darstellt.

4.2.5 Auswertung

4.2.5.0 Beurteilung des Tragverhaltens von Verankerungen

Entsprechend der Vorüberlegung und den Versuchsergebnissen sollen bei der Bewertung einer Verankerung in Porenbeton zwei Gesichtspunkte eine Rolle spielen. Einerseits interessiert der Bruch der Verankerung, charakterisiert durch die bezogenen Lochleibungspressungen $f_{cb,u}/f_{cm}$ im Bruchzustand. Des Weiteren ist das Deformationsverhalten bei der Beurteilung einer Verankerung zu berücksichtigen. Als charakteristischer Punkt soll hier die bezogene Lochleibungsbeanspruchung der nach den Versuchen typischen Änderung der Verankerungssteifigkeit $f_{cb,el}/f_{cm}$ herangezogen werden.

Ver-suchs-reihe	Veranke-rungs-stabdurch-messer d_{sA}	Seitliche Randüber-deckung e	Verhältnis Randüber-deckung zum Stabdurch-messer e/d_{sA}	Bezogene Lochleibungs- pressung beim Verankerungs- fließen $f_{cb,el}/f_{cm}$	Bezogene Lochleibungs- pressung bei Bruch $f_{cb,u}/f_{cm}$
	[mm]	[mm]		[-]	[-]
VR I	6	97	16,17	1,05	2,25
VR II	6	97	16,17	1,35	2,36
VR II	8	96	12,00	1	2,21
VR II	10	95	9,50	1,25	1,69
VR II	12	94	7,83	0,8	(Schweißknoten- bruch)
VR I	12	94	7,83	1,15	1,53

Tab. 4.2.5.1 Übersicht über die Versuchsergebnisse beider Versuchsreihen

Der Beurteilung werden die Ergebnisse der zentrischen und exzentrischen Ausziehversuche zugrunde gelegt (vgl. Tab. 4.2.5.1). Aus Versuchsreihe II (exzentrische Ausziehversuche) sollen zunächst zum besseren Vergleich die Ergebnisse der mittig gebetteten Verankerungsstäbe interessieren.

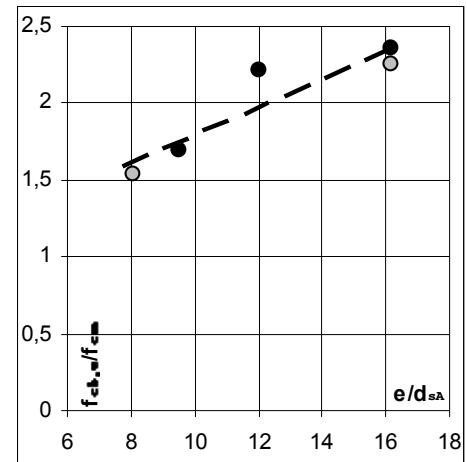
Diagramm 4.2.5.1 zeigt die Entwicklung der bezogenen Lochleibungspressungen im Bruchzustand $f_{cb,u}/f_{cm}$ in Abhängigkeit vom Verhältnis aus Randüberdeckung und Verankerungsstabdurchmesser e/d_{sA} . Die dunklen Punkte markieren die exzentrischen Versuchsergebnisse, die hellen Kreise die zentrischen. Danach kann für seitlichen Randüberdeckungen $e > 94$ mm noch eine Abhängigkeit von e/d_{sA} festgestellt werden.

Im folgenden Abschnitt soll eine entsprechende Beziehung der Lochleibungspressungen im Bruchzustand in Abhängigkeit von e/d_{sA} abgeleitet werden.

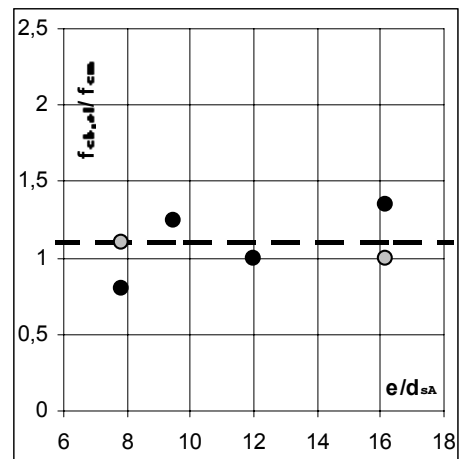
Interessant ist die Feststellung nach den Abschnitten 4.2.4.1 und 4.2.4.2, dass an die charakteristische Veränderung der Verankerungssteifigkeit eine nahezu konstante bezogene Lochleibungspressung $f_{cb,el}$ geknüpft ist und sich damit unabhängig vom Randeinfluss gestaltet. Im Mittel kann diese bezogene Pressung mit $f_{cb,el} = 1,08 f_{cm}$ angegeben werden. Die Mittelwerte der Versuchsreihen I und II sind in Diagramm 4.2.5.2 dargestellt.

Der Wert $f_{cb,el}$ liegt nach [sell_1] in der Größenordnung der zweiachsigen Druckfestigkeit des Porenbetons, die in der Literatur mit $1,05 f_{cm}$ [lins_1] angegeben wird. Diese leichte Erhöhung gegenüber der einachsigen Druckfestigkeit lässt sich auf den räumlichen Druckspannungszustand direkt unterhalb des Verankerungsstabes zurückführen, der sich positiv auf die Festigkeit auswirkt. Ursache hierfür ist die Querdehnungsbehinderung des Porenbetons durch den Verankerungsstab.

Damit darf im Hinblick auf eine sichere Verankerung die mittlere bezogene Lochleibungspressung den Wert der 1,08-fachen Druckfestigkeit nicht übersteigen. Bei kleinen Werten für e/d_{sA} kann die Tragfähigkeit einer Verankerung zuvor erschöpft sein, so dass der Verankerungsbruch hinsichtlich einer Bemessung berücksichtigt werden muss.



Dia. 4.2.5.1 Bezogene Lochleibungspressungen im Bruchzustand in Abhängigkeit von e/d_{sA}



Dia. 4.2.5.2 Bezogene Lochleibungspressungen zum Zeitpunkt des Verankerungsfließens in Abhängigkeit von e/d_{sA}

4.2.5.1 Numerische Simulation der Verankerungsproblematik

Zielstellung

Zur Beurteilung des Bruchverhaltens von Verankerungen in Abhängigkeit der seitlichen Randüberdeckung sollen die Berechnungsergebnisse der numerischen Simulationen der durchgeführten Auszugsversuche berücksichtigt werden. Ziel der Berechnungen ist die Absicherung der Versuchsergebnisse und die Bestätigung von Tendenzen.

Grundlagen der Berechnung

Die Berechnungen erfolgen analog Abschnitt 4.1 auf der Grundlage Finiter Elemente unter Berücksichtigung der Rissbildung und des Entfestigungsverhaltens des Porenbetons. Detaillierte Angaben zu den Berechnungsabläufen werden in Abschnitt 3.4 gegeben. Die Verankerungsproblematik gestaltet sich als räumliches Problem.

Modellierung (Geometrie, Idealisierung, Symmetrie und Vernetzung)

Abbildung 4.2.5.1 zeigt schematisch einen Probekörper der Ausziehversuche. Unter Ausnutzung der Symmetriebedingung wird aus dem Versuchskörper für die Modellierung ein Ausschnitt der Breite $s_w/2$ herausgeschnitten. In Richtung des Verankerungsstabes soll das Modell durch den Lasteinleitungspunkt und durch den Punkt mittig zwischen den Lasteintragungspunkten begrenzt werden. Dabei wird vorausgesetzt, dass die Knoten im vertikalen Schnitt in Richtung des Verankerungsstabes unverschieblich, ansonsten frei verformbar sind.

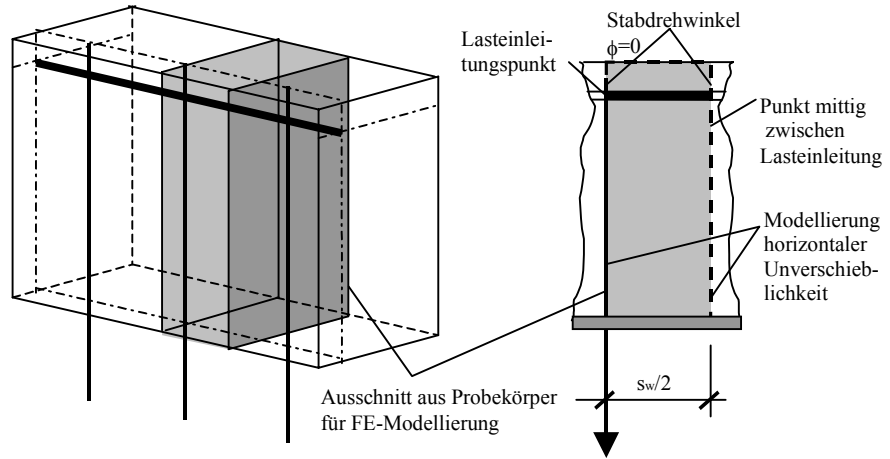


Abb. 4.2.5.1 Ableitung des Geometriemodells

Entsprechend Abb. 4.2.5.2 wird der unmittelbare Lasteinleitungsbereich bzw. der Bereich entlang der Lastlinie fein vernetzt. Diese können entsprechend der Vorüberlegung als Prozesszone aufgefasst werden. Hier sind entscheidende Umlagerungsprozesse (Entfestigung des Porenbetons durch Erreichens der Zugfestigkeit und Verdichtung des Materials infolge Erreichens der kritischen Druckfestigkeit unterhalb des Verankerungsstabes) zu erwarten. An eine hinreichende Auflösung dieser Zone ist eine entsprechende Näherung des Verzerrungszustandes gekoppelt.

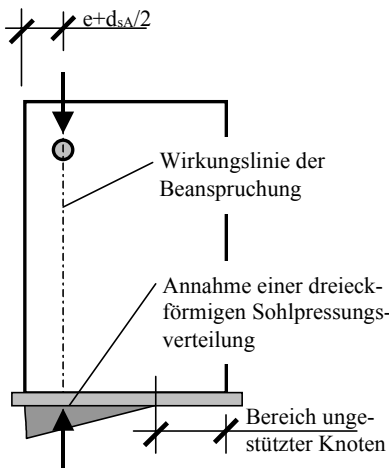


Abb. 4.2.5.3 Festlegung der Randbedingungen

Damit können die interessierenden Hauptspannungsverläufe, insbesondere die Hauptzug- (Spaltzug-) spannungen hinreichend genau abgebildet werden. Die Bereiche außerhalb der Prozesszone werden grob vernetzt, um hier Freiheitsgrade bzw. zusätzliche Unbekannte für die Berechnung und damit Rechenzeit einzusparen.

Für die Modellierung des Porenbetons werden räumliche Elemente mit linearer Ansatzfunktion gewählt. Diese zeichnen sich durch eine geringe Anzahl an Integrationspunkten aus. Die in jedem Iterationsschritt zu modifizierende Elastizitätsmatrix eines Elementes setzt sich aus den Elastizitätsmatrizen der Integrationspunkte zusammen, so dass eine geringere Anzahl an Integrationspunkten eine schnellere Konvergenz der Berechnung zur

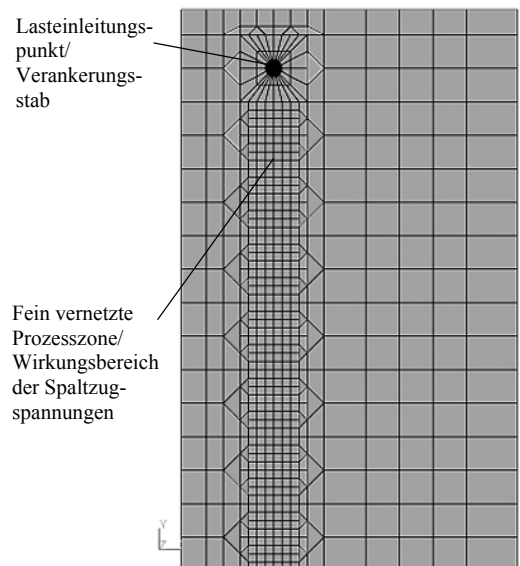


Abb. 4.2.5.2 Vernetzung der Prozesszone in der Lastachse

Folge hat. Gleichzeitig muss bei Verwendung dieser Elemente die Netzdichte erhöht werden, um hinreichend genaue Ergebnisse zu erzielen, was sich nachteilig auf die Anzahl der Unbekannten und damit die Größe des zu invertierenden Gleichungssystems auswirkt.

Entsprechend der Abbildung 4.2.5.3 werden unter Voraussetzung einer linearen Pressung in der Lagerfuge die vertikalen Stützknotten ermittelt. Damit soll ein Klaffen der Lagerfuge ermöglicht bzw. eine Übertragung von Zugspannungen durch den Porenbeton unterbunden werden.

Gegenstand der numerischen Untersuchung sind:

- die exzentrischen Vorversuche (Versuchsdurchführung analog Versuchsreihe I),
- die exzentrischen Versuche (Versuchsreihe II),
- die zentrischen Auszugsversuche (Versuchsreihe I).

Aufgrund der unterschiedlichen Probekörperherstellung der Versuchsreihen I und II ergeben sich Abweichungen hinsichtlich der Bettung des belastenden Verankerungsstabes. Bei Versuchsreihe I und den exzentrischen Vorversuchen treten keine Treibstörungen bzw. Gärshatten auf. Damit ist hier der umhüllende Porenbeton ungeschädigt. In Versuchsreihe II sind diese Störungen aufgrund des werksseitigen Einbaus der Bewehrung vorhanden. Auf eine entsprechende Modellierung dieser Störungen wird verzichtet. Bei der Beurteilung der Ergebnisse soll jedoch dieser Einfluss berücksichtigt werden.

Die Materialeingangswerte des Porenbetons für die Berechnung sind:

E_{c0}	der statische E-Modul senkrecht zur Treibrichtung bei einer Druckbeanspruchung im unteren Drittel der einachsigen Druckfestigkeit,
ν_0	die Querdehnzahl,
f_{cm}	die einachsige Druckfestigkeit senkrecht zur Treibrichtung,
f_{ct}	die Zugfestigkeit,
ϵ_{cu}	die Bruchstauchung bei Erreichen der einachsigen Druckfestigkeit senkrecht zur Treibrichtung,
fac_2d	Erhöhungsfaktor der Festigkeit bei 2-dimensionaler Druckbeanspruchung ($\sigma_1=\sigma_2, \sigma_3=0$),
fac_3d	Erhöhungsfaktor der Festigkeit bei 3-dimensionaler Druckbeanspruchung ($\sigma_1=\sigma_2=\sigma_3$),
density	Dichte des Materials.

Die Werte für den E-Modul E_{c0} , die einachsige Druckfestigkeit senkrecht zur Treibrichtung f_{cm} und die Bruchstauchung ϵ_{cu} werden der Materialprüfung entnommen. Die Querdehnzahl ν_0 wird nach Abschnitt 3.2.5 mit 0,2, die Zugfestigkeit f_{ct} nach Abschnitt 3.2.2 mit $0,13 f_{cm}$, die Erhöhungsfaktoren für 2- bzw. 3-dimensionale Druckbeanspruchung entsprechend den Abschnitten 3.2.1-3 mit 1,05 bzw. 1,46 angenommen.

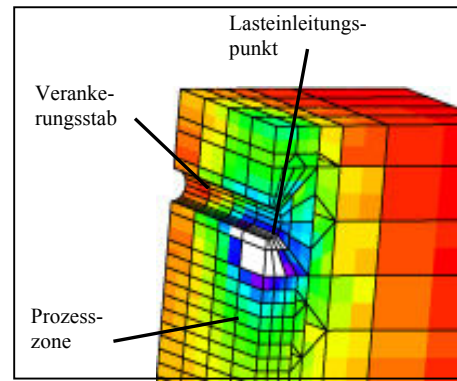
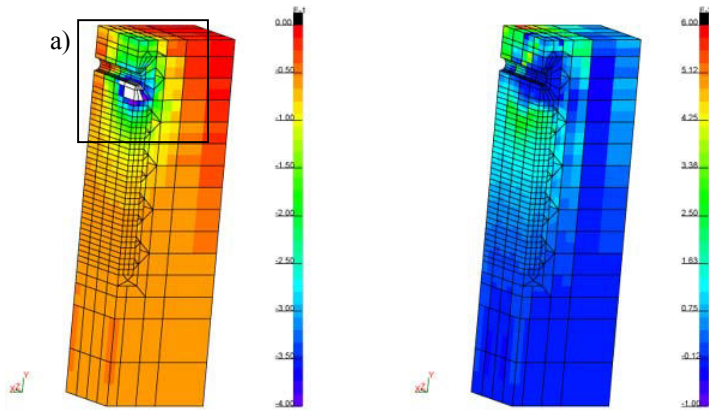


Abb. 4.2.5.5 Detail des Lasteintragungsbereiches

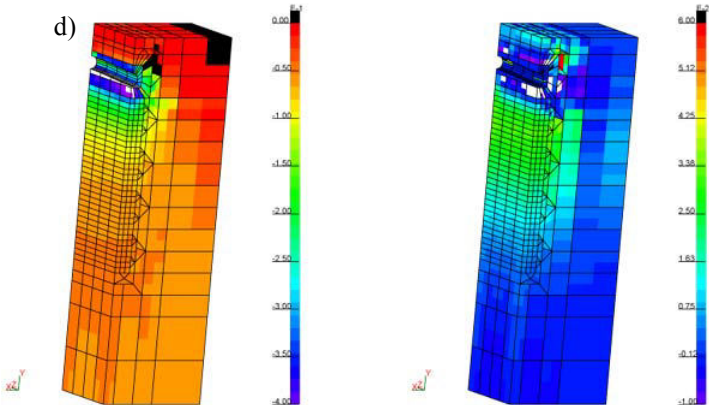
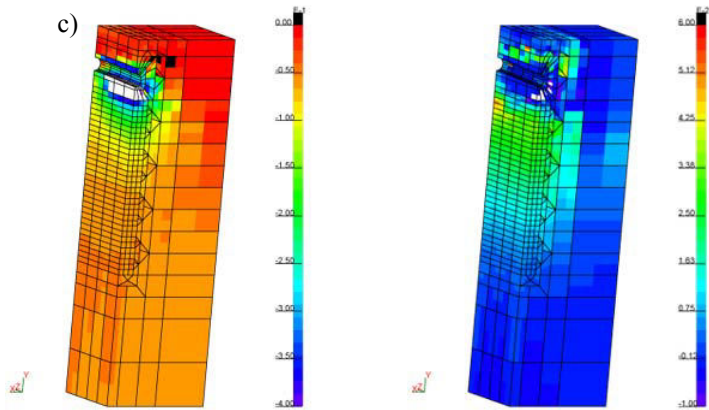
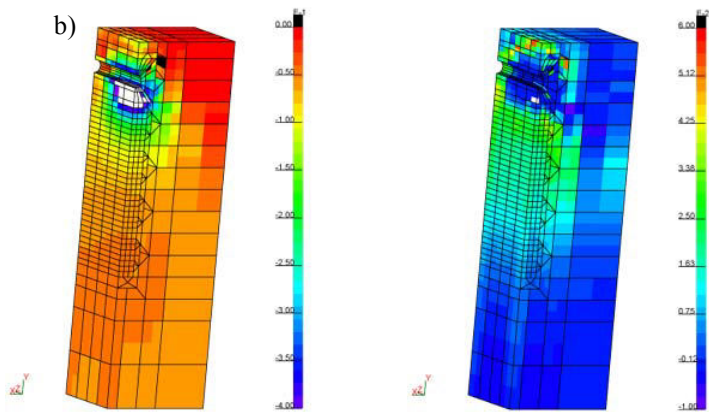


Abb. 4.2.5.4 Entwicklung der Hauptspannungen infolge einer vertikalen Belastung des Verankerungsstabes für die Iterationsschritte Nr. 1, 2, 5 und 34, links: Hauptdruckspannungen, rechts: Hauptzugspannungen

Prinzipieller Verlauf der Berechnung

Die prinzipielle Entwicklung der Hauptspannungen während der Berechnung ähnelt der eines Versuches und soll deshalb mit Hilfe der nebenstehenden Abbildungen 4.2.5.4 nachvollzogen werden. Dargestellt ist das Modell des zentrischen Versuchskörpers $d_{sA}=12\text{mm}$, $s_w=15\text{cm}$. In Ergänzung zu Abbildung 4.2.5.1 wird eine weitere Symmetriebedingung genutzt und der Körper in der Lastebene geschnitten.

Der Lasteintragungspunkt befindet sich entsprechend der Detaildarstellung Abb. 4.2.5.5 im vorderen Bereich des Modells. Hier sind im ersten Iterationsschritt deutliche Lochleibungsspannungsspitzen (Abbildung 4.2.5.4a, li.) erkennbar. Einher geht in diesem Bereich infolge dieser Spannungskonzentration eine Mikrorissbildung und damit Entfestigung des Porenbetons. In der FE-Berechnung ist das daran zu erkennen, dass hier im unmittelbaren Lasteinleitungsbereich bereits keine horizontalen Zugspannungen mehr übertragen werden (dunkle Bereiche in 4.2.5.4a, rechts). Die Prozesszone (Entfestigungszone) verlagert sich in vertikale Richtung.

Durch die Plastizierung des Porenbetons im Lasteinleitungsbereich infolge der hohen Lochleibungspressungen kommt es entsprechend den folgenden Abbildungen 4.2.5.4 b-c, links zu Spannungsumlagerungen. Die Lochleibungspressungen verteilen sich in Richtung des Verankerungsstabes, also in Richtung der zwischen den Lasteinleitungspunkten liegenden Bereiche. Der Endzustand der Berechnung nach Abschluss des Iterationsprozesses (Abb. 4.2.5.4d, links) zeigt eine gleichmäßig verteilte Lochleibungspressung entlang des Verankerungsstabes. An diese Verteilung ist eine entsprechende gleichmäßige Verteilung der Spaltzugspannungen in der Lastachse geknüpft. Jedoch liegt der Wert der maximalen Spaltzugspannung (Prozesszone) entlang des Verankerungsstabes nicht auf einer Höhe, sondern ist im Lasteinleitungsbereich deutlich in vertikaler Richtung verschoben (Abb. 4.2.5.4d, rechts).

Gegenüberstellung von experimentell ermittelten und rechnerische Ergebnisse FE-Analyse der exzentrischen pull-out Vorversuche

Materialdaten Porenbeton [kN, cm]:

$$E_{cb}=235 \quad \nu_0=0,2 \quad f_{cm}=0,53 \quad f_{ct}=0,13f_{cm} = 0,069$$

$$\varepsilon_{cu}=1,05 \quad \text{fac}_{2d}=1,46 \quad \text{fac}_{3d}= \quad \text{dense}=0,00006$$

Materialdaten Verankerungsstahl:

$$E_s=20000 \text{ kN/cm}^2, f_{ym}= 24 \text{ kN/cm}^2$$

d_{sA} [mm]	e [mm]	e/d_{sA}	$f_{cb,u}$ [kN/cm ²]	$f_{cb,u,cal}/f_{cm}$ [-]	$f_{cb,u,exp}/f_{cm}$ [-]
6	20	3,33	0,72	1,35	1,46
6	35	5,83	1,00	1,89	1,66
6	50	8,33	1,03	1,95	1,95
6	70	11,67	1,05	1,98	1,99
6	97	16,17	1,08	2,04	2,50
8	20	2,50	0,64	1,20	-
8	35	4,38	0,84	1,58	-
8	50	6,25	0,91	1,72	-
8	70	8,75	1,11	2,10	-
8	96	12,00	1,21	2,29	-
10	20	2,00	0,53	1,00	-
10	35	3,50	0,72	1,36	-
10	50	5,00	0,76	1,43	-
10	70	7,00	0,89	1,68	-
10	95	9,5	1,02	1,92	-
12	20	1,67	0,46	0,86	0,91
12	35	2,92	0,62	1,16	1,36
12	50	4,17	0,65	1,23	1,25
12	70	5,83	0,78	1,48	1,48
12	94	7,83	0,89	1,68	1,60

Tab. 4.2.5.2 Überblick über die numerischen Ergebnisse

Diagramm 4.2.5.3 zeigt die berechneten bezogenen Bruchlasten P_u/cm der Verankerungstabdurchmesser 6, 8, 10 und 12mm für die seitlichen Randüberdeckungen von 2, 3,5, 5, 7, und 10cm.

Die Funktionen P_u/cm in Abhängigkeit von e/d_{sA} verlaufen nicht stetig. Zurückführen lassen sich diese Ungenauigkeiten auf Einflüsse aus der Modellierung bzw. Vernetzung. Des Weiteren hat die Wahl des Lastinkrementes bedingt Einfluss auf die Lösungsfindung.

Neben den berechneten Werten werden die experimentellen Ergebnisse der exzentrischen Vorversuche für die Durchmesser 6 und 12mm durch helle Kreise in Diagramm 4.2.5.3 ergänzt.

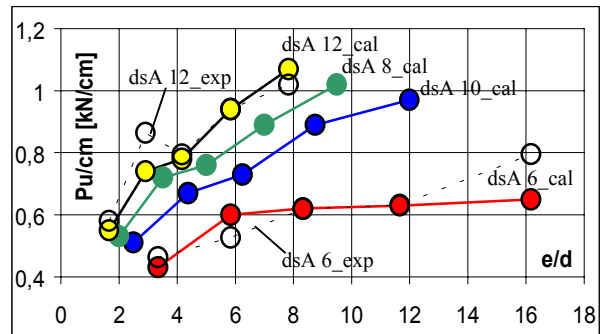
Diagramm 4.2.5.4 zeigt die rechnerischen Lochleibungspressungen im Bruchzustand. Zu erkennen ist hier, dass die berechneten Kurvenverläufe zusammenfallen. Danach lässt sich analog [hane_2, jano_1] ein direkter Zusammenhang zwischen der Pressung und dem Verhältnis e/d_{sA} herstellen.

In Diagramm 4.2.5.5 werden ergänzend zu den rechnerischen Lochleibungspressungen (helle Kreise) die experimentellen Ergebnisse (dunkle Kreise) dargestellt. Danach zeigen die berechneten Größen eine hinreichende Übereinstimmung mit den experimentellen Ergebnissen der Vorversuche.

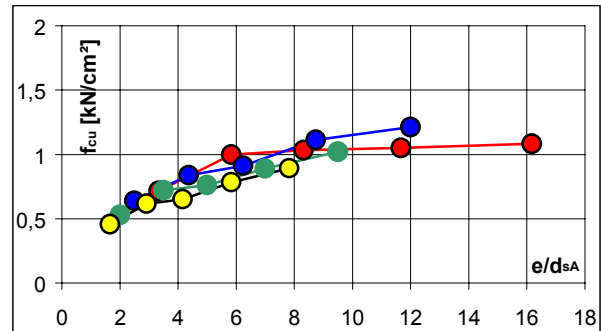
Diagramm 4.2.5.6 zeigt die auf die einachsige Druckfestigkeit bezogenen Lochleibungspressungen im Bruchzustand $f_{cb,u}/f_{cm}$ nach Experiment und Berechnung. Es werden die Näherungsansätze nach:

$$\begin{aligned} & \text{- Janovic [jano_3]} & f_{cb,u}/f_{ck} &= 0,9 (e/d)^{1/2} \\ & \text{- DIN 4223/2 (06/2000) [code_14]} & f_{cb,u}/f_{ck} &= 1,35 (e/d)^{1/3} \end{aligned}$$

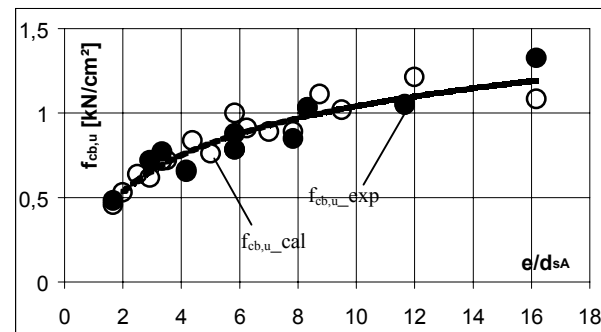
ergänzt.



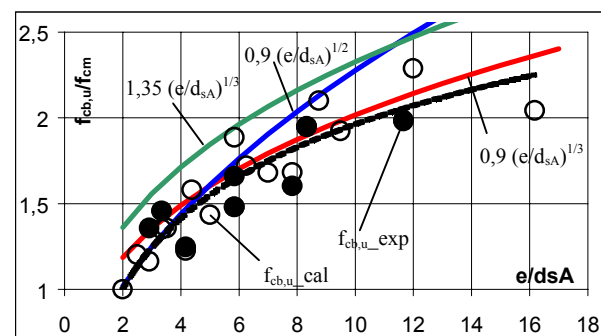
Dia. 4.2.5.3 Bezojene Bruchlast P_u/cm entsprechend der numerischen Simulation



Dia. 4.2.5.4 Lochleibungspressungen im Bruchzustand entsprechend der numerischen Simulation



Dia. 4.2.5.5 Lochleibungspressungen im Bruchzustand entsprechend der numerischen Simulation im Vergleich zu den Vorversuchen



Dia. 4.2.5.6 Rechnerische Lochleibungspressungen im Bruchzustand bezogen auf die einachsige Druckfestigkeit im Vergleich zu den experimentellen Ergebnissen der Vorversuche

Diese Ansätze beziehen sich auf die Nennfestigkeit f_{ck} des Porenbetons. Das Verhältnis zwischen dem Erwartungswert der einachsigen Druckfestigkeit und der Nennfestigkeit wird für die Darstellung in Diagramm 4.2.5.6 mit $f_{ck}/f_{cm}=0,8$ eingeschätzt und entspricht einer Streuung von $v=12\%$. Bei Verwendung dieser Näherungsansätze [jano_3, code_14] kann es danach zu einer geringfügigen Überschätzung der Lochleibungspressungen im Bruchzustand kommen. Ergänzt wird Diagramm 4.2.5.6 durch die Funktion $f_{cb,u}/f_{ck} = 0,9 (e/d)^{1/3}$, die eine behutsamere Einschätzungen des Versagenszustandes darstellt.

FEA der exzentrischen pull-out Versuche (Versuchsreihe II)

Im Unterschied zu den vorangegangenen Berechnungen wird zur Simulation der Versuchsreihe II mit einer höheren Festigkeit des Porenbetons und des Verankerungsstahles gerechnet.

Materialdaten Porenbeton [kN, cm]:

$$E_{c0}=235 \quad v_0=0,2 \quad f_{cm}=0,55 \quad f_{ct}=0,13f_{cm} = 0,078$$

$$\epsilon_{cu}=1,05 \quad fac_{2d}=1,46 \quad fac_{3d}= \quad d_{ense}=0,00006$$

Materialdaten Verankerungsstahl:

$$E_s=20000 \text{ kN/cm}^2, f_{ym}= 50 \text{ kN/cm}^2$$

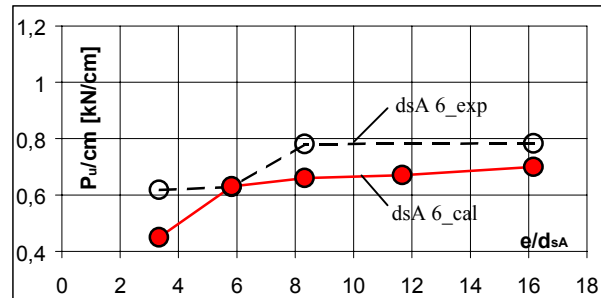
d_{sA} [mm]	e [mm]	e/d_{sA}	$f_{cb,u}$ [kN/cm ²]	$f_{cb,cal}/f_{cm}$ [-]	$f_{cb,exp}/f_{cm}$ [-]
6	20	3,33	0,75	1,36	1,87
6	35	5,83	1,05	1,91	1,91
6	50	8,33	1,10	2,00	2,36
6	70	11,67	1,12	2,03	-
6	97	16,17	1,17	2,12	2,38
8	20	2,50	0,68	1,23	1,45
8	35	4,38	0,89	1,61	1,73
8	50	6,25	0,96	1,75	1,95
8	70	8,75	1,18	2,14	-
8	96	12,00	1,28	2,32	2,15
10	20	2,00	0,56	1,02	1,16
10	35	3,50	0,76	1,38	1,36
10	50	5,00	0,80	1,45	1,53
10	70	7,00	0,93	1,69	-
10	95	9,5	1,08	1,96	1,71
12	20	1,67	0,48	0,88	0,89
12	35	2,92	0,65	1,18	0,93
12	50	4,17	0,69	1,26	1,27
12	70	5,83	0,84	1,53	-
12	94	7,83	0,94	1,71	-

Tab. 4.2.5.3 Überblick über die numerischen Ergebnisse

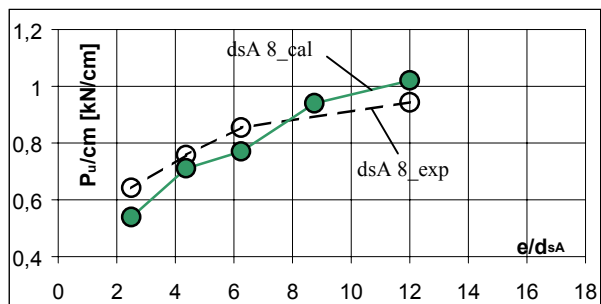
Die Diagramme 4.2.5.7-10 stellen den berechneten bezogenen Bruchlasten die in der Versuchsreihe II experimentell ermittelten Bruchlasten gegenüber. Zur besseren Übersichtlichkeit werden die unterschiedlichen Stabdurchmesser separat dargestellt.

Diagramm 4.2.5.11 zeigt die Lochleibungspressungen im Bruchzustand. Analog den vorangegangenen Berechnungen fallen die rechnerischen Werte (helle Kreise) zusammen. Die Regressionsfunktion der rechnerischen Werte wird gestrichelt ergänzt, die Mittelwerte der experimentellen Untersuchung werden als dunkle Kreise dargestellt. Danach sind im Gegensatz zu den Vorversuchen deutlichere Abweichungen zwischen den berechneten und experimentellen Ergebnissen erkennbar.

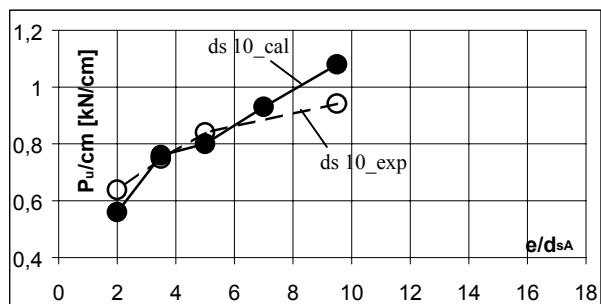
Die größeren Streuungen der Versuchsreihe II lassen sich auf die herstellungsbedingten Gärshatten zurückführen, die sich insbesondere bei den größeren Verankerungsstabdurchmessern 10, 12mm bemerkbar machen. Diese führen zu einer Störung des Porenbetons in Bereichen, die im Versuch bzw. im Nutzungszustand durch die Wirkung der Spaltzugspannung hoch beansprucht werden.



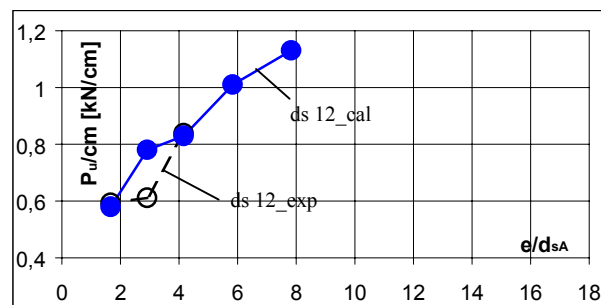
Dia. 4.2.5.7 Bezogene Bruchlast für Stabdurchmesser 6 mm entspr. der numerischen Simulation im Vergleich zur Versuchsreihe II



Dia. 4.2.5.8 Bezogene Bruchlast für Stabdurchmesser 8 mm entspr. der numerischen Simulation im Vergleich zur Versuchsreihe II



Dia. 4.2.5.9 Bezogene Bruchlast für Stabdurchmesser 10 mm entspr. der numerischen Simulation im Vergleich zur Versuchsreihe II



Dia. 4.2.5.10 Bezogene Bruchlast für Stabdurchmesser 12 mm entspr. der numerischen Simulation im Vergleich zur Versuchsreihe II

Diagramm 4.2.5.12 zeigt die bezogenen Lochleibungspressungen nach Experiment und Berechnung. Ergänzt wird das Diagramm durch die Näherungsansätze [jano_3, code_14]. Die bei der Nachrechnung der exzentrischen Vorversuche festgestellten Tendenzen können auch für die Versuchsreihe II bestätigt werden.

FEA der zentrischen pull-out Versuche (VR I)

Die Materialparameter dieser Versuchsreihe entsprechen denen der exzentrischen Vorversuche.

Materialdaten Porenbeton [kN, cm]:

$$E_{c0}=235 \quad \nu_0=0,2 \quad f_{cm}=0,53 \quad f_{ct}=0,13f_{cm}=0,069$$

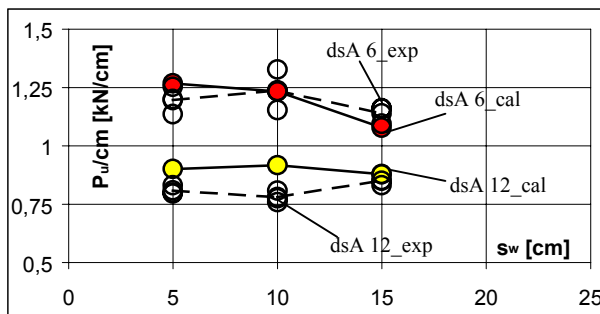
$$\epsilon_{cu}=1,05 \quad f_{ac2d}=1,46 \quad f_{ac3d}=\quad \text{dense}=0,00006$$

Materialdaten Verankerungsstahl:

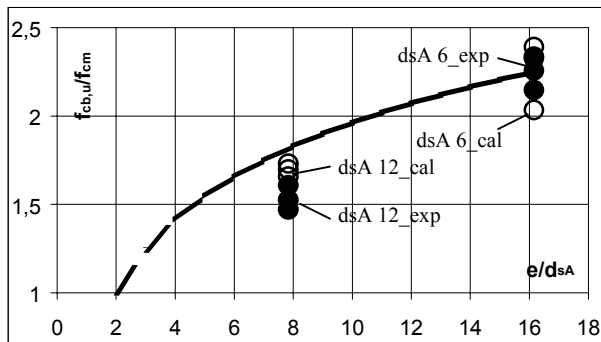
$$E_s=20000 \text{ kN/cm}^2, f_{ym}=24 \text{ kN/cm}^2$$

d_{sA} [mm]	s_w [cm]	e/d_{sA}	$f_{cb,u}$ [kN/cm ²]	$f_{cb,cal}/f_{cm}$ [-]	$f_{cb,exp}/f_{cm}$ [-]
6	5	16,17	1,267	2,390	2,26
6	10	16,17	1,233	2,327	2,33
6	15	16,17	1,078	2,034	2,15
12	5	7,83	0,9	1,698	1,52
12	10	7,83	0,917	1,730	1,47
12	15	7,83	0,878	1,656	1,61

Tab. 4.2.5.4 Überblick über die numerischen Ergebnisse



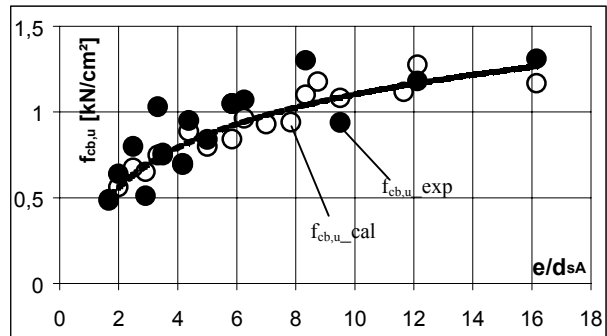
Dia. 4.2.5.13 Bezogene Bruchlast für Stabdurchmesser 6, 12 mm entsprechend der numerischen Simulation im Vergleich zur Versuchsreihe I



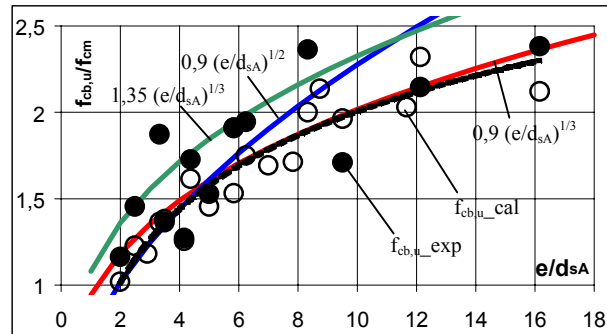
Dia. 4.2.5.14 Rechnerische Lochleibungspressungen im Bruchzustand bezogen auf die einachsige Druckfestigkeit im Vergleich zu den experimentellen Ergebnissen der Versuchsreihe I

Zusammenfassung der FE-Analyse

Die FEA verdeutlicht, dass mittels räumlicher Simulationen das Problem einer diskreten Verankerung durch Querstäbe in Porenbeton nachvollziehbar ist. Die bezüglich der Traglast festgestellten Tendenzen untermauert die experimentellen Ergebnisse. Es wird danach deutlich, dass der herstellungsbedingte Treibprozess und die daran geknüpfte Gärschattenbildung, insbesondere bei größeren Stabdurchmessern, Einfluss auf die Pressungen im Bruchzustand haben. Des Weiteren sind bei seitlichen Randüberdeckungen von ca. 100mm entsprechende Einflüsse auf die Lochleibungspressungen im Bruchzustand erkennbar. Es kann festgestellt werden, dass die Näherungsansätze nach [jano_3, code_14] eine geringfügige Überschätzung der Lochleibungspressungen im Bruchzustand bedeuten.



Dia. 4.2.5.11 Lochleibungspressungen im Bruchzustand entsprechend der numerischen Simulation im Vergleich zur Versuchsreihe II



Dia. 4.2.5.12 Rechnerische Lochleibungspressungen im Bruchzustand bezogen auf die einachsige Druckfestigkeit im Vergleich zu den experimentellen Ergebnissen der Versuchsreihe II

Diagramm 4.2.5.13 zeigt die berechneten und experimentell ermittelten bezogenen Bruchlasten für unterschiedliche Abstände der Lasteinleitungspunkte. Die in Abschnitt 4 gefundene Tendenz bezüglich der Unabhängigkeit der Lochleibungspressungen im Bruchzustand vom Abstand der Lasteinleitungspunkte kann durch die Berechnungen bestätigt werden.

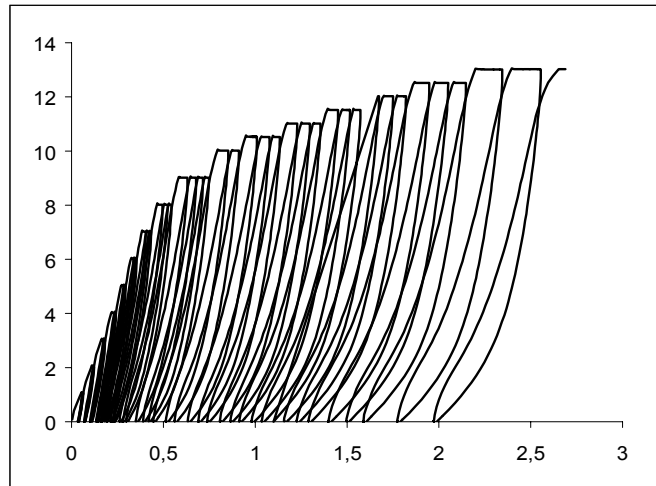
Diagramm 4.2.5.14 zeigt die bezogenen Lochleibungspressungen im Bruchzustand in Abhängigkeit des Verhältnisses e/d_{sA} . Anhand dieser Darstellungsweise wird entgegen der Vorbetrachtung deutlich, dass selbst bei einer Randüberdeckung von ca. 100mm bzw. mittiger Bettung des Verankerungsstabes in der Probe der Einfluss e/d_{sA} auf die Bruchspannungen noch nicht vollständig abgeklungen ist.

Analog den Vorversuchen der exzentrischen pull-out Tests wirkt sich die gärschattenfreie Herstellung der Probekörper positiv auf die Toleranzen der Messwerte aus. Es kann somit eine hinreichende Übereinstimmung zwischen Berechnung und Versuch festgestellt werden. Toleranzen der Berechnungen lassen sich auf die Vernetzung und auf die Definition der Rand- und Symmetriebedingungen zurückführen.

4.2.5.2 Energiedissipation

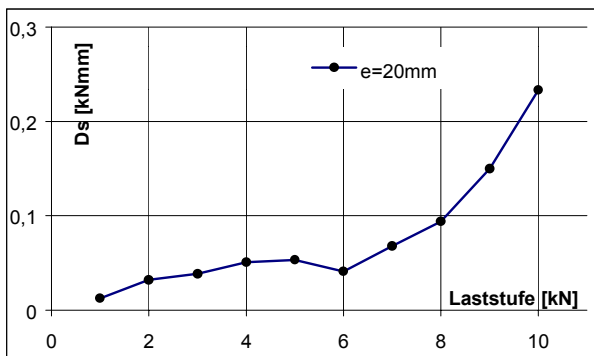
Nachfolgende Überlegungen bezüglich der Energiedissipation werden aus den exzentrischen Ausziehversuchen des Verankerungsstabdurchmessers 6mm (Versuchsreihe II) abgeleitet. Hier wurde die jeweils vierte Probe einer Serie kraftgesteuert zu Bruch gefahren. Das entsprechende Belastungsschema wird in Abschnitt 4.2.3.1 erläutert. Ziel der Untersuchung ist die Untermauerung bestimmter Überlegungen bezüglich der lokalen Zerstörungen des Porenbetons unterhalb des Verankerungsstabes (Abschn. 4.2.4.1-2).

Entsprechend der Vorüberlegung sowie den Beobachtungen bezüglich einer Materialverdichtung unterhalb des Verankerungsstabes und der charakteristischen Last-Verschiebungsfunktionen (vgl. Dia. 4.2.4.11-12) müssen sich Änderungen der dissipierten Energie insbesondere im Bruchlastbereich nachweisen lassen.

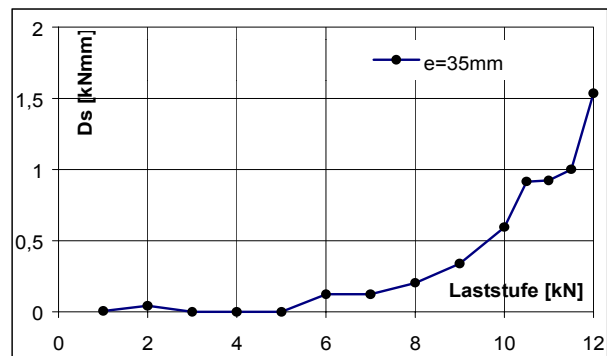


Dia. 4.2.5.15 Beispielhafte Last-Verformungskurve des Verankerungsstabdurchmessers 6mm und einer Randüberdeckung von 50mm

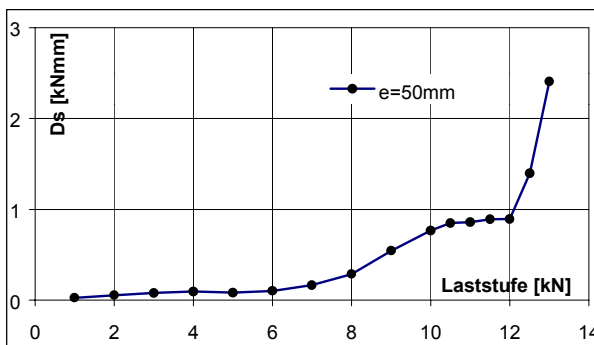
Die Diagramme 4.2.5.15-19 zeigen die aus den Last-Verschiebungskurven abgeleitete dissipierte Energie, die der Strukturveränderungsenergie gleichgesetzt werden soll, für unterschiedliche Randüberdeckungen in Abhängigkeit von der Belastung. Danach kann festgestellt werden, dass sich der qualitative Verlauf unabhängig von der seitlichen Randüberdeckung gestaltet.



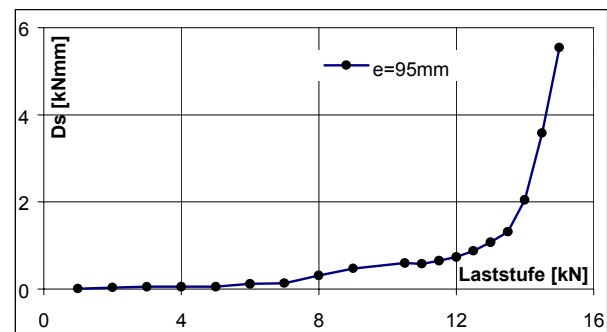
Dia. 4.2.5.16 Strukturveränderungsenergie in Abhängigkeit von der bezogenen Lochleibungspressung für die Randüberdeckung von 20 mm



Dia. 4.2.5.17 Strukturveränderungsenergie in Abhängigkeit von der bezogenen Lochleibungspressung für die Randüberdeckung von 35 mm



Dia. 4.2.5.18 Strukturveränderungsenergie in Abhängigkeit von der bezogenen Lochleibungspressung für die Randüberdeckung von 50 mm



Dia. 4.2.5.19 Strukturveränderungsenergie in Abhängigkeit von der bezogenen Lochleibungspressung für die Randüberdeckung von 95 mm

Die dissipierte Energie nimmt in Abhängigkeit vom Grad der Belastung zunächst moderat zu. Im Bereich der Bruchlast wächst sie progressiv an. Deutliche Unterschiede zwischen den einzelnen Versuchen bestehen im Betrag der dissipierten Energie im Bruchzustand. Damit muss die Größe der seitlichen Randüberdeckung Einfluss auf den Vorgang der Energiedissipation haben.

Diagramm 4.2.5.20 stellt die vier Verläufe im Zusammenhang dar. Danach liegen die Kurven bis 8kN nahezu deckungsgleich übereinander. Ähnliche Beobachtungen konnten bei den Last-Verschiebungskurven (vgl. Dia. 4.2.4.2.11-12) gemacht werden. Mit abnehmender Randüberdeckung sinkt die Bruchlast und damit der daran gekoppelte Betrag an dissipierter Energie.

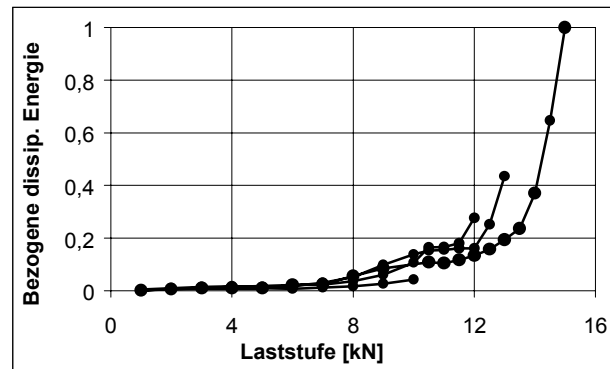
Analog den Last-Verformungskurven ist auch hier ein deutliches Abknicken der Funktionsverläufe erkennbar. In den Abschnitten 4.2.4.1-2 wurde das als Änderung in der Verankerungssteifigkeit gewertet.

Diagramm 4.2.5.21 zeigt die dissipierte Energie in Abhängigkeit der bezogenen Lochleibungspressung. Danach kann eine progressive Zunahme der Energiedissipation ab etwa $f_{cb,el}=1,08f_{cm}$ festgestellt werden.

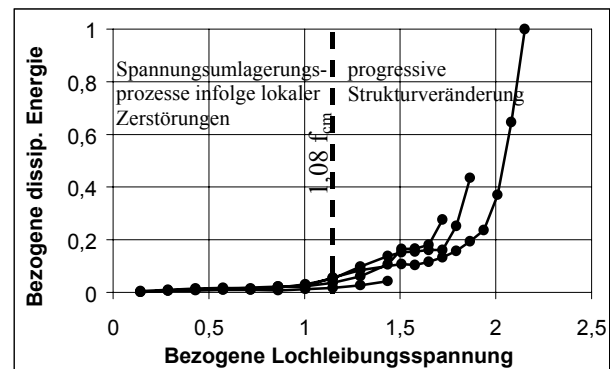
(Als Orientierung wird das Diagramm durch den Wert $1,08f_{cm}$ ergänzt, der nach Abschnitt 4.2.5.1 als charakteristische Größe bezüglich der Verankerungssteifigkeit abgeleitet wurde).

Auf das Last-Verformungsverhalten und damit auf die Entwicklung der dissipierten Energie haben neben dem Porenbeton auch der verwendete Stahl und die Schweißverbindung Einfluss. Die Auslastung des Auszugsstabes liegt bei hinreichender Randüberdeckung im Bereich der Fließgrenze des Stahles. Das teilweise Versagen der Schweißknoten bei den mittig gebetteten Verankerungsstäben lässt entsprechende inelastische Deformationen im Bereich der Bruchlast vermuten. Die versuchstechnisch aufgenommenen Verschiebungen und die abgeleitete Strukturveränderungsenergie können nicht vollständig dem bettenden Porenbeton zugeordnet werden. Der resultierende systematische Fehler wird jedoch als gering eingeschätzt.

Im Unterschied zu [boll_1] ist die Strukturänderungsenergie D_S nur dann ein deutlicher Hinweis auf das Versagen, wenn die Randüberdeckung hinreichend groß ist. Bei einem spröden Versagen infolge des Erreichens der kritischen Hauptspannungsdifferenz kann nach den durchgeführten Versuchen D_S nicht als Schadensindikator dienen.



Dia. 4.2.5.20 Belegte Strukturveränderungsenergie in Abhängigkeit von der Belastung



Dia. 4.2.5.21 Belegte Strukturveränderungsenergie in Abhängigkeit von der bezogenen Lochleibungspressung

4.2.5.3 Näherung des Verformungsverhaltens
 Nachfolgende Überlegungen dienen dazu, ein geeignetes Näherungsverfahren zur Erfassung des Verformungsverhaltens einer Verankerung in Porenbeton zu qualifizieren.

Der unendliche, elastisch gebettete Stab

In Hinblick auf die kontinuierliche Bettung des Verankerungsstabes in Porenbeton und der punktuellen Beanspruchung senkrecht zur Stabachse soll zunächst der unendliche, elastisch gebettete Stab als Modell zur Näherung herangezogen werden.

Grundlage für die Berechnung ist die Annahme linearer Elastizität für den Stab und für das bettende Material. Entsprechend Abbildung 4.2.5.7 kann durch die Bestimmung der Integrationskonstanten unter Berücksichtigung der Randbedingungen im Lasteinleitungspunkt die Biegelinie in Abhängigkeit von der Biegesteifigkeit des Stabes und der Steifigkeit des Untergrundes berechnet werden. Zur Erfassung der Steifigkeit des Untergrundes wird entsprechend Abbildung 4.2.5.6 ein einfacher Ansatz für die Lastausbreitung gewählt.

Die Bettungskonstante berechnet sich danach für die Versuchsreihe I mit $b=20\text{cm}$, $h_{II}=10\text{cm}$, $E_C=235\text{kN/cm}^2$ (vgl. Abschn. 4.2.3.1) zu $k=117,5\text{kN/cm}$. Der Parameter β ergibt sich unter Berücksichtigung der Gleichgewichtsbedingung zu $\beta = 4 \sqrt{\frac{k}{4 EI_s}}$.

1. Randbedingungen für

$$\frac{dw}{dx} = \phi(x) = 0$$

$$= \beta e^{-\beta x} ((-C_3 + C_4) \cos \beta x + (-C_3 - C_4) \sin \beta x)$$

$$\frac{dw}{dx} = \phi(x) = 0 = \text{kons tan te} * (-C_3 + C_4) \cos \beta x$$

$$\frac{dw}{dx} = \phi(x) = 0 = -C_3 + C_4; \rightarrow C_4 = C_3$$

Abb. 4.2.5.7 Entwicklung der Biegelinie

d_{sA}	s_w	EI_s	$f_{cb,el}$ $1,08f_{cm}$	$P/2$	k	β	C_3	$w(0)$	$w(s_w)$	$\Sigma w(0)$	$w(0)$ Versuch
[mm]	[cm]	[kN/cm ²]	[kN/cm ²]	[kN]	[kN/cm ²]	[-]	[-]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
6	5	133,6	0,59	0,9	117,5	0,685	0,00525	0,0525	-0,00145	0,05100	0,17
6	10	133,6	0,59	1,8	117,5	0,685	0,01049	0,1049	0,00011	0,10501	1,08
6	15	133,6	0,59	2,7	117,5	0,685	0,01574	0,1574	-5,3E-06	0,15735	4,28
12	5	2137,5	0,59	1,78	117,5	0,342	0,00519	0,0519	0,00272	0,05459	0,06
12	10	2137,5	0,59	3,55	117,5	0,342	0,01034	0,1034	-0,00143	0,10201	0,14
12	15	2137,5	0,59	5,33	117,5	0,342	0,01553	0,1553	-0,00016	0,15516	0,50

Tab. 4.2.5.5 Berechnungsergebnisse

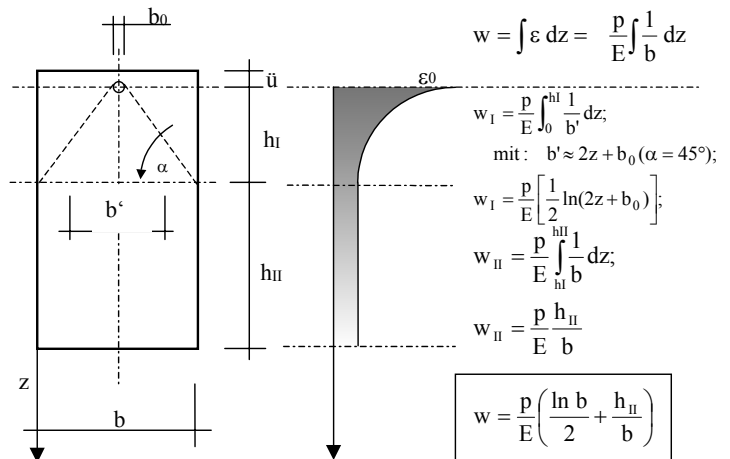
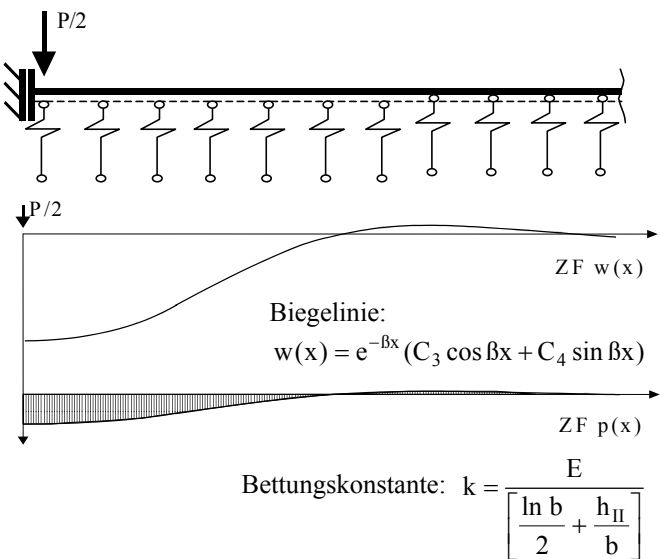


Abb. 4.2.5.6 Ermittlung der Steifigkeit des bettenden Materials



2. Randbedingungen für

$$EI_s \frac{d^3 w}{dx^3} = \frac{P}{2} = 0 = \beta^3 e^{-\beta x} ((2C_3 + 2C_4) \cos \beta x + (-2C_3 + 2C_4) \sin \beta x)$$

$$\frac{P}{2} = EI_s \beta^3 (2C_3 + 2C_4) = EI_s \beta^3 (4C_3)$$

$$C_3 = \frac{P/2}{4 EI \beta^3} = \frac{\beta P/2}{k} \quad C_4 = \frac{\beta P/2}{k}$$

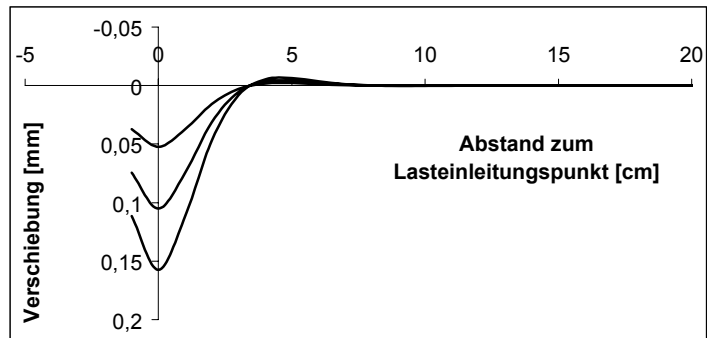
Danach kann das Verformungsverhalten eines Verankerungsstabes in Porenbeton unter Berücksichtigung:

- der Biegesteifigkeit des Verankerungsstabes EI_s ,
- der Steifigkeit des Porenbetons E_c ,
- des Abstandes der Lasteinleitungs- punkte

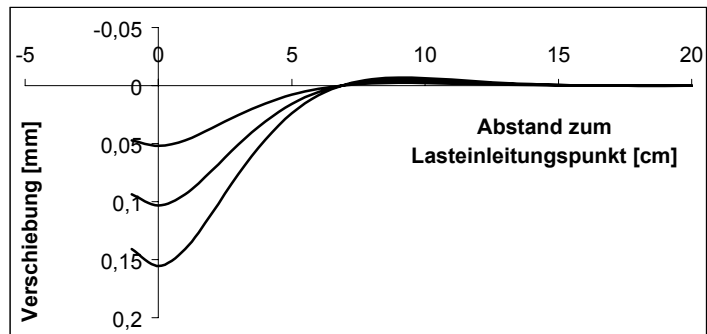
abgeleitet werden.

Für die Verankerungsstabdurchmesser $d_{sA}=6, 12\text{mm}$ und die Bügelabstände $s_w=5, 10, 15\text{cm}$ werden die Verformungen berechnet. Dabei wird der Berechnung eine der charakteristischen Lochleibungs- druckung $f_{cb}/f_{cm}=1,08$ äquivalente Last zu- grunde gelegt.

Nebenstehende Diagramme 4.2.5.22-23 zeigen den so berechneten Verlauf der Biegelinie. In Tabelle 4.2.5.5 werden die Berechnungsergebnisse den entsprechenden Versuchsergebnissen gegenüberge- stellt. Nach der tabellarischen Übersicht weichen die berechneten und experimentell ermittelten Ergebnisse bei großen Ab- ständen der Lasteinleitungspunkte teilweise um mehr als eine 10-er Potenz voneinander ab.



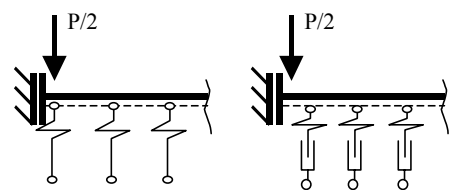
Dia. 4.2.5.22 Biegelinie nach Berechnung für Verankerungsstabdurchmesser 6mm



Dia. 4.2.5.23 Biegelinie nach Berechnung für Verankerungsstabdurchmesser 12mm

Das lässt sich darauf zurückführen, dass zu dem betrachteten Zeitpunkt bereits lokale Zerstörungen des Porenbetons im Lasteinleitungsbereich und entsprechende Umlagerungsprozesse stattgefunden haben, die durch dieses Modell jedoch nicht erfasst werden.

In [jano_1] wird der unendlich elastische gebettete Balken als geeignetes System zur Näherung des Trag- und Verformungsverhaltens von Verankerungsstäben in Porenbeton bevorzugt. Gedankengang ist, dass sich unter Last eine dünne Schicht zerstörten Porenbetons unterhalb des Verankerungsstabes bildet. Die Ausdehnung der Schicht ist klein, und ihre Verformungen sind groß gegenüber dem ungestörten Restkörper aus Porenbeton. Damit könne die dünne, weiche Bettungsschicht auf unnachgiebigem Grund hinreichend durch das Bettungszifferverfahren beschrieben werden. Problematisch scheint in dieser Argumentationskette jedoch, dass sich eine dünne Schicht unter dem Verankerungsstab bei Lasteinwirkung rein elastisch verformen soll. Vielmehr wird die Schicht zerstörten Porenbetons durch die Lasteinwirkung gebildet, kann mit einer Plastizierung verglichen werden und bewirkt damit Lastumlagerungen entsprechend der nebenstehenden Abbildung.



Die Näherung durch den unendlichen elastisch gebetteten Balken liefert aufgrund der vorausgesetzten linearen Elastizität der Bettungsschicht zu geringe Verformungen. Das Problem verschärft sich bei der Beurteilung des Verformungsverhaltens im Grenzzustand der Tragfähigkeit. Ein Verankerungssystem wird auf der Grundlage dieser Theorie bezüglich seiner Nachgiebigkeit unterschätzt. In Hinblick auf eine Beurteilung komplexerer Strukturen kann das zu Fehleinschätzungen bezüglich der Tragwirkung und damit der Tragfähigkeit führen.

Mögliche Erweiterungen des Modells des unendlichen gebetteten Balkens durch die Erfassung des physikalisch nichtlinearen Materialverhaltens des Porenbetons, beispielsweise durch den Ansatz idealer Plastizität nach Erreichen der einachsigen Druckfestigkeit, sind denkbar, jedoch an eine Diskretisierung des mechanischen Sachverhaltes geknüpft. Damit verliert diese Berechnungsmethodik den Anspruch einer einfachen, ingenieurmäßigen Modellierung und stellt somit keine Alternative zu den in Abschnitt 4.2.5.1 diskutierten FE-Modellen dar.

Näherung durch Abstraktion des statischen Systems

Voraussetzung für die geschlossene Lösung nach Abbildung 4.2.5.6 ist das rein elastische Materialverhalten. Entsprechend den Vorüberlegungen und Versuchsergebnissen nach den Abschnitten 3.2.1-3 kann ein solches Materialverhalten für Porenbeton im Bruchzustand weitestgehend ausgeschlossen werden.

Im Rahmen der bisherigen Untersuchungen können nachfolgende Sachverhalte festgestellt und für die Modellierung berücksichtigt werden:

- Die experimentell ermittelten Last-Verschiebungskurven lassen generell eine charakteristische Veränderung der Verankerungssteifigkeit erkennen. Damit kann eine Verankerung in Porenbeton mittels Verankerungsstab durch zwei Punkte charakterisiert werden (vgl. Abb. 4.2.5.8). Punkt 2 stellt den Bruchzustand, Punkt 1 den Zustand der Steifigkeitsänderung der Verankerung dar. Vereinfachend soll die Last-Verschiebungsbeziehung zwischen den Punkten linearisiert werden.
- Des Weiteren konnte festgestellt werden, dass die seitliche Randüberdeckung keinen direkten Einfluss auf das prinzipielle Last-Verformungsverhalten hat. Sie bedingt jedoch die Größe der Lochleibungspressungen im Bruchzustand (Punkt 2). Damit wird die Last-Verschiebungskurve beschnitten (Punkt 2).
- Punkt 1 ist nach Abschnitt 4.2.2 unabhängig vom Verankerungsstabdurchmesser an eine mittlere bezogene Lochleibungspressung von $f_{cb,u}/f_{cm}=1,08$ geknüpft. Das entspricht in etwa der zweiaxialen Druckfestigkeit $[sel_{-1}]$ des Porenbetons.
- Wie die Versuchsbeobachtungen zeigen, kann sowohl für Punkt 1 als auch für Punkt 2 eine Gleichverteilung der Lochleibungspressungen unterhalb des Verankerungsstabes angenommen werden. Damit haben wichtige Spannungsumlagerungsprozesse, wie im Abschnitt 4.2.2 beschrieben, bereits stattgefunden.

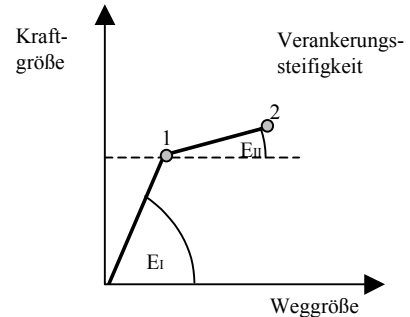


Abb. 4.2.5.8 Entwicklung der Verankerungssteifigkeit

Unter diesen Voraussetzungen kann der unendliche elastisch gebettete Stab zu einem durch die Lochleibungspressungen kontinuierlich beanspruchten und durch die Lastpunkte gestützten Stab idealisiert werden (vgl. Abb. 4.2.5.9). Es bleibt zu prüfen, ob infolge der Ausbildung von Fließzonen bzw. Fließgelenken in den Einspannstellen der Durchlaufträger zu einem Einfeldträger degeneriert wird. Gegebenenfalls sind dann die Verformungen infolge weiterer Belastungssteigerung für das neue statische System zu ermitteln und mit den Verformungen zum Zeitpunkt der Fließgelenkbildung zu überlagern.

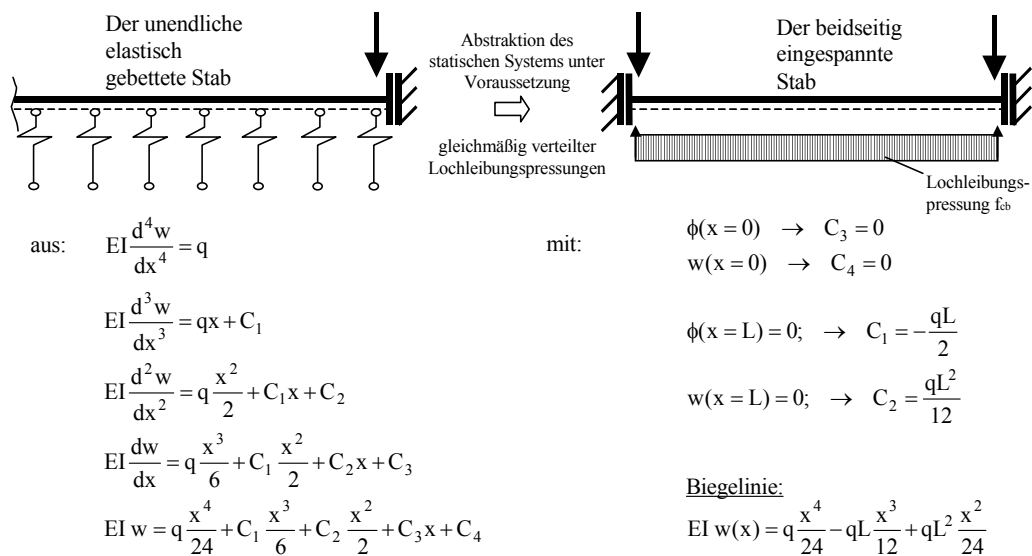


Abb. 4.2.5.9 Abstraktion des statischen Systems und Herleitung der Biegelinie

Nachrechnung der Versuchsreihe II

Durch diese Modellbildung lässt sich das Verformungsverhalten eines Verankerungsstabes unter Berücksichtigung

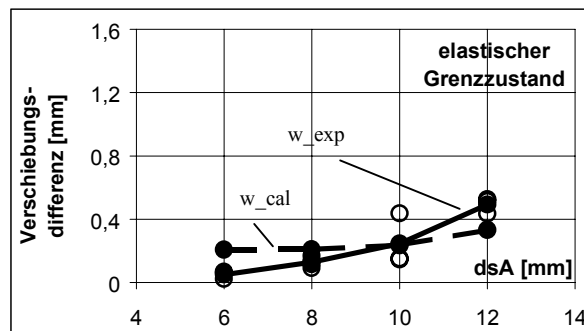
- der Biegesteifigkeit des Verankerungsstabes EI_y ,
- der Materialfestigkeit des Porenbetons f_{cm} ,
- des Abstandes der Lasteinleitungspunkte nähern.

Die Steifigkeit des Porenbetons hat aufgrund des vorausgesetzten plastischen Zustandes des Porenbetons unterhalb und entlang des Verankerungsstabes keinen Einfluss auf die Verformungen. Einflüsse aus dem Verhältnis der seitlichen Randüberdeckung und dem Verankerungsstabdurchmesser e/d_{sA} auf die Größe der bezogenen Lochleibungspressung werden entsprechend Abschnitt 4.2.5.2 aus der Beziehung $f_{cb,u}/f_{cm}=0,9 (e/d_{sA})^{1/3}$ abgeleitet. Für den elastischen Grenzzustand (Punkt I) spielen diese Überlegungen nach den Versuchen keine Rolle.

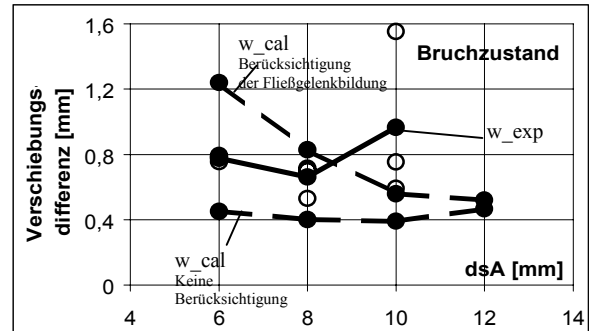
Nachfolgende Tabelle 4.2.5.6 verdeutlicht den Rechengang, die Diagramme 4.2.5.24-25 zeigen die so ermittelten Verschiebungsdifferenzen Δw gegenüber den messtechnisch erfassten Werten der Versuchsreihen II. Ergänzungen zu den Tabellenwerten werden in der Fußnote gemacht.

d_{sA}	$s_{w,netto}^1$	EI_y	$f_{cb,el}^2$ $1,08f_{cm}$	$q_{cb,el}$	Δw_{el}	Erhöhungsfaktor für Bruchspannung n^3	$f_{cb,u} = n f_{cm}$	$q_{cb,u}$	Δw_u	$M_{pl,s}^4$	q_{Mpl}	Δq	Δw_{Mpl}	w_{EFT}	$\Sigma \Delta w$
[mm]	[cm]	[kNcm ²]	[kN/cm ²]	[kN/cm]	[mm]		[kN/cm ²]	[kN/cm]	[mm]	[kNcm]	[kN/cm]	[kN/cm]	[mm]	[mm]	[mm]
6	7,4	133,6	0,59	0,36	0,21	2,34	1,29	0,77	0,45	1,98	0,43	0,34	0,25	0,99	1,24
8	8,0	422,2	0,59	0,48	0,21	2,06	1,13	0,91	0,40	4,69	0,67	0,24	0,29	0,53	0,83
10	11,2	1030,8	0,59	0,59	0,24	1,79	0,98	0,98	0,39	9,17	0,88	0,11	0,35	0,21	0,56
12	14,0	2137,5	0,59	0,71	0,33	1,51	0,83	1,00	0,47	15,84	0,97	0,03	0,45	0,07	0,52

Tab. 4.2.5.6 Berechnungsergebnisse der Versuchsreihe II



Dia. 4.2.5.24 Ergebnisse der Verformungsberechnung im Vergleich zu den Messergebnissen der Versuchsreihe II; elastischer Grenzzustand



Dia. 4.2.5.25 Ergebnisse der Verformungsberechnung im Vergleich zu den Messergebnissen der Versuchsreihe II; Bruchzustand

Dabei stellen die hellen Kreise die Einzelwerte der Versuchsergebnisse, die durchgezogene Linie die zugehörigen Mittelwerte und die gestrichelte Linie die berechneten Verschiebungsdifferenzen dar. Im rechten Diagramm werden jeweils zwei berechnete Kurven aufgezeigt, wobei hier die Fließgelenkbildung ignoriert bzw. in der Berechnung berücksichtigt wurde.

Die Diagramme zeigen, dass sich im elastischen Grenzzustand rechnerisch noch keine Fließgelenkbildung bemerkbar macht. Im Bruchzustand liefert die Berücksichtigung derselben eine günstigere Näherung der Versuchswerte. Die Abweichungen lassen sich insbesondere bei den größeren Verankerungsstabdurchmessern auf die Gärtschattenproblematik zurückführen, die rechnerisch nicht berücksichtigt werden kann.

¹ $s_{w,netto}$ Abstand der Lasteintragungspunkte abzüglich der Auszugsstablänge (entspricht Schweißknotenstärke)

² $f_{cb,el}$ Lochleibungspressung bei Veränderung der Verankerungssteifigkeit

³ n Erhöhungsfaktor zur Ermittlung der Bruchspannungen in Abhängigkeit des Verankerungsstabdurchmessers nach Abschn. 4.2.5.1

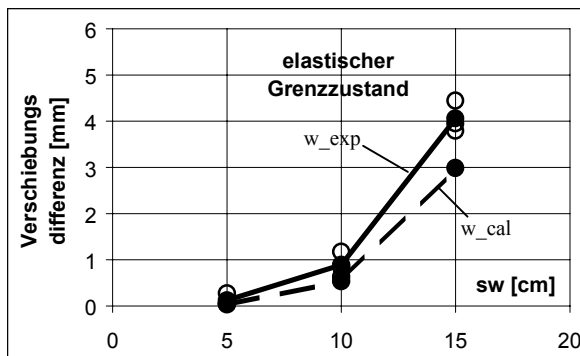
⁴ $M_{pl,s}$ Plastisches Moment des Verankerungsstabes, wobei $f_{ym}(S500)=55 \text{ kN/cm}^2$ (VR2) und $f_{ym}(St 37)=24 \text{ kN/cm}^2$ (VR1)

Nachrechnung der Versuchsreihe I

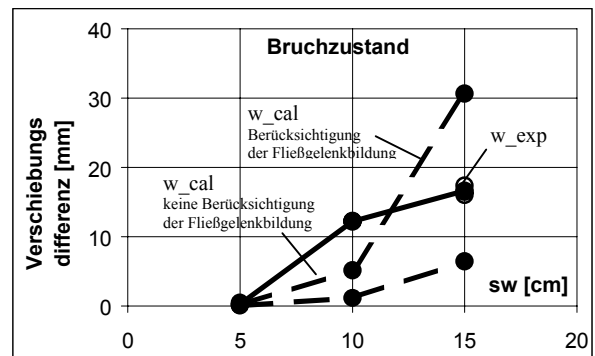
Die Tabelle 4.2.5.7 und die Diagramme 4.2.5.26-29 stellen den rechnerischen Werten die Messergebnisse der Versuchsreihe I gegenüber. Die Darstellungsweise der Ergebnisse entspricht der in den Diagrammen 4.2.5.22-23.

d_{sA}	$s_{w,netto}^5$	EI_y	$f_{cb,el}^6$ $1,08f_{cm}$	$q_{cb,el}$	Δw_{el}	Erhöhungsfaktor für Bruchspannung n^7	$f_{cb,u} = n f_{cm}$	$q_{cb,u}$	Δw_u	$M_{pl,s}^8$	q_{Mpl}	Δq	Δw_{Mpl}	w_{EFT}	$\Sigma \Delta w$
[mm]	[cm]	[kNcm ²]	[kN/cm ²]	[kN/cm]	[mm]		[kN/cm ²]	[kN/cm]	[mm]	[kNcm]	[kN/cm]	[kN/cm]	[mm]	[mm]	[mm]
6	4,4	133,6	0,59	0,36	0,03	2,34	1,29	0,77	0,06	0,86	0,54	0,24	0,04	0,09	0,13
6	9,0	133,6	0,59	0,36	0,54	2,34	1,29	0,77	1,17	0,86	0,12	0,65	0,18	4,98	5,16
6	14,4	133,6	0,59	0,36	2,99	2,34	1,29	0,77	6,47	0,86	0,05	0,72	0,42	30,23	30,65
12	4,0	2137,5	0,59	0,71	0,00	1,51	0,83	1,00	0,00	6,91	5,18	Keine Fließgelenkbildung			
12	9,0	2137,5	0,59	0,71	0,06	1,51	0,83	1,00	0,08	6,91	1,02	Keine Fließgelenkbildung			
12	14,0	2137,5	0,59	0,71	0,33	1,51	0,83	1,00	0,47	6,91	0,42	0,03	0,45	0,07	0,52

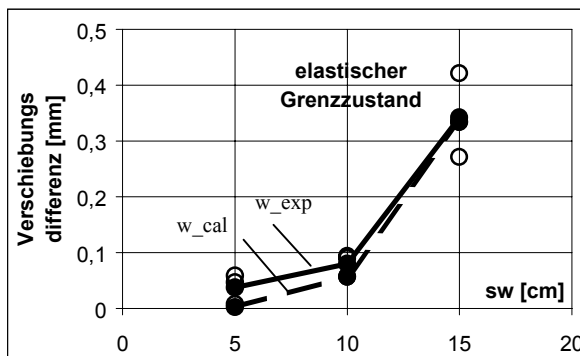
Tab. 4.2.5.7 Berechnungsergebnisse der Versuchsreihe I



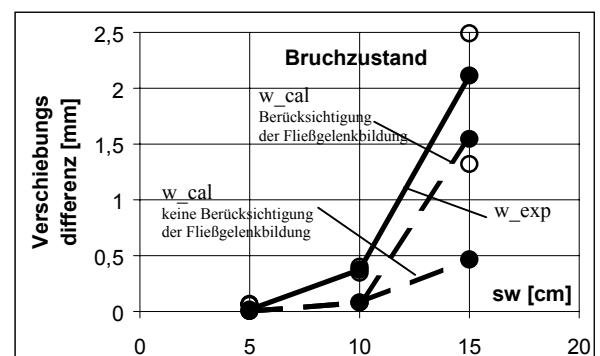
Dia. 4.2.5.26 Ergebnisse der Verformungsberechnung im Vergleich zu den Messergebnissen der Versuchsreihe I; elastischer Grenzzustand des Stabdurchmessers 6mm



Dia. 4.2.5.27 Ergebnisse der Verformungsberechnung im Vergleich zu den Messergebnissen der Versuchsreihe I; Bruchzustand des Stabdurchmessers 6mm



Dia. 4.2.5.28 Ergebnisse der Verformungsberechnung im Vergleich zu den Messergebnissen der Versuchsreihe I; elastischer Grenzzustand des Stabdurchmessers 12mm



Dia. 4.2.5.29 Ergebnisse der Verformungsberechnung im Vergleich zu den Messergebnissen der Versuchsreihe I; Bruchzustand des Stabdurchmessers 12mm

Auch für Versuchsreihe II kann festgestellt werden, dass sich eine Fließgelenkbildung erst bei der Untersuchung des Bruchzustandes bemerkbar macht. Bei Berücksichtigung der Plastizierung des Verankerungsstabes im Lasteinleitungspunkt korrelieren die rechnerischen Ergebnisse deutlich besser mit den Versuchsergebnissen als bei der elastischen Betrachtungsweise.

⁵ $s_{w,netto}$ Abstand der Lasteintragungspunkte abzüglich der Auszugsstablänge (entspricht Schweißknotendicke)

⁶ $f_{cb,el}$ Lochleibungspressung bei Veränderung der Verankerungssteifigkeit

⁷ n Erhöhungsfaktor zur Ermittlung der Bruchspannungen in Abhängigkeit des Verankerungsstabdurchmessers nach Abschn. 4.2.5.1

⁸ $M_{pl,s}$ Plastisches Moment des durchplastizierten Verankerungsstabes

Bei der Gegenüberstellung wird deutlich, dass durch die vorgeschlagene Modellierung unter Berücksichtigung der Fließgelenkbildung das Verformungsverhalten hinreichend genähert werden kann. Unproblematisch scheint die Näherung für den elastischen Grenzzustand. Größere Abweichungen sind bei der Verformungsberechnung im Bruchzustand erkennbar.

An dieser Stelle muss jedoch berücksichtigt werden, dass keine Materialuntersuchungen der verwendeten Stähle vorgenommen wurden und die vorausgesetzten Werte bezüglich der Fließgrenze und Steifigkeit auf Annahmen beruhen. Des Weiteren haben die herstellungsbedingten Gärshatten der Versuchsreihe II deutlichen Einfluss auf das Verformungsverhalten der betrachteten Verankerungen, so dass hieraus Abweichungen resultieren.

Die so berechenbaren Last-Verschiebungsfunktionen können Grundlage für Stabwerksmodelle sein, bei denen die Nachgiebigkeit der Verankerung im Hinblick auf den Lastfluss berücksichtigt werden muß.

4.2.6 Zusammenfassung der Ausziehversuche

Anhand von Ausziehversuchen wurden Zusammenhänge zwischen der konstruktiven Durchbildung einer Verankerung durch Querstäbe und der Tragfähigkeit sowie dem Verformungsverhalten abgeleitet.

In zentrischen Ausziehversuchen wurden Verankerungsstäbe verschiedener Durchmesser bei variierenden Abständen der Lasteinleitungspunkte untersucht. Ziel war die Ableitung einer Beziehung zwischen dem Verankerungsstabdurchmesser bzw. der Biegesteifigkeit des Verankerungsstabes, dem Abstand der Lasteinleitungspunkte, der Nennfestigkeit des Porenbetons, der Beanspruchung im Bruchzustand sowie den zugehörigen Deformationen. Dabei konnte festgestellt werden, dass der Abstand der Lasteintragungspunkte keinen Einfluss auf die mittlere bezogene Lochleibungspressung im Bruchzustand $f_{cb,u}/f_{cm}$ hat. Jedoch ist ein deutlicher Einfluss auf das Verformungsverhalten der Stäbe bzw. die Nachgiebigkeit der Lasteintragungspunkte zu beobachten.

Eine einfache Modellierung des Trag- und Verformungsverhaltens von Verankerungsstäben in Porenbeton wurde durch Annahme einer Gleichverteilung der Lochleibungspressungen erreicht. Voraussetzung für ein solche Annahme sind abgeschlossene Spannungsumlagerungsprozesse entlang des Verankerungsstabes. Entsprechende Beobachtungen konnten in den Versuchen gemacht werden. Danach können neben den Traglasten die zugehörigen Verformungen der Lasteinleitungspunkte genähert werden.

In exzentrischen Ausziehversuchen wurden Verankerungsstäbe verschiedener Durchmesser bei variierender seitlicher Randüberdeckung untersucht. Ziel war die Ableitung einer Beziehung zwischen dem Verankerungsstabdurchmesser bzw. der Biegesteifigkeit des Verankerungsstabes, der seitlichen Randüberdeckung, der Nennfestigkeit des Porenbetons, der Beanspruchung im Bruchzustand sowie den zugehörigen Deformationen. Es wurde festgestellt, dass sich das Last-Verformungsverhalten der Verankerungsstäbe unabhängig von der seitlichen Randüberdeckung gestaltet. Es konnte ein Zusammenhang zwischen der bezogenen Lochleibungspressung im Bruchzustand $f_{cb,u}/f_{cm}$ und dem Verhältnis aus seitlicher Randüberdeckung und Verankerungsstabdurchmesser e/d_{sA} gefunden werden. Damit wird die Last-Verformungskurve bei geringen seitlichen Betonüberdeckungen beschnitten. Nach experimentellen und numerischen Analysen kann die Beziehung:

$$f_{cb,u}/f_{cm} = 0,9 (e/d_{sA})^{1/3}$$
 zur Näherung angegeben werden.

Des Weiteren konnte in allen Ausziehversuchen eine charakteristische Veränderung im Anstieg der Last-Verformungskurve und damit der Verankerungssteifigkeit beobachtet werden. Die zu dieser Veränderung gehörige bezogene Lochleibungspressung gestaltete sich nach den Versuchen unabhängig vom Verankerungsstabdurchmesser und wurde im Mittel mit $1,08 f_{cm}$ festgestellt. Bei Erreichen dieser Beanspruchung werden die Poren unterhalb des Verankerungsstabes verdichtet. An eine weitere Laststeigerung sind ausgeprägte Verformungen in Lastrichtung gebunden. Das Verformungsverhalten einer Verankerung ist bedeutsam für Umlagerungsprozesse innerhalb komplexerer Verbundstrukturen und muss deshalb Berücksichtigung finden.

4.3 Thermische Vorspannung querkräftbewehrter Elemente

4.3.0 Kurzdarstellung der Versuchsergebnisse

Experimentelle Untersuchungen an Sturzelementen aus Porenbeton geben Aufschluss über ihre herstellungsbedingte thermische Vorspannung. Diese Untersuchungen stellen eine Fortführung der Versuche an plattenartigen Bauteilen [dasc_7] dar. Danach kann eine direkte Abhängigkeit der Vordehnung vom Bewehrungsgrad bestätigt werden.

4.3.1 Zielstellung

Im Vordergrund der Untersuchung steht neben der Quantifizierung der thermischen Vorspannung eine Beurteilung der Auswirkungen auf Tragverhalten und Tragfähigkeit der Elemente. Messtechnisch erfasst werden in zwei Einzelversuchen die Größe und die Verteilung der Vordehnung von Längs- und Bügelbewehrung an Sturzelementen aus Porenbeton. Dabei dient ein Balkenelement in einem Tastversuch der Einspielung von Messtechnik und Versuchsdurchführung.

4.3.2 Vorüberlegung

4.3.2.0 Ursachen der thermischen Vorspannung

Problematisch wirken sich beim Herstellungsprozess die unterschiedlichen Temperatúrausdehnungskoeffizienten der an der Verbundkonstruktion beteiligten Materialien aus. Der Ausdehnungskoeffizient¹ des üblichen Bewehrungsstahles S_500 liegt mit $\lambda = 12 \cdot 10^{-6} \text{ K}^{-1}$ ca. 50% über dem des Porenbetons mit $\lambda = 8 \cdot 10^{-6} \text{ K}^{-1}$.

Wird der geschnittene Kuchen in den Autoklaven gefahren und auf Betriebstemperatur erhitzt, verformt sich der Stahl mehr als der bettende Porenbeton. Da der Kuchen von weicher Konsistenz ist, wird diese Deformation nicht behindert. Nach Abschluss des Autoklaviervorgangs stellt sich durch die Abkühlung eine Dehnungsdifferenz² ϵ^{00} zwischen Porenbeton und Bewehrung und damit eine Vordehnung des Bewehrungsstahles ϵ_s bzw. eine Vorstauchung des Porenbetons ϵ_c ein, weil nun der Porenbeton seine Festigkeitseigenschaften besitzt.

Eine Besonderheit des bewehrten Porenbetons gegenüber dem Stahlbeton oder dem bewehrten Leichtbeton stellt die Verbundproblematik nach Abschnitt 4.1 dar. Die bereits erwähnte Korrosionsschutzummantelung der glatten Bewehrungsstäbe ermöglicht keinen zuverlässigen Haftverbund. Sowohl der Wert der Verbundfestigkeit als auch die Dauerhaftigkeit lassen den Haftverbund als unsichere Größe bezüglich einer Bemessung erscheinen. Das Zusammenwirken der Verbundmaterialien wird in der Regel durch eine diskrete Verankerung in Form von angeschweißten Querstäben sichergestellt.

Die Vordehnung der Bewehrung ϵ_s hängt von zwei Faktoren, der Dehnungsdifferenz ϵ^{00} zwischen den Verbundmaterialien (resultierend aus der Temperaturdifferenz und der Differenz der Temperatúrausdehnungskoeffizienten) und dem Bewehrungsgrad, also den Steifigkeitsverhältnissen im Querschnitt ab. Des Weiteren wird die Vordehnung durch die Wirksamkeit des Haftverbundes τ_v bedingt.

Durch nachfolgende Überlegungen soll der rechnerische Wert bezüglich der Vordehnung der Längsbewehrung ϵ_s abgeschätzt werden. Durch die anstehenden Versuche bleibt zu klären, inwieweit die rechnerischen Ergebnisse mit den messtechnischen Ergebnissen übereinstimmen. Neben der maximalen Vordehnung des Bewehrungsstahles ϵ_s interessiert vor allem der Verlauf der Vordehnung über die Balkenlänge.

Es bleibt zu prüfen, inwieweit der Haftverbund wirksam ist bzw. die Querstäbe zur Verankerung der thermisch vorgespannten Bewehrung aktiviert werden. Durch die Diskussion der Ergebnisse sollen Rückschlüsse auf die Wirkung der thermischen Vorspannung bezüglich des Tragverhaltens der Verbundelemente gezogen werden.

¹ Eine detaillierte Untersuchung des Ausdehnungsverhaltens von Porenbeton bei thermischer Beanspruchung liegt derzeit nicht vor. Damit können die

werksseitig angegebenen Werte nur als Orientierung dienen.

² Dehnungsdifferenz infolge thermischer Beanspruchung: ϵ^{00} ,
Änderung der Vordehnung des Bewehrungsstahls: $\Delta\epsilon_s$,
Verbleibende Vorstauchung des Porenbetons: ϵ_c ,
Verbleibende Vordehnung des Bewehrungsstahls: ϵ_s .

4.3.2.1 Rechnerische Vordehnung der Längsbewehrung

Annahmen:

- Haftverbund ist voll wirksam,
- Auslastung der beteiligten Materialien lassen eine Betrachtung auf der Grundlage der Elastizitätstheorie zu,
- exzentrisch angreifende Resultierende der Vorspannkraft infolge nichtsymmetrischer Bewehrungsführung,
- Vernachlässigung des Trägheitsmomentes der Bewehrungsstäbe ($M_s=0$),

Modell:

- analog einer Vorspannung mit sofortigem Verbund; Beanspruchung des ideellen Querschnittes durch die Schnittgrößen infolge thermischer Vorspannung,

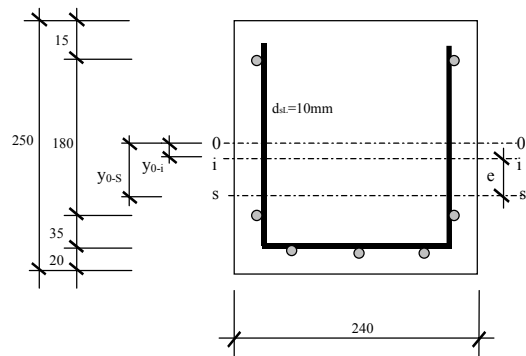


Abb. 4.3.1 Querschnitt des Balkentyps VI/3/13

Größe der Dehnungsdifferenz infolge Abkühlungsprozess:

- Temperaturausdehnungskoeffizienten:
 $\lambda_c = 8 \cdot 10^{-6} \text{ K}^{-1}$,
 $\lambda_s = 12 \cdot 10^{-6} \text{ K}^{-1}$,
- Temperaturdifferenz (Abkühlung auf Raumtemperatur ca. 20°C):
 $\Delta T = 190^\circ\text{C} - 20^\circ\text{C} = 170 \text{ K}$
- Dehnungsdifferenz:
 $\varepsilon^{00} = \Delta T \cdot \Delta \lambda$
 $\varepsilon^{00} = 170 \text{ K} \cdot 4 \cdot 10^{-6} \text{ K}^{-1} = 6,8 \cdot 10^{-4}$

Berechnung der Vordehnung der Längsbewehrung nach abgeschlossenem Abkühlungsvorgang:

a) Gleichgewichtsbedingungen:

$$1) \quad \Sigma H = 0$$

$$N_i = N_c + \Delta N_s$$

[4.1]

$$2) \quad \Sigma M = 0$$

$$M_i = M_c + \Delta N_s \cdot y_{is} + N_c \cdot y_{ic}$$

[4.2]

b) Verträglichkeit³:

$$1) \quad \Delta \varepsilon_s = \varepsilon_{c,s}$$

[4.3]

$$2) \quad \varepsilon_{c,s} = \varepsilon_{c,s(N)} + \varepsilon_{c,s(M)}$$

$$\varepsilon_{c,s} = \varepsilon_{c,s(N)} + \kappa_c \cdot y_{cs}$$

$$\Delta \varepsilon_s = \varepsilon_{c,s(N)} + \kappa_c \cdot y_{cs}$$

[4.4]

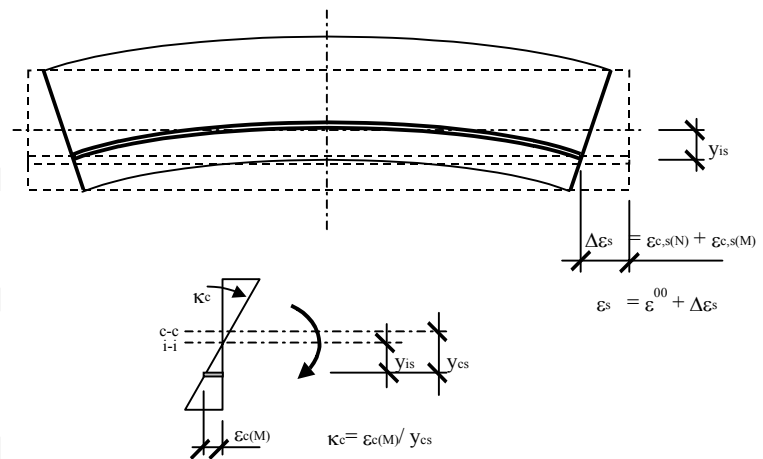


Abb. 4.3.2 Verträglichkeitsbedingungen

c) Materialbeziehung:

$$1) \quad \varepsilon_{c,s(N)} = \frac{N_c}{EA_c}$$

$$2) \quad \Delta \varepsilon_s = \frac{\Delta N_s}{EA_s}$$

$$3) \quad \kappa_c = \frac{M_c}{EI_c}$$

d) Kombination der Verträglichkeit mit den Materialbeziehungen:

$$1) \quad \frac{\Delta N_s}{EA_s} = \frac{N_c}{EA_c} + \frac{M_c}{EI_c} y_{cs} \quad [4.5]$$

³ Vorstauchung des Porenbetons in der Höhe der Schwerachse des Bewehrungsstahles infolge Normalkraftbeanspruchung:

Vorstauchung des Porenbetons in der Höhe der Schwerachse des Bewehrungsstahles infolge Momentenbeanspruchung:

Vordehnung der Längsbewehrung in der Höhe der Schwerachse der Stahllage:

Vordehnung der Längsbewehrung in der Höhe der untersten Stahllage (Messlage):

$\varepsilon_{c,s(N)}$

$\varepsilon_{c,s(M)}$

$\varepsilon_{s,s}$

$\varepsilon_{s,1}$

e) Lage der ideellen Schwerachse (i-i)⁴ (mit $E_s/E_c = 24.000 \text{ kN/cm}^2/235 \text{ kN/cm}^2 = 102,1$):

$$y_{iu} = \frac{\left(\frac{3\pi}{4} \text{ cm}^2 * 2\text{cm} + \frac{2\pi}{4} \text{ cm}^2 * 5,5\text{cm} + \frac{2\pi}{4} \text{ cm}^2 * 23,5\text{cm} \right) \frac{E_s}{E_c} + 24\text{cm} * \frac{(25\text{cm})^2}{2}}{\frac{7\pi}{4} \frac{E_s}{E_c} \text{ cm}^2 + 600\text{cm}^2} = 10,88 \text{ cm}$$

$$y_{oi} = 12,5\text{cm} - 10,88\text{cm} = 1,62\text{cm}$$

f) Lage der Schwerachse der Längsbewehrung (s-s):

$$y_{su} = \frac{\frac{3\pi}{4} * 2\text{cm} + \frac{2\pi}{4} * 5,5\text{cm} + \frac{2\pi}{4} * 23,5\text{cm}}{\frac{7\pi}{4}} = \frac{64}{7} = 9,14\text{cm}$$

g) Ausmitte der wirksamen Längskraft infolge thermischer Vorspannung:

$$y_{is} = y_{iu} - y_{su} = 10,88 \text{ cm} - 9,14 \text{ cm} = 1,74\text{cm}$$

h) Querschnittsparameter:

$$\begin{aligned} n_s A_s &= 7\pi * 1^2/4\text{cm}^2 * 102,1 &= 561,6 \text{ cm}^2 \\ A_c &= 24\text{cm} * 25\text{cm} &= 600 \text{ cm}^2 \\ A_i &= 600\text{cm}^2 + 7\pi/4\text{cm}^2 * 24000/235 &= 1161,5 \text{ cm}^2 \\ I_c &= bd^3/12 &= 31250 \text{ cm}^4 \\ n_s A_s * y_{is}^2 &= 5,5\text{cm}^2 * 102,1 * (1,74\text{cm})^2 &= 1700,1 \text{ cm}^4 \\ A_c * y_{ic}^2 &= 594,5\text{cm}^2 * (-1,62\text{cm})^2 &= 1560,2 \text{ cm}^4 \\ I_i &= I_c + n_s A_s * y_{is}^2 + A_c * y_{ic}^2 &= 34510,3 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

i) Wirksame Schnittgrößen infolge Abkühlung bezogen auf den ideellen Querschnitt:

$$\begin{aligned} N_i &= -V^{00} = -\varepsilon^{00} E A_s = -6,8 \cdot 10^{-4} * 24000\text{kN/cm}^2 * 5,5\text{cm}^2 &= -89,76 \text{ kN} \\ M_i &= N_i * y_{is} = -89,76\text{kN} * 1,74\text{cm} &= -156,2 \text{ kNcm} \end{aligned}$$

j) Berechnung der Schnittgrößenanteile nach Umformung der Gleichungen (1), (2) und (5):

$$\begin{aligned} 1) \quad N_c &= \frac{A_c}{A_i} N_i + \frac{A_c y_{ic}^2}{I_i} \frac{M_i}{y_{ic}} & N_c &= \frac{594,5}{1156,1} (-89,76 \text{ kN}) + \frac{1560,2}{34510,3} \frac{(-156,2 \text{ kNcm})}{(-1,62 \text{ cm})} = -41,8\text{kN} \\ 2) \quad \Delta N_s &= \frac{n_s A_s}{A_i} N_i + \frac{n_s A_s y_{is}^2}{I_i} \frac{M_i}{y_{is}} & \Delta N_s &= \frac{561,2}{1156,1} (-89,76 \text{ kN}) + \frac{1700,1}{34510,3} \frac{(-156,2 \text{ kNcm})}{(+1,74 \text{ cm})} = -48,02\text{kN} \\ 3) \quad M_c &= \frac{I_c}{I_i} M_i & M_c &= \frac{31250}{34510,3} (-156,2 \text{ kNcm}) = -141,4 \text{ kNcm} \end{aligned}$$

k) Berechnung der Vordehnung der Längsbewehrung $\varepsilon_{s,s}$ in der Schwerachse des Stahles (Gleichung [4.5]):

$$\Delta \varepsilon_{s,s} = \varepsilon_{c,s} = \frac{\Delta N_s}{E A_s} = \frac{N_c}{E A_c} + \frac{M_c}{E I_c} y_{cs} = \frac{-48,02\text{kN}}{24000 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} * 5,5\text{cm}^2} = \frac{-41,8\text{kN}}{235 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} * 594,5\text{cm}^2} + \frac{-141,4\text{kNcm}}{235 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} * 31250\text{cm}^4} = 3,36\text{cm}$$

$$\Delta \varepsilon_{s,s} = -3,64 \cdot 10^{-4} = -3,0 \cdot 10^{-4} - 0,64 \cdot 10^{-4}$$

$$\varepsilon_{s,s} = \varepsilon^{00} + \Delta \varepsilon_{s,s} = 6,8 \cdot 10^{-4} - 3,64 \cdot 10^{-4} = 3,16 \cdot 10^{-4}$$

⁴ Die Steifigkeit der Bewehrung wird nicht durch Materialuntersuchungen ermittelt. Bei der Herstellung der Bewehrungsmatten kommen Baustähle S_500 mit einem E-modul von 20.000 kN/cm² zum Einsatz. Teilweise werden die Stähle in den Werken kalt gezogen, was eine Verfestigung zur Folge hat. Gleichzeitig steigt der E-modul im Mittel auf 24.000kN/cm² an und kann Werte bis zu 28.000 kN/cm² annehmen. Die Berechnung wird für einen E-modul von 24.000 kN/cm² durchgeführt. Die Berechnungsergebnisse der Vordehnung ε_s^0 für $E_s=20.000\text{kN/cm}^2$ bzw. 28.000kN/cm^2 werden zur Orientierung angegeben.

l) Vordehnung der Längsbewehrung in der untersten Bewehrungslage $\varepsilon_{s,1}$ (Messachse, vgl. Abb. 4.3.3):

$$\varepsilon_{c,1(M)} = \frac{y_{cs,1}}{y_{cs}} \varepsilon_{c(M)} = \frac{12,5\text{cm} - 2,0\text{cm}}{3,36\text{cm}} 0,64 \cdot 10^{-4} = 2,00 \cdot 10^{-4}$$

$$\Delta\varepsilon_{s,1} = -3,0 \cdot 10^{-4} - 2,00 \cdot 10^{-4} = -5,00 \cdot 10^{-4}$$

$$\varepsilon_{s,1} = \varepsilon^{00} + \Delta\varepsilon_{s,1} = 6,8 \cdot 10^{-4} - 5,00 \cdot 10^{-4} = 1,80 \cdot 10^{-4}$$

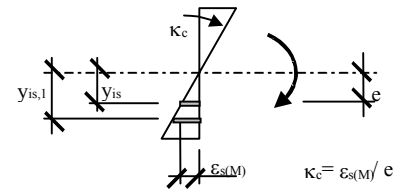


Abb. 4.3.3 Dehnung in der Messachse

Die resultierende Vordehnung in der untersten Stahllage $\varepsilon_{s,1}$ beträgt rechnerisch unter Voraussetzung der angenommenen Wärmeausdehnungskoeffizienten für einen kalt gezogenen Stahl $E_s=24.000 \text{ kN/cm}^2$:

$$\varepsilon_{s,1} = 0,180 \text{ ‰}$$

Des Weiteren können folgende Werte für einen nicht kalt gezogenen Stahl (a) bzw. kalt gezogenen Stahl mit hoher Steifigkeit (b) und eine Differenz der Wärmeausdehnungskoeffizienten $\Delta\lambda=4,5 \text{ K}^{-1}$ (c) als Orientierung angegeben werden:

a)	$E_s=20.000 \text{ kN/cm}^2, \Delta\lambda=4,0 \text{ K}^{-1}$	$\varepsilon_{s,1} = 0,222 \text{ ‰}$
b)	$E_s=28.000 \text{ kN/cm}^2, \Delta\lambda=4,0 \text{ K}^{-1}$	$\varepsilon_{s,1} = 0,145 \text{ ‰}$
c)	$E_s=24.000 \text{ kN/cm}^2, \Delta\lambda=4,5 \text{ K}^{-1}$	$\varepsilon_{s,1} = 0,202 \text{ ‰}$

Danach nimmt mit anwachsender Steifigkeit der Bewehrung die Vordehnung ε_s der Längsbewehrung ab bzw. die Vorstauchung ε_c des Porenbetons zu. Eine Vergrößerung der Differenz der beiden Wärmeausdehnungskoeffizienten entspricht einer höheren Belastung des ideellen Querschnittes und bedingt sowohl eine Erhöhung der Vordehnung ε_s als auch einer Vorstauchung ε_c .

4.3.3 Versuchsaufbau und Durchführung

Zur Beurteilung der Vordehnung in Längs- und Bügelbewehrung und deren Verteilung im Längsschnitt werden zwei Balkenelemente eines Typs (VI/3/13, Zulassung Z-2.1-23) untersucht. Die Balken werden mehrere Wochen trocken, bei Zimmertemperatur gelagert, so dass zum Zeitpunkt des Versuchs eine Ausgleichsfeuchte von ca. 6 M-% vorliegt. Der Bewehrungsstahl wurde vor Herstellung der Schweißmatten werksseitig kalt gezogen. Zur Erfassung der Vordehnung in Längs- und Bügelbewehrung werden im Längsschnitt der Balken jeweils 5 Messstellen vorgesehen (vgl. Abb. 4.3.4).

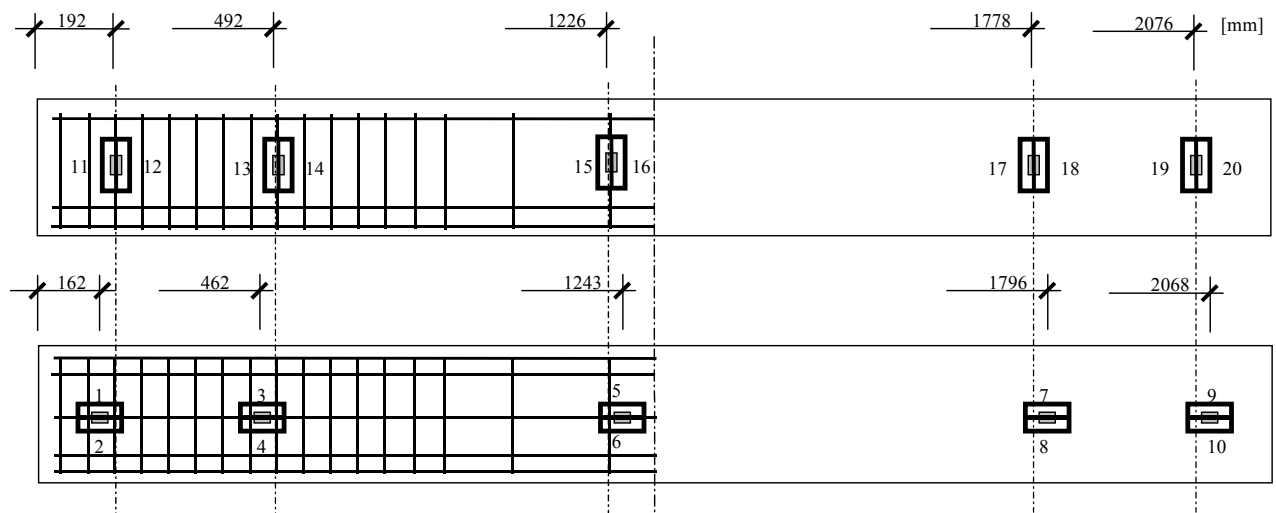


Abb. 4.3.4 Lage der Messstellen und Anordnung der Dehnmessstreifen an den Versuchsbalken
oben: Seitenansicht des Balkentyps VI/3/13 unten: Untersicht auf Längsbewehrung des Balkentyps VI/3/13

Eine Messstelle besteht aus zwei Dehnmessstreifen, die paarweise um 180° versetzt auf dem Bewehrungsstahl appliziert werden. Hierdurch soll sichergestellt werden, dass ausschließlich Dehnungsanteile infolge Längenänderungen, nicht aber infolge Stabverkrümmung erfasst werden.

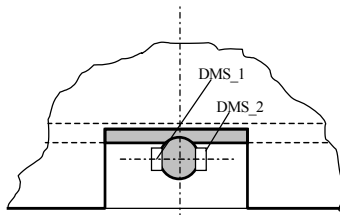


Abb. 4.3.5 Schematische Darstellung einer Messstelle

Ein Überblick über den prinzipiellen Aufbau einer Messstelle wird in Abbildung 4.3.5 gegeben. Um die Dehnmessstreifen applizieren zu können, müssen zunächst die betreffende Stähle freigelegt werden. Dabei sind die Öffnungen in ihrer Größe so zu gestalten, dass eine ungehinderte Applikation möglich ist. Jede Öffnung bedeutet insbesondere im Balkenendbereich eine Störung und damit eine Beeinflussung der Vordehnung. Hier kann durch bereichsweise Entfernung des Porenbetons der wirksame Haftverbund abgebaut und damit die Vordehnung ϵ_s vermindert werden.

Für die Dehnungsmessungen der Bewehrung werden DMS (HBM Artikel Nr. 1-LY11-3/120A) gewählt. Eine messtechnische Erfassung der Stauchungen des Porenbetons ist aufgrund seiner porigen Struktur und seiner Steifigkeit mit großen messtechnischen Problemen verbunden. Aus diesem Grund wird im Rahmen dieser Untersuchung auf entsprechende Messungen verzichtet.

Die Messstellen werden für den Versuch an eine Vielstellenmessanlage angeschlossen. Der Versuch selbst ist von kurzer Dauer. Nach einem vorgegebenen Schnittplan werden die Bewehrungsstähle dicht neben der Messstelle mit einem Trennschleifer durchtrennt. Die Messungen werden nach dem Trennvorgang erst abgebrochen, nachdem die dabei resultierende Reibungswärme an die Umgebung abgegeben wurde und die Dehnungen sich eingespielt haben. Die Vordehnung ϵ_s entspricht damit betragsmäßig dem letzten messtechnisch aufgenommenen Wert.

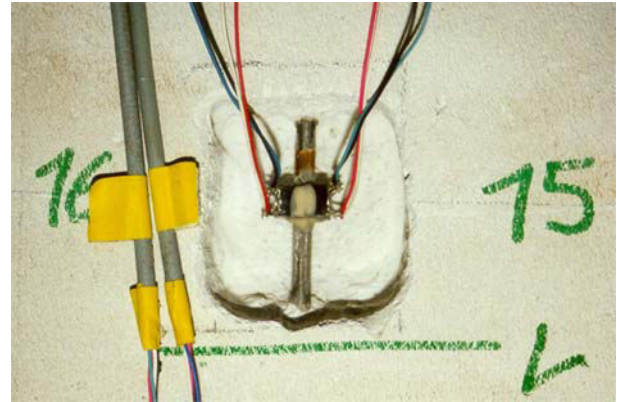


Abb. 4.3.6 Abbildung der applizierten Dehnmessstreifen

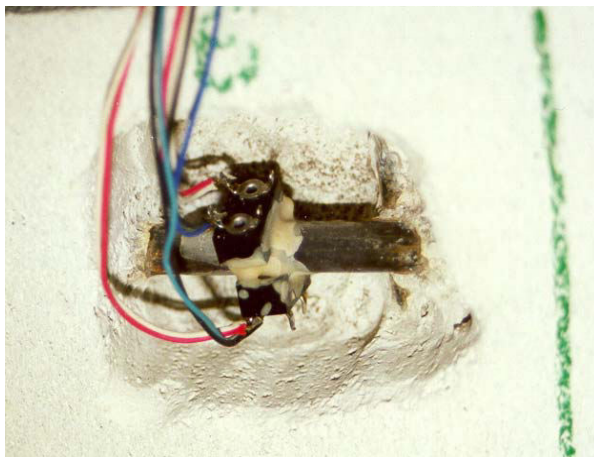
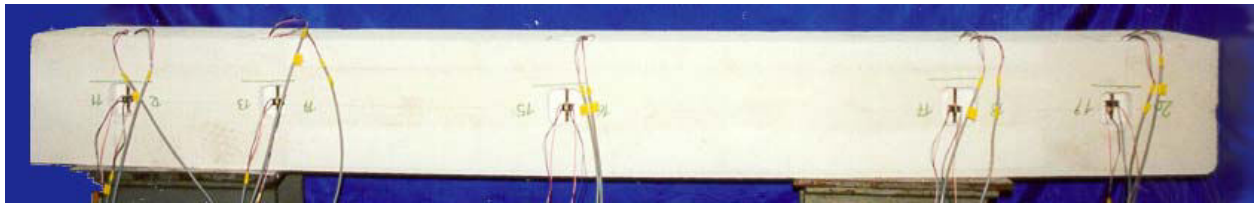
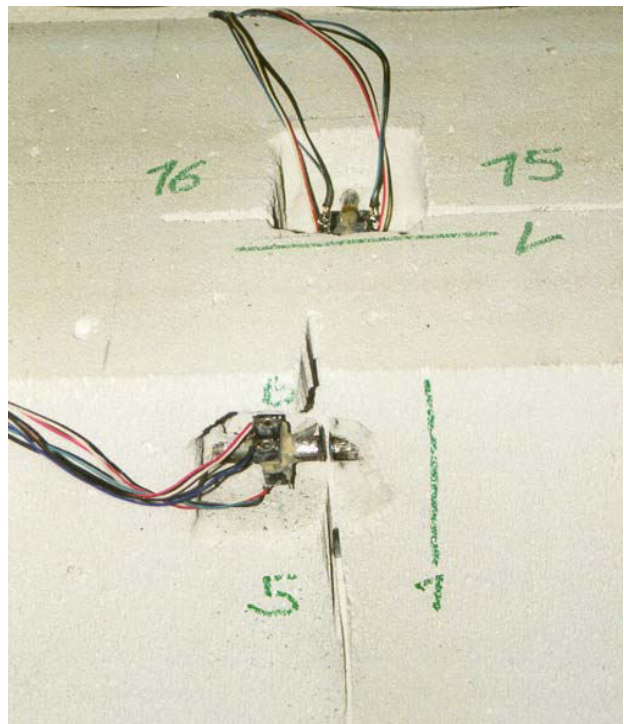


Abb. 4.3.7

oben:
Für den Versuch vorbereiteter Balken mit den Messstellen an Längs- und Bügelbewehrung

links:
Detail einer Messstelle im Bereich der Längsbewehrung

rechts:
Messstellen der Längs- und Bügelbewehrung nach der Trennung

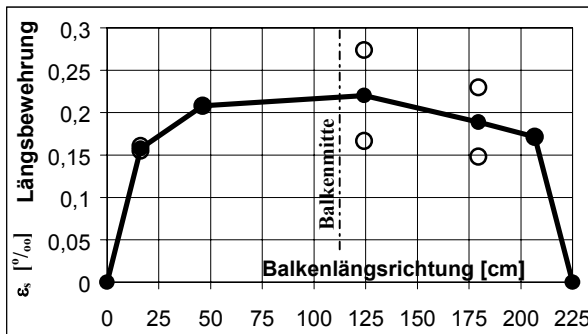


4.3.4. Ergebnisse

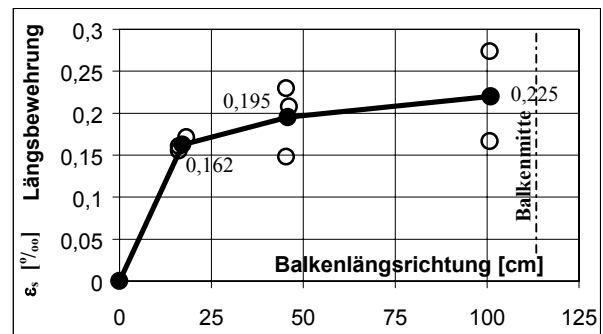
4.3.4.0 Vordehnung der Längsbewehrung

Nachfolgende Diagramme 4.3.1-2 zeigen die versuchstechnisch festgestellten Dehnungen der Längsbewehrung im Überblick. Dabei werden die Einzelwerte als Kreise, die Mittelwerte stark gekennzeichnet. Das linke Diagramm zeigt die Messstellen über die gesamte Balkenlänge, im rechten Diagramm wird unter Ausnutzung der Symmetrie der mittlere Verlauf der Vordehnung dargestellt. Für die Ermittlung des Mittelwertes liegen zwischen 2 und 4 Einzelwerte vor.

Danach kann analog [dasc_7] festgestellt werden, dass die Vordehnung der Längsbewehrung nicht konstant über die Balkenlänge verläuft. Sie ist in Balkenmitte maximal und wird in Richtung der Auflager abgebaut.



Dia. 4.3.1 Vordehnung der Längsbewehrung im Längsschnitt

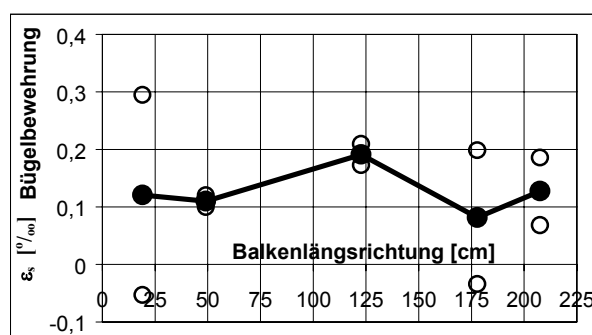


Dia. 4.3.2 Vordehnung der Längsbewehrung unter Ausnutzung der Symmetrie

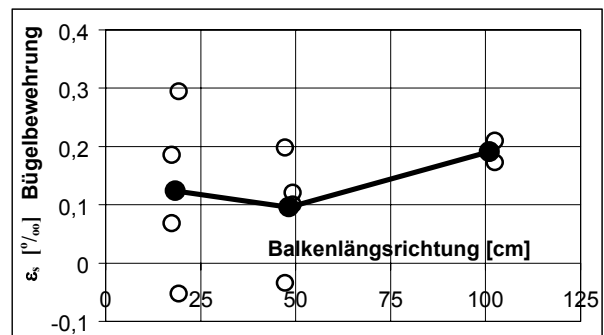
Der größte Wert kann mit $\epsilon_s=0,225 \text{ ‰}$ festgestellt werden und liegt damit über dem rechnerischen Wert der Vorbetrachtung von $0,180 \text{ ‰}$ ($E_s=24000 \text{ kN/cm}^2$). Da der Längsbewehrungsgrad bzw. die Querschnittsdurchbildung des Balkens konstant über seine Länge sind, kann die Veränderlichkeit der Vordehnung ϵ_s der Längsbewehrung über die Balkenlänge nur durch den Haftverbund beeinflusst worden sein (siehe auch Abschn. 4.3.5).

4.3.4.1 Vordehnung der Bügelbewehrung

Während in den Diagrammen 4.3.1-2 der Verlauf der Vordehnung eines Stabes über seine Länge dargestellt wird, stellt jeder Messwert in den Diagrammen 4.3.3-4 die Vordehnung eines Bügelchenkel in Abhängigkeit seiner Lage in Balkenlängsrichtung dar. Auch hier kann festgestellt werden, dass in Balkenmitte die Vordehnung des Bewehrungsstahls größer als die im Balkenendbereich ist. Die Verankerung der Bügelchenkel erfolgt kontinuierlich über die Balkenlänge durch Verankerungsstäbe. Damit lässt sich diese Tendenz nicht auf die Wirkungsweise des Haftverbundes zurückführen. Es kann vorausgesetzt werden, dass hier die Dehnungsdifferenz ϵ^{00} für alle Bügelmesspunkte in Schenkelmittle gleich groß ist.



Dia. 4.3.3 Vordehnung der Bügelbewehrung im Längsschnitt



Dia. 4.3.4 Vordehnung der Bügelbewehrung unter Ausnutzung der Symmetrie

Die Verbügelung bzw. der Bügelbewehrungsgrad wird bei diesem Balkentyp entsprechend der Zulassung (vgl. Abb. 4.3.4) in Balkenmitte abgemindert. Damit ändern sich in Abhängigkeit von der bautechnischen Durchbildung der Vertikalbewehrung auch die Steifigkeitsverhältnisse in Längsrichtung der Balken.

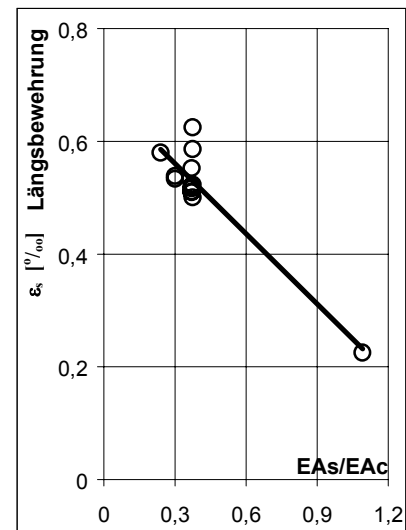
In den Endbereichen der Balken ist die Dehnsteifigkeit der Vertikalbewehrung groß; damit nehmen hier die Vordehnung der Bügelchenkel ϵ_s ab und die vertikale Vorspannung des Porenbetons zu. In Balkenmitte wird aufgrund der geringeren Dehnsteifigkeit der Vertikalbewehrung der Bügelchenkel mehr gedehnt, der Porenbeton weniger gestaucht.

4.3.5 Auswertung

4.3.5.0 Größe der Vordehnung

Der rechnerische Wert und der Messwert der Vordehnung der Längsbewehrung ε_s in Balkenmitte stimmen näherungsweise überein. Damit kann gefolgert werden, dass in Balkenmitte die Annahmen der Berechnung dahingehend erfüllt sind, dass die Dehnungen zwischen Porenbeton und Bewehrung gleich groß sind.

Weitere Überlegungen sollen unter Einbeziehung der Ergebnisse nach [dasc_1] stattfinden. In den Untersuchungen wurden an 19 Platten sehr ausführlich die Dehnungsverteilung und der Einfluss der Vordehnung auf das Tragverhalten der Elemente analysiert. Danach kann entsprechend Diagramm 4.3.5 ein direkter Zusammenhang zwischen dem Verhältnis der Dehnsteifigkeiten der Verbundmaterialien und der Vordehnung der Längsbewehrung ε_s entsprechend der Vorüberlegung bestätigt werden. Die Vorspannung des Porenbetons wird damit entsprechend der Vorüberlegung kalkulierbar. Voraussetzung hierfür ist jedoch die Bedingung $\varepsilon_c = \varepsilon_b$ und damit eine hinreichende Länge der Bauteile, so dass sich Störungen in den Endbereichen durch Auflösung des Haftverbundes nicht auf die Größe der Dehnungsdifferenz ε^{00} auswirken können. Neben der Größe der thermischen Vordehnung der Bewehrung wurde in [dasc_1] deren Abbau durch Kriechprozesse untersucht. Hier konnte ein Abbau von 8...33,7 % beobachtet werden.



Dia. 4.3.5 Entwicklung der Vordehnung in Abhängigkeit vom Verhältnis der Dehnsteifigkeit [dasc_1]

4.3.5.1 Verlauf der Vordehnung in der Längsbewehrung

Aufgrund der kontinuierlichen Abkühlung der untersuchten Bauteile und unter Voraussetzung eines starren Haftverbundes zwischen den Materialien müsste sich über die Balkenlänge eine konstante Dehnungsdifferenz ε^{00} und damit eine konstante Vordehnung der Längsbewehrung ε_s einstellen.

Am Stabende kann der Verträglichkeitsbedingung nicht entsprochen werden, weil hier die Haftverbundspannungen τ_v unendlich groß würden (punktuelle Verankerung). Diese können nicht durch die beteiligten Materialien aufgenommen werden, was zur Folge hat, dass sich das System in einem Störbereich einspielt. Die Verträglichkeitsbedingung wird an den Balkenenden aufgeweicht. Es kommt zu gegenseitigen Verschiebungen, zu einem Schlupf zwischen Längsbewehrung und Porenbeton.

Der Porenbeton ist kein ideal-sprödes Material. Analog seinem Entfestigungsverhalten bei Erreichen der Zugfestigkeit (*tension softening*) nach Abschnitt 3.2.2 gestaltet sich auch die Entfestigung nach Erreichen der Haftverbundfestigkeit (vgl. Abb. 4.3.9). Damit können nach Überschreiten des zugehörigen kritischen Schlupfes $s_{v,max}$ noch bedingt Verbundspannungen übertragen werden. Das Gesamtsystem spielt sich entsprechend den Gleichgewichtsbedingungen

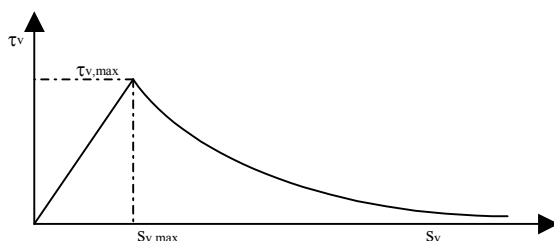


Abb. 4.3.9 Schematischer Verlauf der Verbundspannungen in Abhängigkeit vom Schlupf der Bewehrung

entsprechend den Gleichgewichtsbedingungen

unter Beteiligung der Querstäbe an der Verankerung (vgl. folgenden Abschnitt) ein. Im Anschluss an den Störbereich klingen in Balkenlängsrichtung die Verbundspannungen zwischen den Materialien ab, weil keine gegenseitigen Verschiebungen auftreten. Damit resultieren die in Abbildung 4.3.8 schematisch dargestellten Verläufe für Normal- und Schubspannungen.

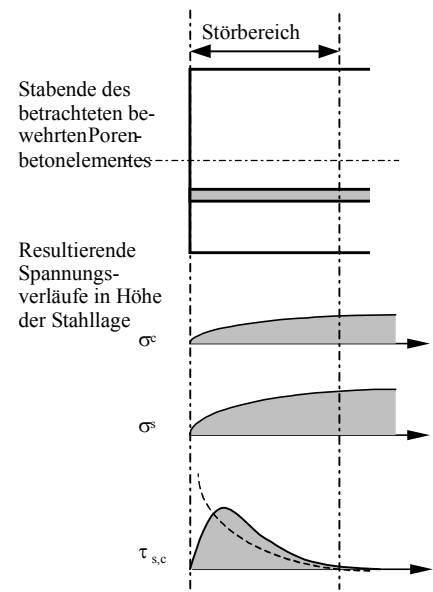
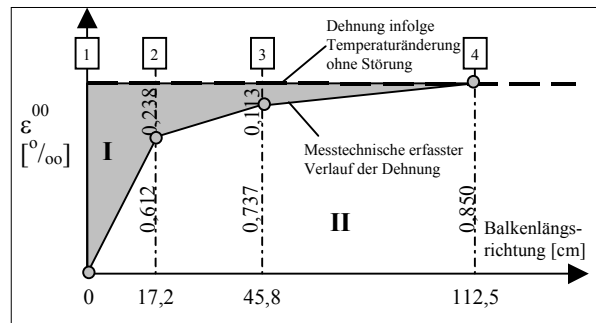
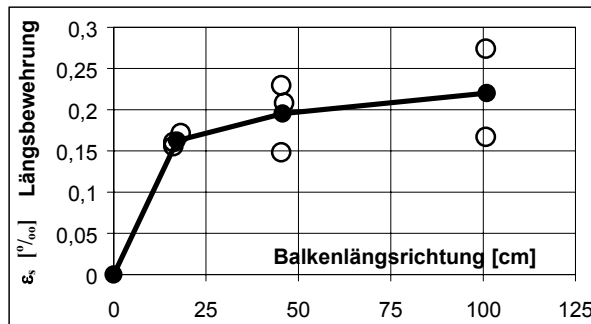


Abb. 4.3.8 Schematischer Verlauf der Normal- und Verbundspannungen am Balkenende

4.3.5.2 Endschlupf der Längsbewehrung

Durch nachfolgende Überlegungen hinsichtlich der Größe des Schlupfes soll abgeschätzt werden, ob und inwieweit die Querbewehrung (Bügel) an der Verankerung der thermischen Vordehnung der Längsbewehrung beteiligt wird.



Dia. 4.3.6 Ableitung des Endschlupfes der Längsbewehrung aus den Versuchsergebnissen

Ausgangspunkt bildet das Diagramm 4.3.2 (Abschn. 4.3.4.0) der gemessenen Vordehnung der Längsbewehrung ε_s . In Dia. 4.3.6 wird der Verlauf schematisiert wiedergegeben. Setzt man voraus, dass die Länge der Endstörung klein gegenüber der Balkenlänge ist, kann der festgestellte Wert der Vordehnung in Balkenmitte $\varepsilon_s = 2,25 \cdot 10^{-4}$ als frei von Störungen betrachtet werden.

Unter Voraussetzung der in Abschnitt 4.3.2.1 vorgestellten Steifigkeitsverhältnisse lässt sich die tatsächliche Dehnungsdifferenz der Balkenelemente mit $\varepsilon^{00} = \varepsilon_s / \varepsilon_{s,cal} \varepsilon^{00} = 0,225 / 0,180 \cdot 0,68 \text{ ‰} = 0,85 \text{ ‰}$ ermitteln.

Die Abweichung lässt sich mit der Abschätzung der Temperaturexpansionskoeffizienten und der Stahlsteifigkeit begründen. Würden keine Randstörungen auftreten, bildete dieser Wert eine Konstante über die Balkenlänge und würde damit eine Fläche_I in Diagramm 4.3.6 aufspannen. In entsprechender Weise kann der Verlauf der Dehnungsdifferenz ε^{00} infolge der Störung im Balkenendbereich angegeben werden, der die Fläche_II aufspannt. Die Differenz der Flächen I und II quantifiziert den Schlupf zwischen den Materialien. Hierzu wird nach Diagramm 4.3.6 abschnittsweise vorgegangen:

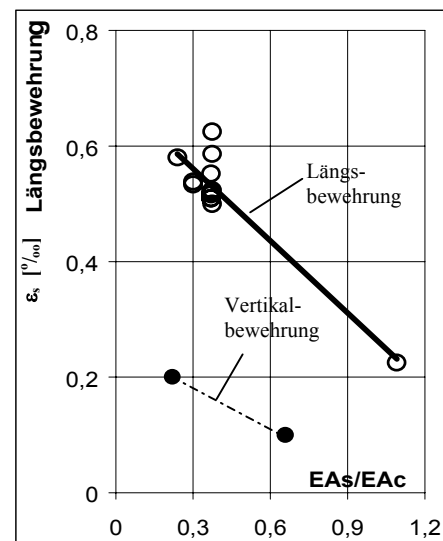
$$\begin{aligned} \text{Schlupf}_{1-2}: \quad s_{1-2} &= (8,50 \cdot 10^{-4} + 2,38 \cdot 10^{-4}) / 2 \cdot 172 \text{ mm} = 9,35 \cdot 10^{-2} \\ \text{Schlupf}_{2-3}: \quad s_{2-3} &= (2,38 \cdot 10^{-4} + 1,13 \cdot 10^{-4}) / 2 \cdot 286 \text{ mm} = 5,02 \cdot 10^{-2} \\ \text{Schlupf}_{3-4}: \quad s_{3-4} &= (1,13 \cdot 10^{-4} + 0,00 \cdot 10^{-4}) / 2 \cdot 792 \text{ mm} = 4,47 \cdot 10^{-2} \end{aligned}$$

Damit kann der Schlupf am Balkenende infolge der thermischen Vorspannung näherungsweise mit $\sum s_{i,j} = 0,19 \text{ mm}$ angegeben werden⁵. Die Ausziehversuche an Porenbeton nach Abschnitt 4.2 zeigen, dass bei diesen Verschiebungen der Bewehrungsknoten bereits eine deutliche Verankerungswirkung durch Querstäbe realisiert wird.

Entsprechend Diagramm 4.3.6 hat der Störbereich bei dieser Bewehrungsvariante eine Ausdehnung von ca. 50 cm. Ähnliche Beobachtungen wurden in [dasc_7] gemacht. Die Ausdehnung des Störbereiches ist deutlich größer als beim bewehrten Normalbeton. Bei gerippten Bewehrungsstählen liegt diese bei ca. 10cm, bei glatten Bewehrungsstählen noch darunter [mart_1]. Diese Beobachtungen und Ergebnisse spiegeln die Besonderheit bewehrter Porenbetonkonstruktionen in Hinblick auf das Zusammenwirken der Verbundmaterialien wieder.

4.3.5.3 Vordehnung der Bügelbewehrung

Aufgrund der Ausdehnung der Störbereiche und der geringen Bauteilhöhe kann für die Vertikalbewehrung gefolgert werden, dass infolge des Schlupfes die Dehnungsdifferenz ε^{00} erheblich abgemindert wird. Im vorliegenden Fall wird die Vordehnung ε_s der Bügel um ca. 2/3 abgebaut. Das zeigen auch die Messergebnisse der Bügelschenkel nach Diagramm 4.3.7 (als Erweiterung von Diagramm 4.3.5 um die Bügelmesswerte).



Dia. 4.3.7 Entwicklung der Vordehnung in Abhängigkeit vom Verhältnis der Dehnsteifigkeit [dasc_7]

⁵ Dieser Wert gilt nur für die unterste Stahllage und nimmt nach oben hin ab.

Ein Abbau der Dehnungsdifferenz ε^{00} bedeutet eine Verringerung der vertikalen Vorspannung des Porenbetons und damit eine Verringerung der resultierenden Randzugspannungen an der Balkenoberseite.

4.3.5.4 Auswirkung der thermischen Vorspannung auf die Tragwirkung Längsbewehrung

Aus der thermischen Vorspannung resultieren die Schnittgrößen:

N_i	= -89,76 kN
M_i	= -156,2 kNcm.

Die Betonrandspannungen betragen oben:

$$\sigma_{c,o} = \frac{N_i}{A_i} + \frac{M_i}{I_i} y_{io} = \frac{-89,76 \text{ kN}}{1161,5 \text{ cm}^2} + \frac{-156,2 \text{ kNcm}}{34510,3 \text{ cm}^4} (-12,5 \text{ cm} - 1,62 \text{ cm})$$

$$= -0,0772 \text{ kN / cm}^2 + 0,0639 \text{ kN / cm}^2 = -0,013 \text{ kN / cm}^2$$

unten:

$$\sigma_{c,u} = \frac{N_i}{A_i} + \frac{M_i}{I_i} y_{iu} = \frac{-89,76 \text{ kN}}{1161,5 \text{ cm}^2} + \frac{-156,2 \text{ kNcm}}{34510,3 \text{ cm}^4} (12,5 \text{ cm} - 1,62 \text{ cm})$$

$$= -0,0772 \text{ kN / cm}^2 - 0,0492 \text{ kN / cm}^2 = -0,126 \text{ kN / cm}^2$$

Entsprechend der Materialprüfung beträgt die einachsige Druckfestigkeit senkrecht zur Treibrichtung $f_{cm} = 0,55 \text{ kN/cm}^2$. Der Porenbeton ist in Längsrichtung infolge Vorspannung zu ca. 25 % ausgelastet. Die Voraussetzung des Hookeschen Gesetzes in der Vorbetrachtung ist damit zulässig.

Die Schnittgrößen infolge der Vorspannung haben eine positive Auswirkung auf das Tragverhalten der Balkenelemente im Gebrauchszustand. So kommt es aufgrund der exzentrischen Vorspannung zu einer Erhöhung der Biegerisslast und zu einer Verringerung der Durchbiegungen. Diese positiven Effekte werden jedoch durch die in [dasc_1] beobachteten Kriechprozesse teilweise abgebaut.

Im Hinblick auf den Grenzzustand der Tragfähigkeit bleibt in den anstehenden Balkenversuchen zu prüfen, ob infolge inelastischer Deformationen der Längsbewehrung oder der Verankerung der Längsbewehrung die thermische Vorspannung aufgehoben wird. Nähere Angaben hierzu erfolgen in Abschnitt 6.

Bügelbewehrung

Aufgrund der nicht umschlossenen Druckzone wird der Querschnitt infolge des Abkühlungsprozesses an der Balkenoberseite durch Randzugspannungen beansprucht. Diese können sich dann im Hinblick auf das Tragverhalten der Balkenelemente ungünstig auswirken, wenn eine zusätzliche Beanspruchung infolge Nutzlast in das Bauteil nicht über die gesamte Balkenbreite (Querschnittsbreite), sondern exzentrisch eingetragen wird. Hier ist durch Erreichen der Zugfestigkeit des Porenbetons ein Aufreißen des Querschnitts an der Oberseite denkbar.

Nach Abschnitt 4.3.5.3 kann jedoch eine deutliche Verminderung der Dehnungsdifferenz um ca. 2/3 aufgrund der großen Störlänge festgestellt werden. Damit werden die vertikale Vorspannung des Porenbetons und die resultierenden Randzugspannungen reduziert. Unkritisch wird das Problem der Randzugspannungen, wenn, wie in den Ausziehversuchen bei hinreichender Betonüberdeckung beobachtet, die Verankerung der Bügelbewehrung "fließt" und sich ein sofortiger Abbau der Vordehnung der Vertikalbewehrung einstellt.

4.3.6 Zusammenfassung der Versuche zur thermischen Vorspannung

Experimentelle Untersuchungen zur thermischen Vorspannung von Balkenelementen aus Porenbeton zeigen, dass sich die Spannungs- und Dehnungsverhältnisse infolge dieses Effektes rechnerisch erfassen lassen, wenn die aus der thermischen Beanspruchung resultierenden Schnittgrößen auf den ideellen Verbundquerschnitt bezogen werden. Grundlegende Annahmen für die Berechnungen sind der starre Verbund und die lineare Elastizität.

In den Untersuchungen konnte anhand des Verlaufes der Vordehnung der Längsbewehrung über die Balkenlänge in den Endbereichen der Balken eine verhältnismäßig große Ausdehnung der Störlänge festgestellt werden. Es konnte nachgewiesen werden, dass zur Verankerung der Längsbewehrung im Lastfall thermischer Vorspannung sowohl der Haftverbund als auch die Querstäbe aktiv sind.

Die große Ausdehnung der Störlänge führt zu einem deutlichen Abbau der Dehnungsdifferenz ε^{00} zwischen Porenbeton und Vertikalbewehrung bzw. der Vordehnung der Querkraftbewehrung ε_s und vermindert damit die resultierenden Randzugspannungen an der Balkenoberseite.

4.4 Querkrafttragverhalten querkraftbewehrter Elemente aus Porenbeton

4.4.0 Allgemeines

Die Querkrafttragfähigkeit von Bauteilen aus Porenbeton mit Querkraftbewehrung wird ähnlich dem Normalbeton durch das Zusammenspiel zweier unterschiedlicher Materialien charakterisiert. Den Spannungszustand, und damit den Lastfluss, beeinflussen einerseits geometrische Randbedingungen, wie Lastart, Laststellung, Bauteilgeometrie und Bewehrungsdurchbildung. Andererseits werden physikalische Randbedingungen, wie die mechanischen Eigenschaften der an der Verbundkonstruktion beteiligten Materialien durch Steifigkeits-, Festigkeits-, und Rissverhalten sowie Sprödigkeit und Ermüdungsverhalten gekennzeichnet. Lastgröße und Lastgeschichte haben ebenfalls einen Einfluss auf die Rissentwicklung und die stattfindenden Umlagerungsprozesse im Bauteil.

4.4.1 Tragwirkung einer Porenbetonverbundkonstruktion

Aus den vorangegangenen experimentellen und theoretischen Untersuchungen der Abschnitte 4.1-3 können nachfolgende Sachverhalte abgeleitet werden.

Die Verbundwirkung zwischen Porenbeton und Bewehrung ist nicht ausreichend, um die Interaktion der Materialien in einer Verbundkonstruktion für den Gebrauchs- bzw. Bruchzustand sicherzustellen. Nach Ausziehversuchen kann festgestellt werden, dass der Abstand der Lasteinleitungspunkte eines verankernden Querstabes keinen Einfluss auf die Lochleibungspressungen im Bruchzustand und damit die Tragfähigkeit hat. Der Abstand der Lasteinleitungspunkte bedingt jedoch maßgeblich das Verformungsverhalten (Nachgiebigkeit) einer Verankerung. Die Versuche zeigen, dass das Verhältnis aus seitlicher Randüberdeckung und Verankerungsstabdurchmesser e/d_{sA} die Tragfähigkeit einer Verankerung entscheidend beeinflusst. Eine entsprechende Beziehung wurde aus experimentellen und numerischen Analysen abgeleitet. Es wurde weiterhin deutlich, dass das Last-Verformungsverhalten einer diskreten Verankerung nicht durch die seitliche Randüberdeckung beeinflusst, sondern durch das Abplatzen der seitlichen Betonüberdeckung begrenzt wird. In den Versuchen konnte eine charakteristische Veränderung im Last-Verformungsverhalten und damit der Verankerungssteifigkeit beobachtet werden.

Nach Untersuchungen zur thermischen Vorspannung kann vermutet werden, dass sich die Vorspannung in Längsrichtung des Bauteils positiv auf das Tragverhalten im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit auswirkt. Es bleibt zu erwarten, dass die Biegerissbildung infolge einer äußeren Belastung verzögert wird und damit die Durchbiegungen bewehrter Elemente geringer ausfallen. Entsprechende Untersuchungen werden in den nachfolgenden statischen Balkenversuchen angestellt. Eine Beeinflussung des Grenzzustandes der Tragfähigkeit kann unter Berücksichtigung der inelastischen Verformungen einer Verankerung durch Querstäbe weitestgehend ausgeschlossen werden. Entsprechende Messungen des Endschlupfes der Längsbewehrung sind hierzu in den Balkenversuchen durchzuführen. Hinsichtlich der vertikalen Vorspannung des Porenbetons durch die Querkraftbewehrung kann nach den Versuchen festgestellt werden, dass aufgrund der großen Verbundstörlänge die Dehnungsdifferenz und damit die Vorspannung bei einer verhältnismäßig geringen Schenkellänge (ca. 20cm) weitestgehend abgebaut wird. Durch inelastische Verformungen unterhalb des Bügelverankerungsstabes infolge Lasteinwirkung würde diese ebenfalls eliminiert. Entsprechende Verformungsmessungen des Bügelverankerungsstabes sind daher in den Balkenversuchen anzustellen.

4.4.2 Hypothesen bezüglich des Tragverhaltens

Aus Untersuchungen querkraftbewehrter Elemente aus Stahlbeton ist bekannt, dass die Querkraftrissbildung zu einer Separierung des querkraftbeanspruchten Bereiches in Druckstreben und Zugbändern führt. Nach der Querkraftrissbildung sind Laststeigerungen zwischen 200...300% möglich. Des Weiteren ist bekannt, dass die tatsächliche Bügelbeanspruchung in der Regel kleiner ist, als es das klassische Fachwerkmodell ($\Theta=45^\circ$) vorgibt. Grund hierfür sind nach [thür_3, kupf_2, leon_1, u.a.] die Lastabtragung begünstigenden Effekte, wie die Rissverzahnung der Querkraftrisse, die Verdübelungswirkung der Längs- u. Bügelbewehrung sowie die Querkrafttragfähigkeit der Biegedruckzone. Uneinigkeit bestand und besteht hinsichtlich der Quantifizierung der daraus resultierenden Traganteile.

In Untersuchungen zur Querkrafttragfähigkeit querkraftbewehrter Elemente aus Porenbeton [schäf_2, jano_1, u.a.] sind eine Reihe von Besonderheiten im Trag- und Versagensverhalten gegenüber dem traditionellen Stahlbetonbau festgestellt worden. Durch den Einbau einer Querkraftbewehrung werden gegenüber nicht querkraftbewehrten Elementen lediglich Laststeigerungen zwischen 20...40% erreicht. Das Versagen der Querkraftbewehrung wird in der Regel nicht durch die Fließgrenze der Bewehrung, sondern durch die Tragfähigkeit der Bügelverankerung bedingt. Der Querkraftbruch äußert sich durch das Abplatzen der seitlichen Randüberdeckung. In der Literatur wird darauf verwiesen, dass der Querkraftbewehrungsgrad ρ_w keinen deutlichen Einfluss auf die Querkrafttragfähigkeit hat.

Zur Beurteilung der Querkrafttragfähigkeit sind im Rahmen dieser Untersuchung andere Ansätze bzw. alternative Bewertungskriterien zu entwickeln. Geeignete Modelle zur Beurteilung der Querkrafttragfähigkeit querkraftbewehrter Elemente aus Porenbeton lassen sich nach [brie_1, jano_1] durch eine Überlagerung eines Fachwerkmodells mit einem Sprengwerk erzeugen. Es wird darauf verwiesen, dass ein Großteil der Querkraftbeanspruchung direkt ins Auflager abgetragen wird. Dieser Effekt passt zu der Feststellung einer moderaten Laststeigerung durch den Einbau einer Querkraftbewehrung.

Von zentraler Bedeutung ist daher die Klärung der Ursachen des gegenüber dem Stahlbeton abweichenden Querkrafttragverhaltens.

Nach den Versuchsbeobachtungen [rüs_1, jano_1] und aufgrund der bislang durchgeführten Untersuchungen zum Materialverhalten des Porenbetons und der Interaktion der Verbundmaterialien können bezüglich des Querkrafttragverhaltens nachfolgende Zusammenhänge als Hypothesen formuliert werden.

1. Nach Ausfall des Haftverbundes infolge einer Lasteinwirkung werden die Querstäbe zur Verankerung der in der Bewehrung auftretenden Zugkraft aktiviert.

2. Die Aktivierung einer Verankerung durch Querstäbe ist an Verschiebungen gebunden. Des Weiteren bedeutet das Erreichen kritischer Lochleibungspressungen in der Größenordnung der einachsigen Druckfestigkeit des Porenbetons eine Verminderung der Verankerungssteifigkeit. Die Interaktion der Verbundmaterialien in einer Porenbetonverbundkonstruktion ist damit an größere Verschiebungen gekoppelt als in einer Stahlbetonkonstruktion. Dieses nichtlineare Last-Verformungsverhalten einer Verankerung kann als Verminderung der Dehnsteifigkeit der entsprechenden Zugstäbe aufgefasst werden und ist Ursache für Umlagerungsprozesse.

3. Im querkraftbeanspruchten Bereich bedeutet die Querkraftrissbildung eine Aktivierung der Querkraftbewehrung. Die resultierenden Zugkräfte in den Bügelschenkeln werden durch den Verankerungsstab in der Balkendruckzone verankert. Die nichtlineare Last-Schlupfbeziehung bedeutet bei anwachsender Querkraftbeanspruchung eine Verringerung der Dehnsteifigkeit der Querkraftbewehrung. Diese bedingt eine Entlastung der Querkraftbewehrung und eine zunehmend direkte Abtragung der Querkraftbeanspruchung durch die Sprengwerkwirkung und erklärt das in den bislang durchgeführten Versuchen [rüs_1, jano_1] beobachtete, gegenüber dem Stahlbeton abweichende Querkrafttragverhalten.

4. Eine sehr steife Ausbildung der Querkraftbewehrung führt zu großen Winkeln Θ zwischen der geneigten Betondruckstrebe und der Längsachse des betrachteten Bauteils. Wird die Querkraftbewehrung sehr weich ausgebildet, stellen sich flach geneigte Druckstreben ein.

5. Die Nachgiebigkeit der Verankerung und damit der Bewehrung wird durch die Biegesteifigkeit des Verankerungsstabes, den Abstand der Lasteintragungspunkte und damit der Querkraftbewehrung, die Schnittigkeit der Querkraftbewehrung sowie die Steifigkeit und Festigkeit des bettenden Porenbetons bedingt.

Damit müsste

- die Verringerung der Schnittigkeit bzw. die Vergrößerung der Querschnittsbreite des Balkens,
- die Verringerung des Verankerungsstabdurchmessers,
- die Vergrößerung der Bügelabstände

zu einer größeren Druckstrebenneigung und tendenziell zur direkten Lastabtragung der Querkraft ins Auflager führen.

Die konstruktive Durchbildung und damit die Querkrafttragfähigkeit kann bei Bauteilen aus Normal- oder Leichtbeton durch den Querkraftbewehrungsgrad¹ $\rho_w = a_{sw}/b_w$ beurteilt werden. Aufgrund des kontinuierlichen Verbundes wird bei diesen Verbundkonstruktionen die Tragfähigkeit der Querkraftbewehrung ausschließlich durch den Bewehrungsstahl bedingt. Die Tragfähigkeit ist abhängig von der Schnittigkeit, dem Durchmesser und dem Abstand der Querkraftbewehrung. Sofern kein Querkraftdruckbruch eintritt, wird das Querkraftversagen durch das Fließen der Querkraftbewehrung bedingt.

Unter Berücksichtigung der vorangegangenen Aspekte müsste die Querkrafttragfähigkeit querkraftbewehrter Porenbetonelemente durch andere Parameter beeinflusst werden. Das sind vor allem der Durchmesser des Bügelverankerungsstabes, die Schnittigkeit der Querkraftbewehrung, die Querschnittsbreite und die Bügelabstände. Im Ergebnis der Balkenversuche soll eine entsprechende Beziehung zur Beurteilung des Tragverhaltens unter Berücksichtigung dieser Einflussgrößen abgeleitet werden.

¹ Wobei sind: a_{sw} die Querschnittsfläche [cm²] an geschnittener Querkraftbewehrung pro laufenden Meter des Bauteils;
 b_w die kleinste Querschnittsbreite querkraftbeanspruchten Bauteils.

4.4.3 Hypothesen bezüglich möglicher Versagenszustände

Anhand der in der Literatur beschriebenen Versuchsbeobachtungen an Balkenelementen aus Porenbeton und anhand der aus dem Stahlbetonbau bekannten Versagensmechanismen können folgende Versagenszustände für querkraftbewehrte Elemente aus Porenbeton vermutet werden.

a) Querkraftdruckbruch

Der Bruch der geneigten Betondruckstrebe wird durch das Erreichen der Festigkeit des Porenbetons bedingt, wobei in der Betondruckstrebe gleichzeitig Druck- und Zugspannungen wirksam sind. Die Druckfestigkeit des Porenbetons ist hier entsprechende Abschnitt 3.2.1 kleiner als die einachsige Druckfestigkeit.

b) Querkraftzugbruch/ Bruch der Verankerung der Querkraftbewehrung

Maßgebend für die Tragfähigkeit der Querkraftbewehrung ist in der Regel nicht die Fließgrenze des Stahls in den Bügelschenkeln, sondern die Tragfähigkeit der Verankerung der Querkraftbewehrung.

Das in experimentellen Untersuchungen [schäf_2, jano_1, u.a.] festgestellte Versagen der Elemente durch ein Abplatzen der seitlichen Betonüberdeckung bedeutet den Verankerungsbruch der Querkraftbewehrung. Im Verankerungsbereich der Querkraftbewehrung, in der Balkendruckzone, kommt es unter Last zur Ausbildung eines dreiachsigen Spannungszustandes, der sich auf die konzentrierte Verankerung der Bügelkräfte durch einen Verankerungsstab und die Biegebeanspruchung des Balkens zurückführen lässt. Aufgrund der konzentrierten Lasteinleitung und der damit verbundenen Lastausbreitung resultieren unterhalb des Verankerungsstabes senkrecht zu den Lochleibungsspannungen Spaltzugspannungen. In Balkenlängsrichtung werden Druckspannungen durch die Biegebeanspruchung des Bauteils hervorgerufen. Hinzu kommen am oberen Rand der Balkenelemente Querkzugspannungen zwischen den Verankerungsstäben, da die Druckzone nicht durch Bügel umschlossen ist (vgl. Abb. 4.1.1).

Das Versagen der Verankerungszone der Querkraftbewehrung wird durch den Widerstand des Materials gegenüber dem räumlichen Beanspruchungszustand bedingt.

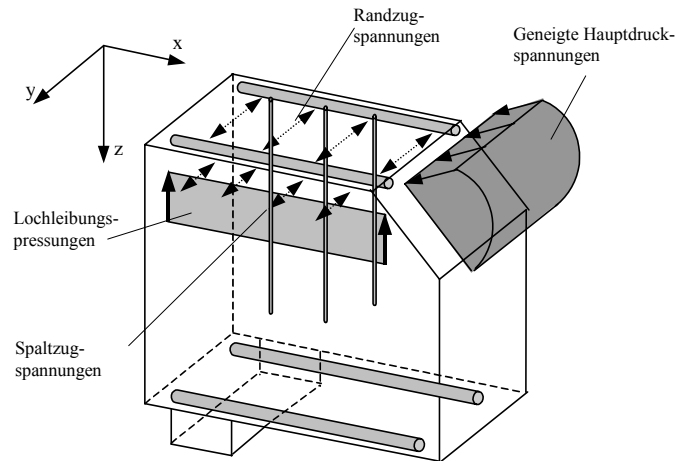


Abb. 4.4.1 Schematische Darstellung der Spannungszustände in einem beanspruchten Balken aus Porenbeton

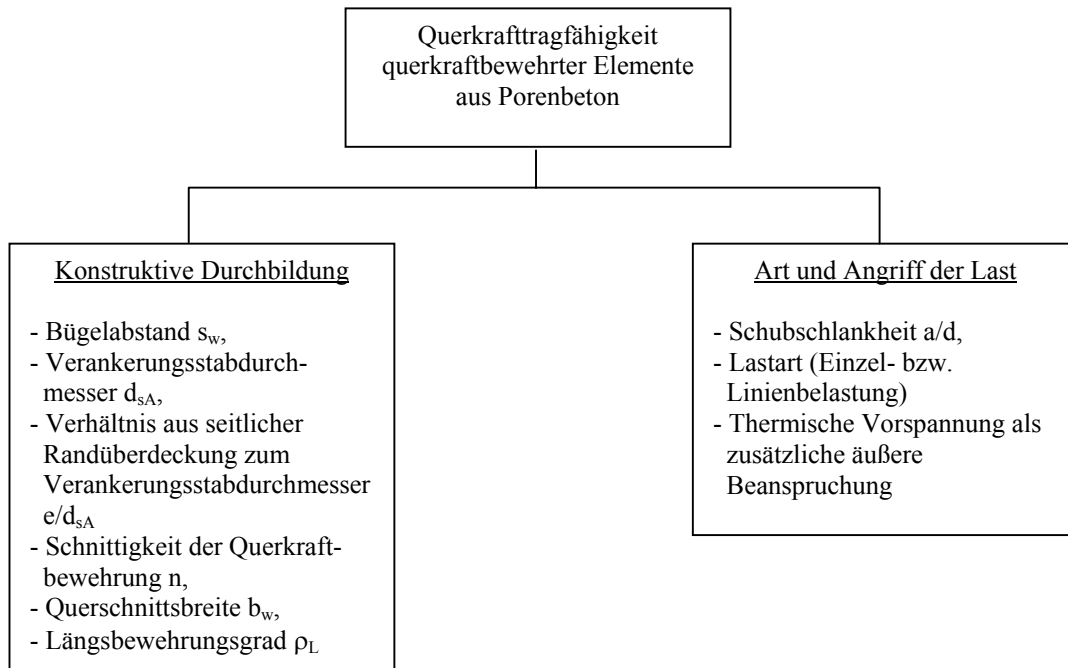
Ein Versagen infolge des Erreichens der Fließgrenze der Querkraftbewehrung wurde in der Literatur nicht beobachtet. Denkbar ist, dass bei einer sehr steifen Ausbildung der Verankerung der Querkraftbewehrung und bei geringer Bügelquerschnittsfläche $a_{sw} = A_{sw}/s_w$ ein solcher Versagenszustand herbeigeführt werden könnte.

c) Verankerungsbruch der Längsbewehrung/ Verankerungsschlupf

Große Deformationen der Endverankerung der Längszugbewehrung führen zu einer Einschnürung der Biegedruckzone und können einen sekundären Biegedruckbruch bedingen. Ursache hierfür sind ausgeprägte inelastische Verformungen im Endverankerungsbereich der Längsbewehrung, die sich auf Porenquetschungen bzw. Materialverdichtungen des Porenbetons zurückführen lassen. Damit bedeuten große Deformationen der Endverankerung der Längszugbewehrung das Versagen derselben und sind daher in einer Bemessungsaufgabe auszuschließen. Die Beanspruchung der Längszugbewehrung im Auflagerbereich wird durch die Neigung der Hauptdruckspannungen bzw. der Neigung der Druckstrebe und durch die Größe der Querkraftbeanspruchung bedingt. Damit muss dieser Versagensmechanismus im Zusammenhang mit der Querkraftproblematik betrachtet werden.

4.4.4 Einflüsse auf die Querkrafttragfähigkeit querkraftbewehrter Bauteile aus Porenbeton

Nach den vorangegangenen Überlegungen können folgende relevanten Einflussparameter auf die Querkrafttragfähigkeit bügelbewehrter Elemente aus Porenbeton abgeleitet werden.



4.4.5 Ableitung des Versuchsplans

Zur Untersuchung der Querkrafttragfähigkeit querkraftbewehrter Elemente aus Porenbeton werden die zuvor genannten Einflüsse in Balkenversuchen untersucht. Hierzu werden ausgehend vom bestehenden Balkensortiment relevante Einflussgröße innerhalb geeigneter Grenzen variiert. In Hinblick auf das Versuchsziel steht das Querkraftversagen der Elemente im Vordergrund. Damit werden die zu untersuchenden Spektren in Abhängigkeit des gewünschten Versagensmodus sowie in Abhängigkeit technologischer Randbedingungen festgelegt und im Folgenden erläutert.

Ausgangspunkt für die Untersuchungen bilden die Balkenelemente der Typenreihe VI nach Zulassung Z 2.1-23 [rich_11] (vgl. Abb. 4.1.2). Die Biegeschlankheit ist bei dieser Typenreihe mit $l/d=10$ maximal.

Der Verankerungsstabdurchmesser der Querkraftbewehrung stellt zugleich die Biegedruckbewehrung der Balkenelemente dar. Ausgehend von dem zugelassenen Verankerungsstabdurchmesser $d_{sA}=10\text{mm}$ dieser Typenreihe werden die Stabdurchmesser 8, 12 [mm] in die Untersuchung einbezogen. Eine Untersuchung von Stabdurchmessern $d_{sA}>12\text{mm}$ erscheint nicht sinnvoll, weil hier eine starke Gärtschattenbildung zu erwarten ist und damit die Bettung des Verankerungsstabes entscheidend beeinträchtigt wird. Die Verwendung von Verankerungsstabdurchmessern $d_{sA}<8\text{mm}$ bedeutet eine starke Verringerung der Biegedruckbewehrung, so dass nach Querschnittsanalysen vor dem Querkraftversagen ein Biegeversagen des Bauteils zu erwarten ist.

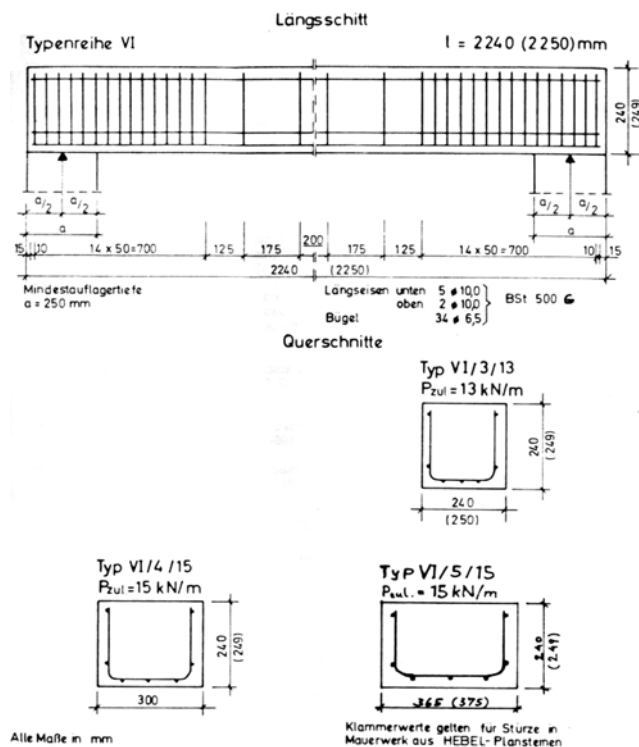


Abb. 4.4.2 Konstruktive Durchbildung der Typenreihe VI/3/13 nach der Zulassung Z2.1-23 [rich_11]

Der Bügelabstand wird zwischen 5 und 20 [cm] variiert, wobei der Bügelabstand $s_w=5\text{cm}$ der Zulassung [rich_11] entspricht. Bügelabstände $s_w<5\text{cm}$ sind im Hinblick auf die Herstellung der Balken unwirtschaftlich und schweißtechnisch schwer realisierbar. Da die Bügel gleichzeitig der Verankerung der Längszugbewehrung dienen, muss für Bügelabstände $s_w>20\text{cm}$ vermutet werden, dass die Interaktion der Verbundmaterialien nicht mehr gewährleistet werden kann. Zur sicheren Verankerung der Längszugbewehrung wird im Auflagerbereich der Versuchsbalken eine enge Verbügelung $s_w=5\text{cm}$ vorgesehen.

Eine gezielte Variation des Verhältnisses aus seitlicher Randüberdeckung zum Verankerungstabdurchmesser e/d_{sA} gestaltet sich aufgrund der technologischen Fertigung der Bewehrungskörbe schwierig. Durch die maschinelle Produktion ist das Korbmaß definiert. Der Einfluss e/d_{sA} auf die Tragfähigkeit und das Tragverhalten wurden deshalb in separaten Ausziehversuchen analysiert und fließt in die Auswertung der Balkenversuche ein.

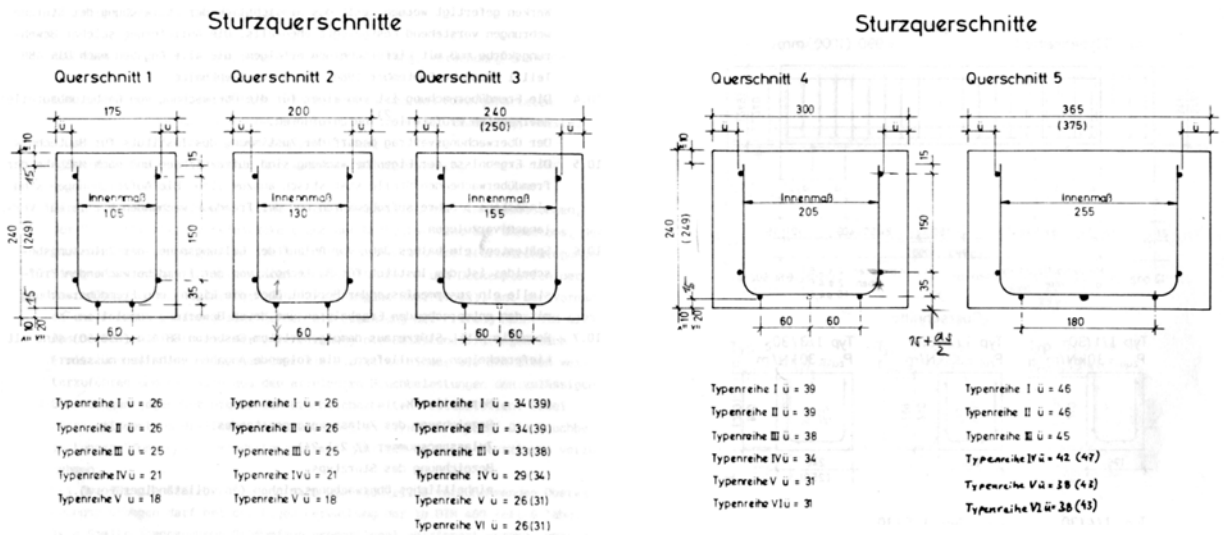


Abb. 4.4.3 Konstruktive Querschnittsdurchbildung nach der Zulassung Z2.1-23 [rich_11]

Eine Veränderung der Schnittigkeit der Querkraftbewehrung ist aufgrund der technologischen Rahmenbedingungen ebenfalls nicht realisierbar. Möglich ist jedoch die Querschnittsbreite zu variieren. Hierzu werden neben der Balkenbreiten $b_w=24\text{cm}$ (Typenreihe VI/3/13), die Breite $b_w=36.5\text{cm}$ (Typenreihe VI/5/15) in die Untersuchung einbezogen.

Eine gezielte Variation des Längsbewehrungsgrades war für die Balkenversuche zunächst nicht vorgesehen. Aufgrund technologischer Randbedingungen wurde die Anzahl der Bewehrungsstäbe der Längszugbewehrung variiert und der resultierende Einfluss auf die Querkrafttragfähigkeit in die laufende Untersuchung einbezogen. Bei dem Balkenelement VI/3/13 sind $5d_{sL}=10\text{mm}$ ($b_w=24\text{cm}$, $\rho_L=0,78\%$) vorgesehen. Untersucht werden des Weiteren Balkenelemente mit $4d_{sL}=10\text{mm}$ ($b_w=24\text{cm}$, $\rho_L=0,62\%$).

Entsprechend den Untersuchungen Thürlimanns [thür_3] stellen die Lasteinleitungs- und Auflagerbereiche bezüglich der Querkrafttragwirkung Störzonen dar (vgl. Abb. 2.1.2.6). Im Hinblick auf das Versuchsziel steht jedoch die Untersuchung eines möglichst störungsfreien Lastflusses im Vordergrund. Hierzu muss die Beanspruchung durch zwei symmetrische Einzellasten in das Bauteil eingetragen werden. Der Abstand zwischen Lasteinleitung und Auflager und damit die Schubslankheit ist dabei möglichst groß zu wählen, um einen störungsfreien, querkraftbeanspruchten Bereich zu erzeugen. In Tastversuchen konnte festgestellt werden, dass Schubslankheiten $a/d>3.0$ zu einem Biegeversagen der Balkenelemente VI/3/13 führen. Aufgrund des hohen Längsbewehrungsgrades und der daran gekoppelten großen Druckzonenhöhe besteht kein Spielraum, die Biegetragfähigkeit des Querschnitts durch geeignete konstruktive Maßnahmen weiter zu erhöhen. Damit stellt die Schubslankheit $a/d=3.0$ die obere Begrenzung des zu untersuchenden Spektrums dar. Die werksseitige Eignungsprüfung der Balkenelemente erfolgt durch eine Viertelpunktbelastung ($a/d=2,26$) und wird in das Versuchs-konzept einbezogen. Ergänzt wird die Untersuchung durch die auflagen-nahe Laststellung $a/d=1,5$.

In Hinblick auf den Beanspruchungszustand unter Einbaubedingungen wird durch ein Lastgeschirr eine Linienbelastung simuliert.

Der Einfluss der thermischen Vorspannung wurde bereits in experimentellen Untersuchungen bestimmt. Die Ergebnisse fließen in die Auswertung der Balkenversuche ein.

Damit kann nachfolgender Überblick über das Versuchsprogramm gegeben werden:

Bezeichnung der Versuchsserien	Variationsparameter	Balkenbreite b_w	Bügelabstand s_w	Verankerungsstabdurchmesser d_{sA}	Längsbewehrungsgrad ρ_L	Schub-schlankheit a/d	Anzahl der Versuche
VI/3/13_1a	- Bügelabstand - Längsbewehrungsgrad	24 cm	5 cm	10 mm	0,62 ‰	2,26	4
VI/3/13_2a	- Bügelabstand	24 cm	10 cm	10 mm	0,62 ‰	2,26	5
VI/3/13_3a	- Bügelabstand	24 cm	15 cm	10 mm	0,62 ‰	2,26	5
VI/3/13_4a	- Bügelabstand	24 cm	20 cm	10 mm	0,62 ‰	2,26	5
VI/3/13_1b	- Längsbewehrungsgrad - Verankerungsstabdurchm. - Balkenbreite - Schub-schlankheit - Lastart	24 cm	5 cm	10 mm	0,78 ‰	2,26	4
VI/3/13_ $d_{sA}8$	- Verankerungsstabdurchm.	24 cm	5 cm	8 mm	0,62 ‰	2,26	3
VI/3/13_ $d_{sA}12$	- Verankerungsstabdurchm.	24 cm	5 cm	12 mm	0,62 ‰	2,26	3
VI/5/15	- Balkenbreite	36,5 cm	5 cm	12 mm	0,62 ‰	2,26	4
VI/3/13AD_1.5	- Schub-schlankheit	24 cm	5 cm	10 mm	0,78 ‰	2,26	2
VI/3/13AD_3.0	- Schub-schlankheit	24 cm	5 cm	10 mm	0,78 ‰	2,26	2
VI/3/13_L	- Lastart	24 cm	5 cm	10 mm	0,78 ‰	2,26	3

Tab. 4.4.1 Überblick über das Versuchsprogramm der Balkenversuche

5 Versuchsaufbau und Durchführung

5.0 Versuchsstand

Der Versuchsstand besteht aus einem ebenen, in einem Aufspannfeld eingerichteten Rahmen. Die Beanspruchung wird über einen Hydraulikzylinder (400 bar) in die Versuchsbalken eingetragen. Entsprechend der Belastungsart verteilt eine Traverse bzw. ein Lastgeschirr die Beanspruchung.

Der Versuchsbalken und die für die Lastverteilung erforderlichen Traversen ruhen auf Rollen- bzw. Schneidlagern (vgl. Abb. 5.2). Eine zwängungsfreie Belastung wird durch die Anordnung einer Kalotte zwischen Probezylinder und Traverse ermöglicht. Zur Vermeidung hoher lokaler Presnungen werden hinreichend dimensionierte Lasteinleitungsbleche im Bereich der Lasteinleitungspunkte vorgesehen.

Die Unverschieblichkeit der Balkenwiderlager wird durch zwei starre Widerlagerböcke garantiert, die gleichzeitig als Messbasis für die Schlupfmessungen der Längsbewehrung dienen. Eine weitere unabhängige Messbasis wird durch einen parallel zum Balken gespannten Träger realisiert. Diese ermöglicht das kontinuierliche und störungsfreie Abgreifen der Messsignale. Die Messsignale werden während des Versuchs durch eine Vielstellenmessanlage aufgezeichnet und verarbeitet.

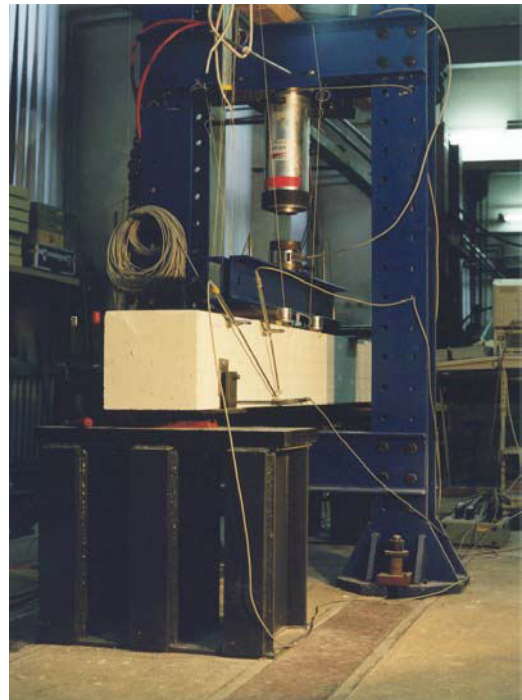


Abb. 5.1 Versuchsstand mit Probekörper

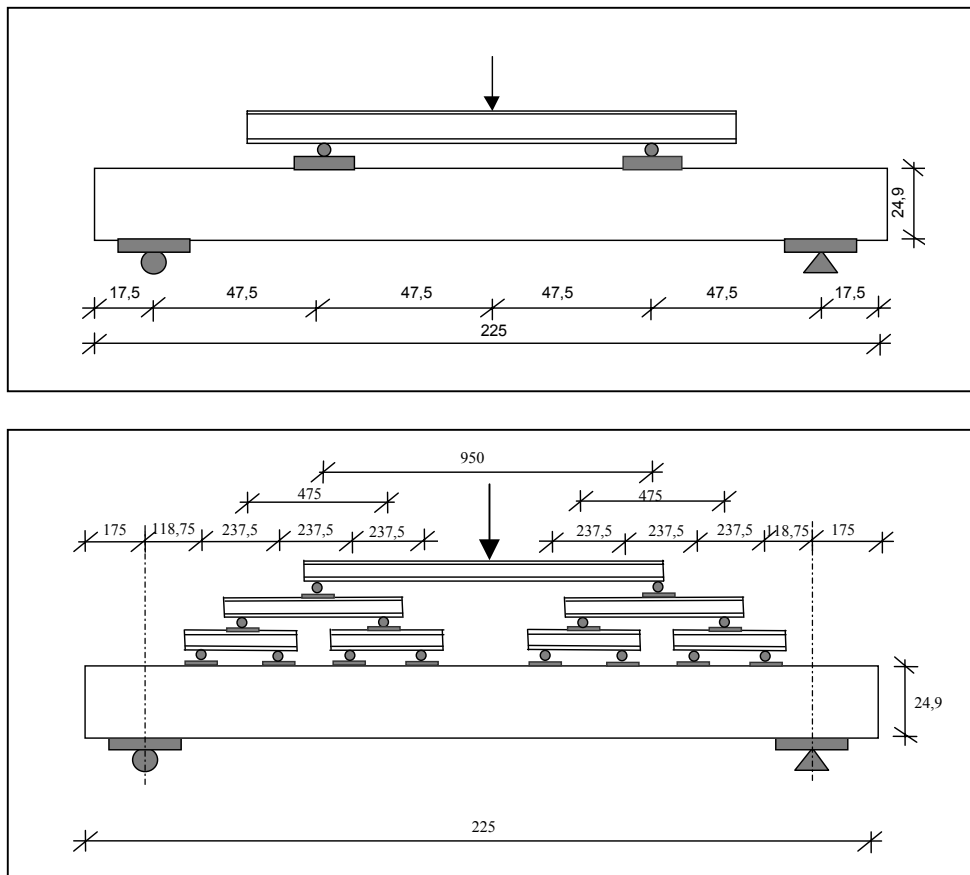


Abb. 5.2 Schematischer Versuchsaufbau
oben: Beanspruchung durch Einzellast

unten: Beanspruchung durch Linienlast

Die Abbildung 5.2 zeigt die prinzipielle Anordnung der Belastungstechnik zur Realisierung einer Linien- bzw. Einzellastbeanspruchung. Die Anordnung der Messaufnehmer wird an die Lage des Bewehrungskorbes, an die zu untersuchenden Lastarten bzw. Schubschlankheiten und damit an die Abmessungen des zu untersuchenden querkraftbeanspruchten Bereiches angepasst. Die Abbildung 5.3 zeigt das Lastgeschirr zur Umsetzung der Linienbelastung im Detail.

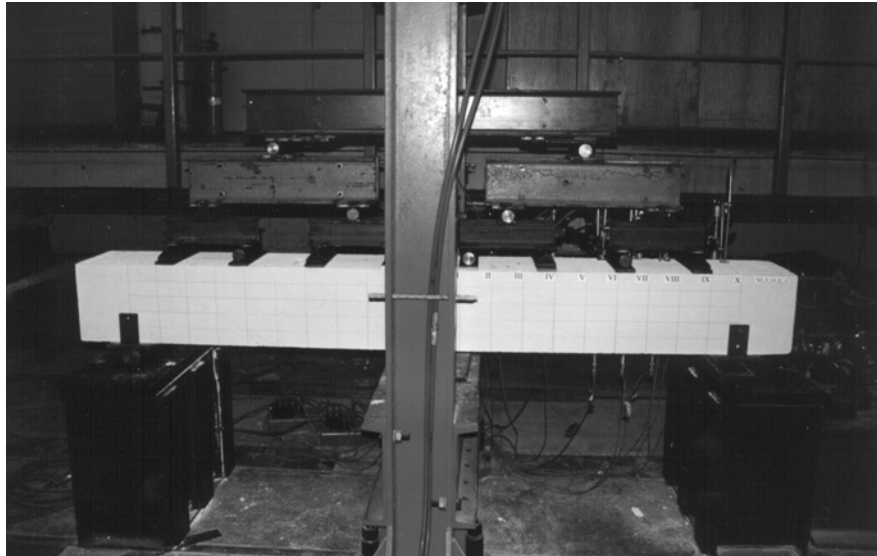


Abb. 5.3

links: Belastungstechnik für Linienbelastung

rechts: Detail des Lastgeschirrs

5.1 Versuchsdurchführung

Die Beanspruchung wird kraftgesteuert in die Versuchsbalken eingetragen. Für die Versuchsdurchführung wird das gleiche Belastungsschema gewählt, das bereits bei den Ausziehversuchen zur Anwendung kam. Dabei wird die Belastung sukzessive gesteigert. Nach Vorversuchen kann das Lastinkrement festgelegt werden. Im Bereich geringerer Beanspruchung wird die Last um 10kN, im Bereich der Bruchlast um 5kN gesteigert, um mit hinreichender Genauigkeit den Bruchvorgang erfassen zu können. Die Belastungsgeschwindigkeit beträgt dabei 0,5 kN/s.

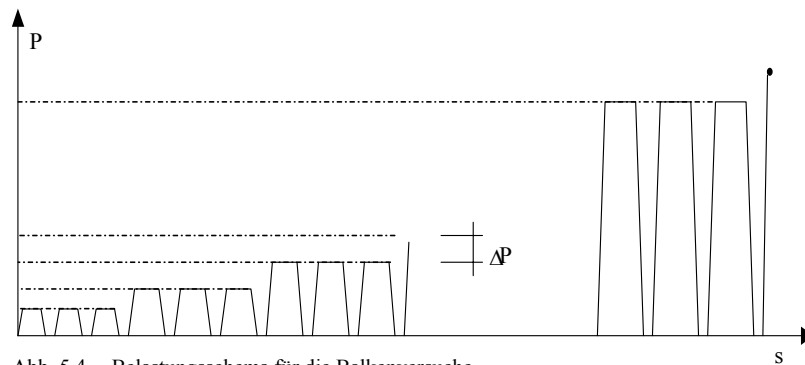


Abb. 5.4 Belastungsschema für die Balkenversuche

Jede Laststufe wird dreimal angefahren, um Informationen über fortschreitende Schädigungsprozesse zu erlangen. Es werden Haltezeiten im Be- und Entlastungszustand vorgesehen, damit sich verzögert elastische Verformungen einstellen und messtechnisch erfasst werden können. Die Haltezeiten betragen:

- im Belastungszustand 300sec,
- im Entlastungszustand 180sec.

5.2 Messinstrumente

Die messtechnische Erfassung des Verformungsverhaltens von Porenbetonverbundkonstruktionen ist an Probleme bzw. Besonderheiten geknüpft, die sich auf die Herstellungsbedingungen und auf die Materialeigenschaften des Porenbetons zurückführen lassen.

In Hinblick auf das Versuchsziel ist die messtechnische Erfassung:

- der einwirkenden Querkraft,
- der Biegelinie des Balkens,
- der Relativdeformation des Verankerungsstabes,
- der Bügelbeanspruchung,
- des Endschlupfes der Längszug- und Druckbewehrung,
- der Stauchungen der Betondruckzone,
- des Verlaufes der Zugspannungen in der Längsbewehrung und
- der Verzerrungen des Schubfeldes

erforderlich.

Im Vorfeld der Versuche wurden Überlegungen bezüglich effizienter und zuverlässiger Messmittel angestellt.

Hier hat sich gezeigt, dass eine Applikation von Dehnmessstreifen auf der Oberfläche des Porenbetons zur Messung von Verzerrungen wenig sinnvoll ist.

Als problematisch erweist sich die poröse Struktur (Luftporengehalt von ca. 80 Vol.-%) und die hohe Steifigkeitsdifferenz zwischen dem für die Applikation der DMS notwendigen Kunstharz und dem Porenbeton. Bei der Applikation werden die geschnittenen, oberflächennahen Hohlräume mit Kunstharz gefüllt, so dass eine steife Harzschicht entsteht, die sich nicht im gleichen Mass wie der umgebende Porenbeton verformt.

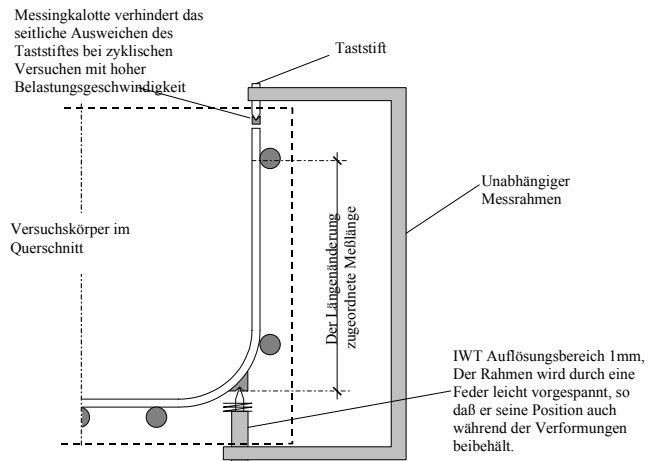


Abb. 5.5 Messrahmen zur Erfassung der Bügeldeformationen

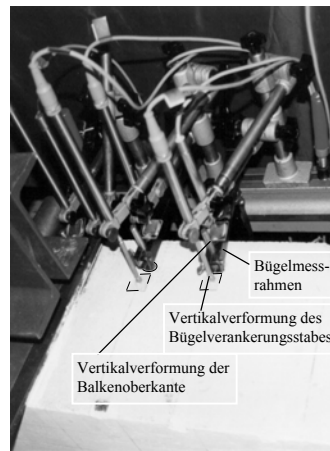
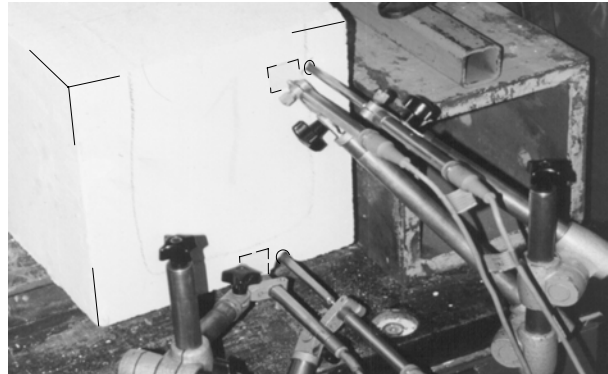
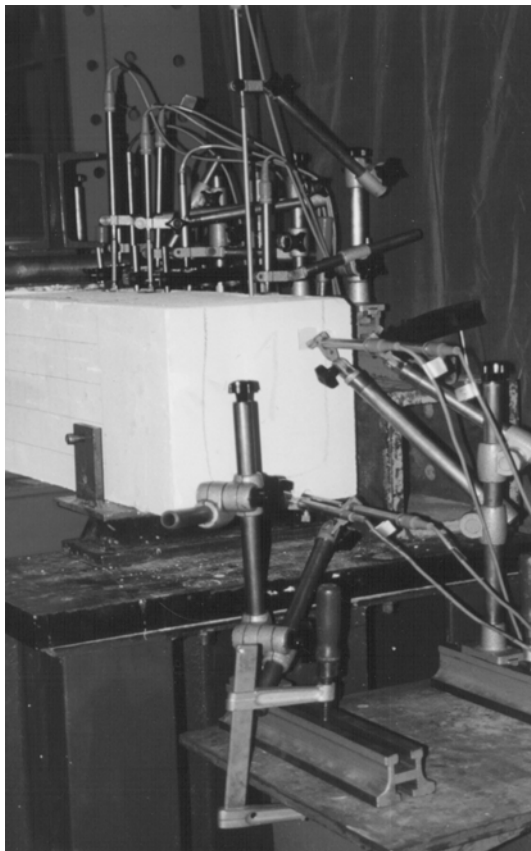


Abb. 5.6

links:
Versuchsbalken mit Mess-
technik

rechts oben:
Anordnung der Messauf-
nehmer zur Schlupfmessung
der Längszug- und
Längsdruckbewehrung

rechts unten:
Anordnung der Messauf-
nehmer zur Erfassung der
Relativverformung des
Bügelverankerungsstabes

Damit können nur durch die messtechnische Erfassung der Längenänderung diskreter Messabschnitte Rückschlüsse auf den Verzerrungszustand gezogen werden. In entsprechender Weise werden die Messstellen zur Erfassung der Betonstauchung in der Betondruckzone oder der Verzerrung des Schubfeldes ausgelegt.

Ein weiteres Problem bereitet die Erfassung der Beanspruchung in der Vertikalbewehrung. Üblicherweise kann auf Rundstählen durch Einsatz von 3 um 120° versetzten DMS eine zuverlässige Aussage über die Verzerrungen getroffen werden. Aufgrund des herstellungsbedingten Autoklaviervorganges und der damit verbundenen hohen Temperaturbeanspruchung für Messmittel und Kunstharz scheidet eine pränatale Applikation aus. Eine nachträgliche Applikation von DMS an mehreren Stellen im querkraftbeanspruchten Bereich bedeutet eine erhebliche Störung hochbeanspruchter Bereiche (vgl. auch Abb. 4.3.6). Es kann davon ausgegangen werden, dass hierbei das Tragverhalten und die Tragfähigkeit entscheidend beeinträchtigt werden, so dass eine solche Lösung ausgeschlossen werden muss.

Aus diesem Grund wurden vorab unterschiedliche Messmethoden entwickelt und experimentell geprüft. Dabei hat sich der in Abbildung 5.5 dargestellte unabhängige Messrahmen mit einem induktiven Wegaufnehmer als zuverlässiges Messinstrument erwiesen. Auch hier wird über eine diskrete Messlänge die Längenänderung der Bügel erfasst. Vorteilhaft ist, dass Verdrehungen des Balkens kompensiert werden können und zu keiner Beeinflussung der Messergebnisse führen. Infolge der diskreten Lasteinleitung über die Knotenpunkte ist der Fehler durch die Erfassung einer diskreten Längenänderung zur Bestimmung der Bügelbeanspruchung im Vergleich zu einer Verzerrungsgröße unbedeutend.

	Messinstrument	Stückzahl	Anwendung
Querkraft	Kraftmessdose 200 kN	1	Alle Proben einer Serie
Biegelinie	IWT 5mm, 10mm, 20mm	5	Alle Proben einer Serie
Relativverformung der Verankerungsstabes	IWT 5mm, 10mm, 20mm	5	Eine Probe pro Serie
Bügelbeanspruchung	IWT 1mm in Verbindung mit einem unabhängigen Messrahmen	3	Alle Proben einer Serie
Endschlupf der Längszugbewehrung	IWT 5mm	2	Alle Proben einer Serie
Endschlupf der Längsdruckbewehrung	IWT 5mm	2	Alle Proben einer Serie
Stauchung der Betondruckzone	IWT 1mm	1	Eine Probe pro Serie
Zugspannung in der Längszugbewehrung im momentenkonstanten Bereich	DMS	2	Eine Probe pro Serie
Zugspannung in der Längszugbewehrung vor Auflagervorderkante	DMS	2	Eine Probe pro Serie
Verzerrung des Schubfeldes	IWT 10m	3	Alle Proben einer Serie
Rissentwicklung	Fotodokumentation		Alle Proben einer Serie

Tab. 5.1 Einsatz der Messinstrumente

Die genaue Lage, Anzahl und Art der Messmittel ist von den Belastungsvarianten abhängig. Einen Überblick über die prinzipielle Anordnung geben die Abbildung 5.7a-b.

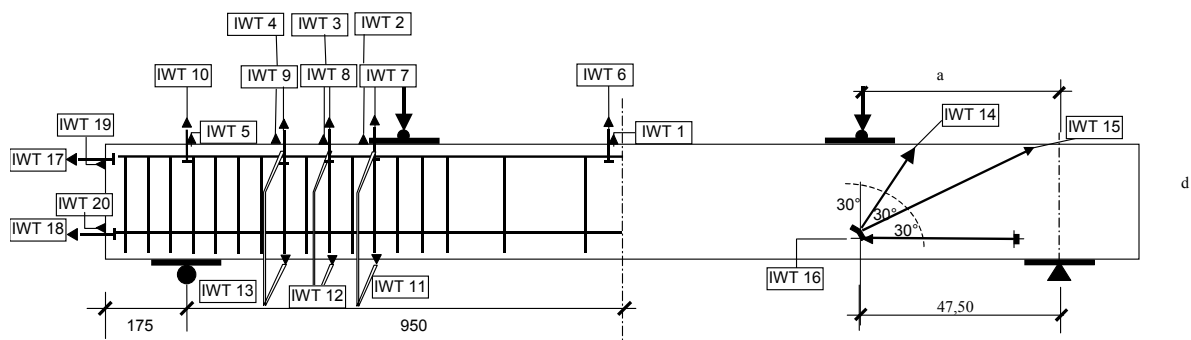


Abb. 5.7a Exemplarische Anordnung der Messaufnehmer für Einzellastbeanspruchung

6 Ergebnisse der Balkenversuche

6.0 Allgemeines

Im Rahmen der Ergebnisdarstellung sollen aus den Messdaten der untersuchten Versuchsbalken:

- das Bruchbild bzw. Bruchverhalten,
- die Entwicklung der Bruchquerkraft,
- die Bügelauslastung im querkraftbeanspruchten Bereich,
- die Mittendurchbiegung der Versuchsbalken,
- der Endschlupf der Längsbewehrung und
- die Dehnung der Längszugbewehrung

aufgezeigt werden.

In Abhängigkeit der variierten Einflussparameter werden die genannten Versuchsbeobachtungen systematisch analysiert, um Rückschlüsse auf die Tragwirkung und Versagensmechanismen ziehen zu können.

Des Weiteren werden die Einflüsse, resultierend aus der thermischen Vorspannung, auf die Biegeriss- und Bruchlasten untersucht. Es sollen vergleichende Berechnungen angestellt werden, um die Hypothesen bezüglich des Querkrafttragverhaltens zu stützen. Im Anhang des vorliegenden Berichtes werden die Rissbilder und Versuchsprotokolle aller untersuchten Versuchsbalken aufgeführt.

6.1 Einflüsse auf Querkrafttragfähigkeit und Bruchverhalten

6.1.0 Allgemeines

Übereinstimmend wird bei allen untersuchten Balkenelementen der Bruchzustand durch ein Betonversagen eingeleitet. Ein Bruch der Bewehrung oder der Schweißverbindungen des Bewehrungskorbes kann nicht beobachtet werden.

Unterschiedlich gestalten sich die Versagensmechanismen der einzelnen Versuchsserien. Entsprechend der gewählten konstruktiven Durchbildung der Versuchsbalken und der Auslegung der Belastungsvorrichtung dominierte dabei das Versagen der Verankerung der Querkraftbewehrung im querkraftbeanspruchten Bereich. Darüber hinaus kann in einigen Fällen ein Biegedruckbruch festgestellt werden. Das Biegeversagen äußert sich durch eine starke Rissbildung in der Biegedruckzone des momentenbeanspruchten Bereiches. Begleitet wird das Versagen durch schollenartige Betonabplatzungen und/ oder durch ein Ausknicken der Biegedruckbewehrung in diesem Bereich. Eine detaillierte Beschreibung der Versagensmechanismen wird in den folgenden Abschnitten gegeben.

Da der Porenbeton die versagensbedingende Komponente der Verbundkonstruktion darstellt, gestaltet sich der Bruch i. d. R. ohne Vorankündigung. Mitunter kann vor Erreichen der Bruchlast eine Rissbildung in den kritischen Bereichen der Balkendruckzone parallel zum Bügelverankerungsstab beobachtet werden. Das Last-Durchbiegungsverhalten verläuft jedoch in den meisten der untersuchten Fälle nahezu linear bis zum Bruch.

Nachfolgende Tabelle 6.1.0.1 gibt einen Überblick über die Entwicklung der Bruchquerkräfte für die untersuchten Versuchsserien. Dabei werden jeweils die Mittelwerte der Bruchquerkraft unter Berücksichtigung des Eigengewichtes der Versuchsbalken und des Lastgeschirrs angegeben.

Versuchsserie	Querschnittsbreite b	Querschnittshöhe h	Statische Nutzhöhe d	Längsbewehrungsgrad ρ_L	Bügelverankerungsstabdurchmesser d_{sA}	Bügelabstand s_w	Schubslankheit a/d	Mittlere Bruchquerkraft (incl. Eigengewicht) $V_{u,exp}$
	[cm]	[cm]	[cm]	[‰]	[mm]	[cm]		[kN]
VI/3/13/1a	24	25	21,25	0,62	10	5	2,23	46,22
VI/3/13/2a	24	25	21,25	0,62	10	10	2,23	46,59
VI/3/13/3a	24	25	21,25	0,62	10	15	2,23	44,59
VI/3/13/4a	24	25	21,25	0,62	10	20	2,23	42,59
VI/3/13/1b	24	25	21,5	0,78	10	5	2,21	49,97
VI/3/13 AD 1.5	24	25	21,5	0,78	10	5	1,5	64,34
VI/3/13 AD 3.0	24	25	21,5	0,78	10	5	3,0	42,26
VI/3/13 dsA 8	24	25	21,25	0,62	8	5	2,23	50,59
VI/3/13 dsA 12	24	25	21,25	0,62	12	5	2,23	50,59
VI/3/13 L	24	25	21,5	0,78	10	5	-	55,84
VI/5/15	36,5	25	21,5	0,78	10	5	2,21	57,02
VI/5/15	36,5	25	21,5	0,78	10	5	3,0	56,90

Tab. 6.1.0.1 Überblick über die mittleren Bruchquerkräfte der einzelnen Versuchsserien (Die Schnittigkeit der Querkraftbewehrung und die Stützweite ist für alle Versuchsserien mit $n=2$ bzw. $L_{eff}=1,90m$ konstant).

6.1.1 Bügelabstand

Nachfolgende Abbildungen 6.1.1.1-5 zeigen typische Bruchbilder der Versuchsserien VI/3/13_1a-4a ($s_w=5, 10, 15, 20\text{cm}$). In den Versuchen können zwei unterschiedliche Versagensmechanismen beobachtet werden.

Bei den untersuchten Bügelabständen $s_w=5, 10\text{cm}$ tritt der Bruch, nachdem sich die Querkraftrisse in die Balkendruckzone vorgearbeitet haben, durch das Abplatzen der seitlichen Betonüberdeckung im querkraftbeanspruchten Bereich ein (vgl. Abb. 6.1.1.1-2). Kurz vor dem Abplatzen kann ein deutlicher Rückgang der Bügelbeanspruchung im querkraftbeanspruchten Bereich festgestellt werden. Das ist ein Hinweis darauf, dass der räumliche Spannungszustand im Verankerungsbereich der Querkraftbewehrung kritisch wird und eine Entfestigung des Porenbetons infolge des Erreichens der kritischen Hauptspannungsdifferenz des Porenbetons bewirkt. Die Folge ist eine an der Balkenoberseite sichtbare, parallel zum Verankerungsstab verlaufende Rissbildung, die schließlich ein Ablösen der seitlichen Betonüberdeckung (vgl. Abb. 6.1.1.3-4) bewirkt.

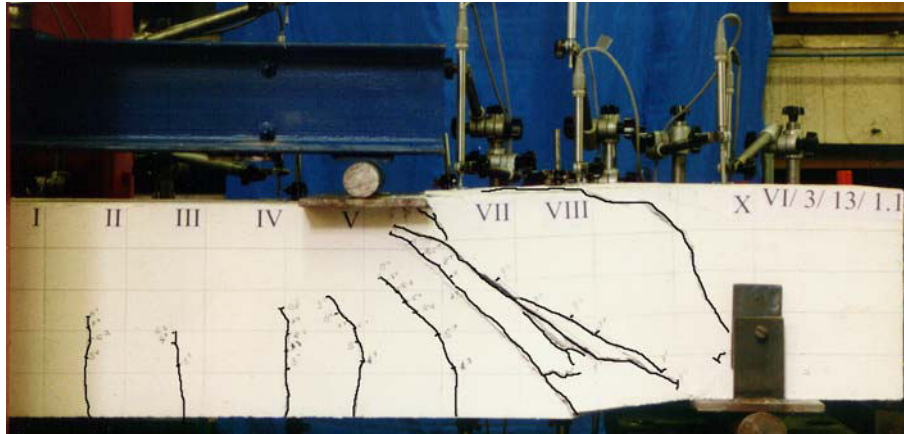


Abb. 6.1.1.1 Bruchbild des Versuchsbalkens VI/3/13/1A_1 mit einem Bügelabstand $s_w=5\text{cm}$

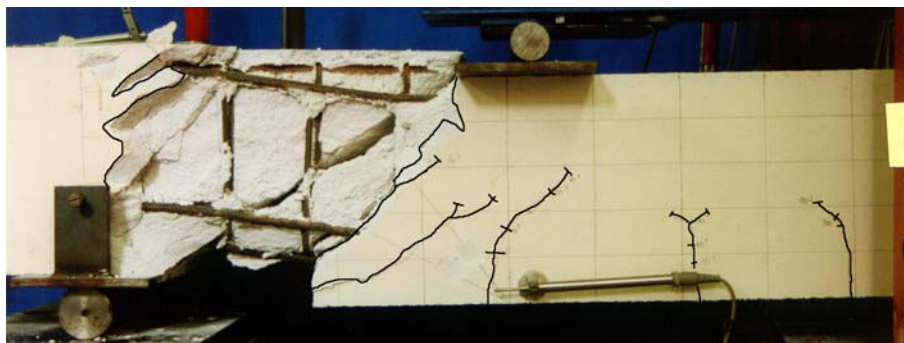


Abb. 6.1.1.2 Bruchbild des Versuchsbalkens VI/3/13/2A_3 mit einem Bügelabstand $s_w=10\text{cm}$



Abb. 6.1.1.3 Draufsicht auf Versuchsbalken VI/3/13/1A_1



Abb. 6.1.1.4 Detail der Rissentwicklung an der Oberseite der Versuchsbalken bzw. der abgeplatzten Überdeckung von Versuchsbalken VI/3/13/1A_1

Dem Verankerungsstab in der Balkendruckzone wird damit das Widerlager entzogen. Eine Verankerung der Bügelkräfte wird unmöglich. Der verbleibende Restquerschnitt ist nicht in der Lage, die Beanspruchung in das Auflager abzutragen.

Nach dem Bruch der Verankerung der Querkraftbewehrung kann sich aufgrund der kraftgeregelten Versuchsdurchführung kein stabiler Gleichgewichtszustand einstellen.

Die Querkraftrisse entwickeln sich progressiv in die Balkendruckzone. Es folgt eine ausgeprägte Schubrotation, die letztlich zu einer Verwerfung des Druckfeldes bzw. der Druckstrebe gegenüber dem Lasteinleitungspunkt führt (vgl. Detail in Abb. 6.1.1.5)

Nach dem Entfernen der Betonüberdeckung werden die Orientierung und Oberflächenbeschaffenheit der Querkrafrisse sichtbar. Diese verlaufen im querkraftbeanspruchten Bereich weitestgehend linear. Eine Verzahnung der Querkrafrisse ist aufgrund des fehlenden Zuschlages nicht möglich. Die Bruchflächen sind jedoch nicht völlig eben, so dass durch Reibungsprozesse eine Übertragung von Schubspannungen über die Rissufer der Querkrafrisse stattfinden kann und somit eine Neuorientierung der Hauptdruckspannungen nach der Querkrafrissbildung wahrscheinlich ist.



Abb. 6.1.1.5 Zerstörter Querkraftbereich des Versuchsbalkens VI/3/13/1A_1 (Bügelabstand $s_w=5\text{cm}$)

links: Detail des Querkraftbereiches mit Verwerfung des Druckfeldes gegen den Lasteinleitungspunkt

rechts: Keilförmig verdichtetes Material unterhalb des Bügelverankerungsstabes nach dem Abplatzen der seitlichen Betonüberdeckung

Die zwischen den Querkrafrissen verbleibenden Druckfelder bzw. Druckstreben stützen sich in der Balkenzugzone auf dem Geflecht aus Längs- und Querbewehrung ab. Die Steifigkeit der resultierenden Knotenpunkte ist abhängig von der Anzahl, dem Durchmesser und der Anordnung der Längs- und Querbewehrung. Infolge dessen ist die Verankerungssteifigkeit der Querbewehrung in der Balkenzugzone größer als in der Balkendruckzone.

In der Balkendruckzone können ausschließlich die Verankerungsstäbe der Querkraftbewehrung (Biegedruckbewehrung) zur Abstützung der geneigten Druckstrebe herangezogen werden. Die resultierende Lochleibungs- und Spaltzugbeanspruchung muss daher hier größer als in der Balkenzugzone sein. Bestätigt wird dieser Sachverhalt durch das Auftreten keilförmig verdichteten Porenbetons unterhalb des Verankerungsstabes der Querkraftbewehrung im querkraftbeanspruchten Bereich der Balkendruckzone (vgl. Abb. 6.1.1.5). Vergleichbare Beobachtungen konnten bereits in den Ausziehversuchen (Abschnitt 4.2) gemacht werden.

Damit bleibt in Hinblick auf den Bruchvorgang zu vermuten, dass der räumliche Spannungszustand im Verankerungsbereich der Querkraftbewehrung in der Balkendruckzone das Abplatzen der seitlichen Betonüberdeckung und damit das Versagen bedingt.

Einfluss auf den räumlichen Spannungszustand im querkraftbeanspruchten Bereich haben neben den Spaltzug- und Lochleibungsspannungen, resultierend aus der diskreten und damit konzentrierten Lasteinleitung der Bügelkräfte in die Balkendruckzone, insbesondere die geneigten Hauptspannungen.

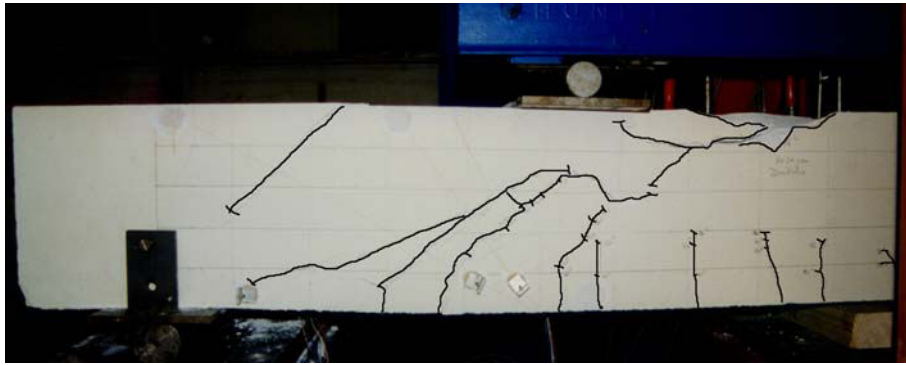


Abb. 6.1.1.6 Bruchbild des Versuchsbalkens VI/3/13/2A_5 mit einem Bügelabstand $s_w=10\text{cm}$

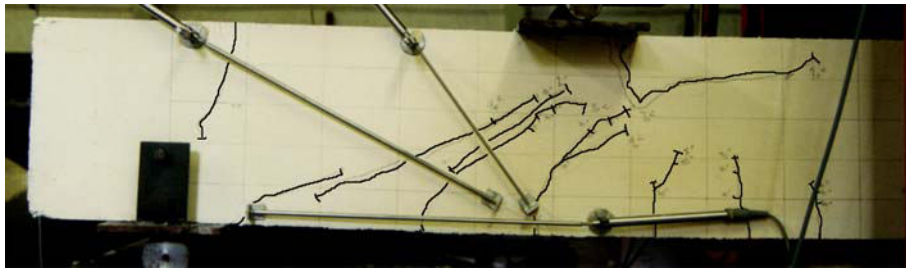


Abb. 6.1.1.7 Bruchbild des Versuchsbalkens VI/3/13/3A_2 mit einem Bügelabstand $s_w=15\text{cm}$

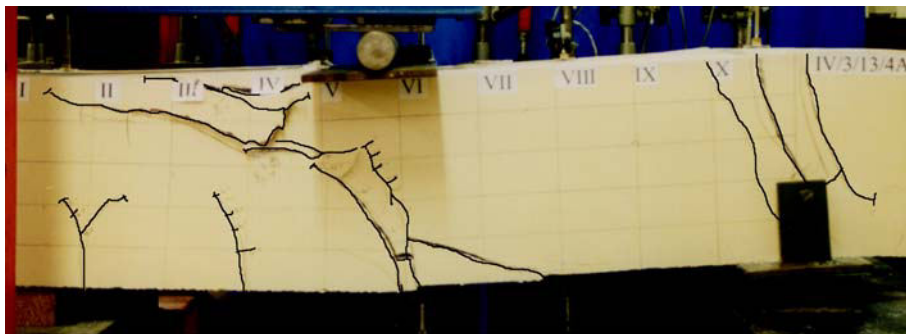


Abb. 6.1.1.8 Bruchbild des Versuchsbalkens VI/3/13/4A_5 mit einem Bügelabstand $s_w=20\text{cm}$

einwirkung der Haftverbund zwischen Porenbeton und Längsbewehrung aufgehoben wird und zu einer Aktivierung der Querbewehrung im Auflagerbereich führt. Denkbar scheint, dass die zu verankernde Längszugkraft eine deutliche Verformung im Verankerungsbereich des Zuggurtes (Schlupf) hervorruft und so die Einschnürung der Biegedruckzone noch vor Erreichen der Fließgrenze des Bewehrungsstahls bedingt.



Abb. 6.1.1.9 Detail: Fortschreitende Zerstörung der Balkendruckzone (VI/3/13/4A_5 mit einem Bügelabstand $s_w=20\text{cm}$)



Abb. 6.1.1.10 Detail: Schollenartige Abplatzung des Porenbetons in der Balkendruckzone (VI/3/13/4A_5 mit einem Bügelabstand $s_w=20\text{cm}$)

Bei einem von fünf untersuchten Balken mit Bügelabstand $s_w=10\text{cm}$ sowie in den Versuchsserien $s_w=15, 20\text{cm}$ kann ein weiterer Versagensmechanismus festgestellt werden.

Der Bruch wird nicht durch das Abplatzen der seitlichen Betonüberdeckung, sondern durch eine Zerstörung der Biegedruckzone im momentenkonstanten Bereich zwischen den Lasteinleitungspunkten bedingt (vgl. Abb. 6.1.1.6-8).

Dabei entwickeln sich die Biegerisse in die Balkendruckzone.

Die zugehörige Momentenbeanspruchung ist deutlich kleiner als die rechnerische Querschnittsbiegetragfähigkeit unter Voraussetzung starren Verbundes.

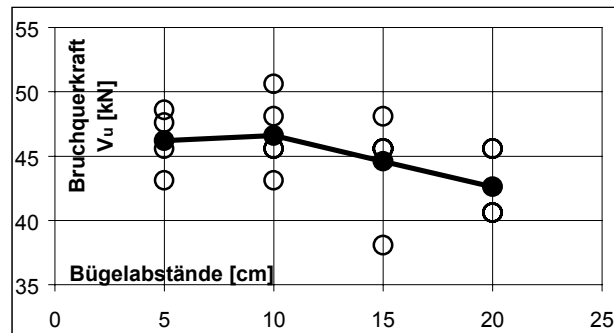
Es bleibt anhand der durchgeführten Schlupfmessungen der Längsbewehrung zu prüfen, ob infolge der Last-

Es ist sehr wahrscheinlich, dass ein Zusammenhang zwischen der Vergrößerung der Bügelabstände und der Beanspruchung des Verankerungsbereiches der Längszugbewehrung besteht. Denkbar scheint, dass durch die Vergrößerung des Bügelabstandes und damit der Querbewehrung der Längszugbewehrung die Interaktion der Verbundmaterialien in zunehmenden Maße beeinträchtigt wird. Entsprechende Beobachtungen wurden in [dasc_3] gemacht. Hier wurde ein gegenüber dem Stahlbeton "völligerer" Verlauf der Zugkraftlinie festgestellt.

Das Diagramm 6.1.1.1 zeigt die in den Versuchen festgestellten Bruchquerkräfte für die untersuchten Bügelabstände 5, 10, 15 und 20cm. Die Einzelwerte jeder Versuchsserie werden durch helle Kreise, die Mittelwerte durch Punkte markiert.

Danach kann analog [jano_2] bei einer Verdopplung des Bügelabstandes von $s_w=5$ auf 10cm keine deutliche Veränderung der Bruchquerkraft beobachtet werden.

Die Verdopplung der Bügelabstände s_w bedeutet eine Halbierung des Bügelbewehrungsgrades ρ_w . Da die Bruchlasten betragsmäßig in etwa gleich groß sind, kann ein Versagen durch das Erreichen der Festigkeit f_{ym} der Bügelbewehrung als Versagenskriterium ausgeschlossen werden. Der Bruch wird vielmehr durch das Versagen der Verankerung der Querkraftbewehrung bedingt.



Dia. 6.1.1.1 Entwicklung der Bruchquerkraft in Abhängigkeit des Bügelabstandes s_w

Bei einer weiteren Vergrößerung des Bügelabstandes auf 15 bzw. 20cm kann nach Diagramm 6.1.1.1 eine abfallende Tendenz der Bruchquerkräfte beobachtet werden. In diesen Versuchsreihen kommt es vor dem Versagen der Verankerung der Querkraftbewehrung zu einer Einschnürung der Druckzone. Der in der Versuchsplanung angestrebte Querkraftbruch tritt nicht mehr ein. Die in Diagramm 6.1.1.1 aufgezeigten Querkräfte im Bruchzustand für die Bügelabstände $s_w=15, 20$ cm haben nur orientierenden Charakter.

Damit kann zunächst festgestellt werden, dass der Bügelabstand s_w deutlichen Einfluss auf die Tragwirkung und den Bruchzustand hat. Es können die Versuchsbeobachtungen [jano_1, schä_2] bestätigt werden, dass der Bügelbewehrungsgrad ρ_w bzw. die Bügelquerschnittsfläche a_{s_w} bezüglich der Querkrafttragfähigkeit von untergeordneter Bedeutung sind. Vielmehr scheint die Nachgiebigkeit der Verankerung der Längs- und Querkraftbewehrung den Lastfluss zu bedingen.

6.1.2 Längsbewehrungsgrad

Entsprechend der graphischen Ergänzung in Diagramm 6.1.2.1 wird im Querschnitt für den Versuchsbalken mit einem Längsbewehrungsgrad $\rho_L=0,62\%$ (Versuchsserie VI/3/13_1a) ein Längsstab $d_{sL}=10\text{mm}$ in der untersten Stahlage gegenüber den Versuchsbalken mit einem Längsbewehrungsgrad $\rho_L=0,78\%$ (Versuchsserie VI/3/13_1b) ausgespart.

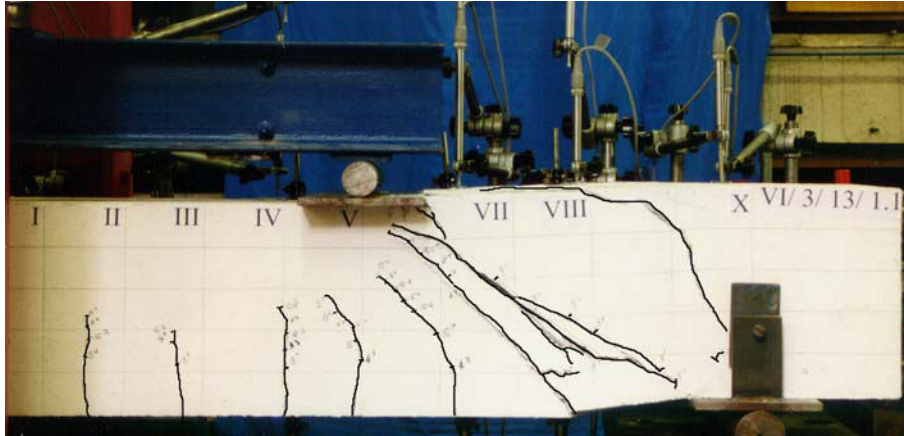


Abb. 6.1.2.1 Bruchbild des Versuchsbalkens VI/3/13/1A_1 mit einem Bügelabstand $s_w=5\text{cm}$

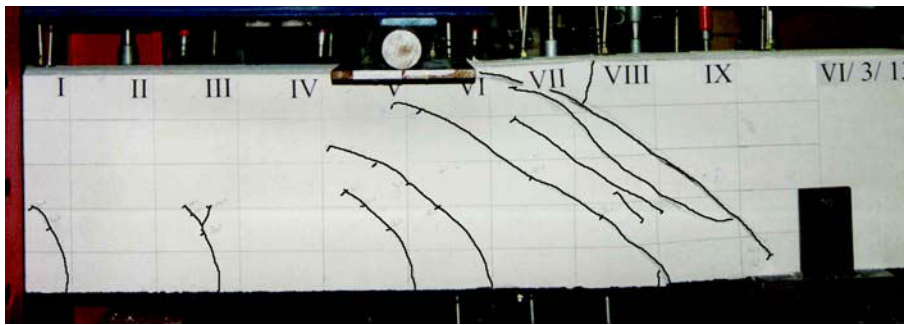


Abb. 6.1.2.2 Bruchbild des Versuchsbalkens VI/3/13/1B_3 mit einem Bügelabstand $s_w=5\text{cm}$

Die Abbildungen 6.1.2.1-2 zeigen typische Bruchbilder der untersuchten Versuchsbalken bei variierendem Längsbewehrungsgrad.

In allen Einzelversuchen wird der Bruch unabhängig von ρ_L durch das Abplatzen der seitlichen Betonüberdeckung und damit durch das Versagen der Verankerung der Querkraftbewehrung bedingt.

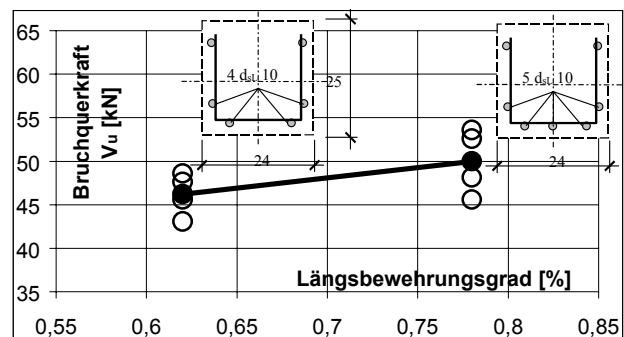
Die Versuchsbeobachtungen bezüglich einer parallel zum Verankerungsstab verlaufenden Rissbildung an der Balkenoberseite und des Rückganges der Bügelbeanspruchung kurz vor dem Bruch stimmen prinzipiell mit denen nach Abschnitt 6.1.2 überein.

Das ist ein Hinweis auf das Erreichen kritischer Festigkeitswerte des Porenbetons im Bügelverankerungsbereich, dem Knotenpunkt zwischen dem geneigten Hauptspannungsfeld und den Vertikalstäben, und damit auf ein Versagen der Verankerung der Querkraftbewehrung.

Das Diagramm 6.1.2.1 zeigt die in den Versuchen festgestellten Bruchquerkräfte für die untersuchten Längsbewehrungsgrade $\rho_L=0,62$ und $0,78\%$. Es kann durch die Erhöhung des Längsbewehrungsgrades ρ_L eine Vergrößerung der Bruchquerkraft V_u beobachtet werden.

Damit beeinflusst der Längsbewehrungsgrad ρ_L den inneren Lastfluss im querkraftbeanspruchten Bereich. Es bleibt zu vermuten, dass nicht die Dehnsteifigkeit der Biegezugbewehrung, sondern die konstruktive Anordnung der Längsbewehrung die Nachgiebigkeit der Verankerung der Querkraftbewehrung in der Balkenzugzone und damit den inneren Lastfluss bedingt.

Es bleibt in den folgenden Abschnitten zu klären, worauf sich der Anstieg der Bruchquerkraft zurückführen lässt.



Dia. 6.1.2.1 Entwicklung der Bruchquerkraft in Abhängigkeit des Längsbewehrungsgrades ρ_L

6.1.3 Bügelverankerungstabdurchmesser

Die Abbildungen 6.1.3.1-3 zeigen die Bruchbilder der Versuchsbalken bei variierendem Verankerungstabdurchmesser der Querkraftbewehrung in der Balkendruckzone. Das Versagen wird in der Regel durch den Bruch der Verankerung der Querkraftbewehrung bedingt.



Abb. 6.1.3.1 Bruchbild des Versuchsbalkens VI/3/13/ds_12_1 mit einem Verankerungstabdurchmesser 12mm

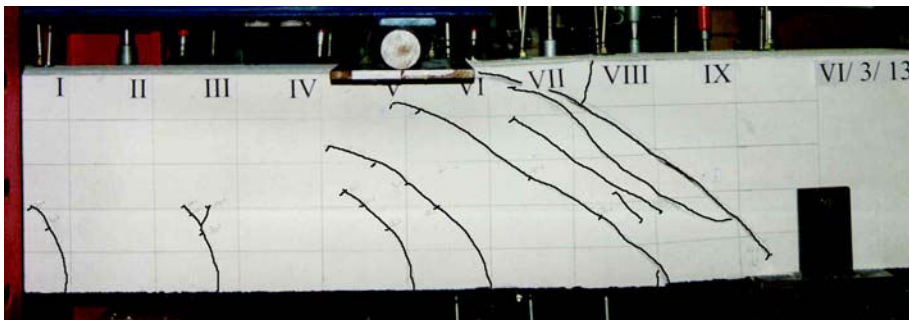


Abb. 6.1.3.2 Bruchbild des Versuchsbalkens VI/3/13/1B_1 mit einem Verankerungstabdurchmesser 10mm



Abb. 6.1.3.3 Bruchbild des Versuchsbalkens VI/3/13/ds_8_1 mit einem Verankerungstabdurchmesser 8mm



Abb. 6.1.3.4 Detail der Versagenszone des Versuchsbalkens VI/3/13/ds_12_1

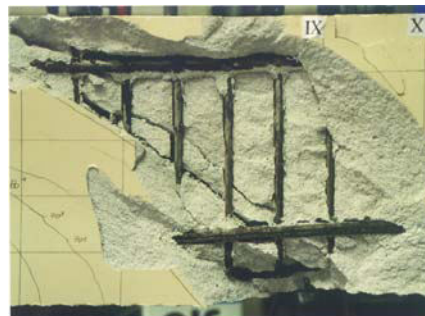


Abb. 6.1.3.5 Detail der Versagenszone des Versuchsbalkens VI/3/13/ds_8_1

Abweichend von diesem Versagensbild kann bei einem der drei durchgeführten Balkenversuchen mit einem Verankerungstabdurchmesser $d_{sA}=8\text{mm}$ ein Biegedruckbruch festgestellt werden. Der Bruch wird durch das Ausknicken der Druckbewehrung (vgl. Abb. 6.1.3.6) begleitet. Ein Ausknicken der Bewehrungsstäbe in der Balkendruckzone konnte in den auf Biegung versagten Balkenelementen der Versuchsreihen VI/3/13/3a-4a (Abschn. 6.1.1) nicht beobachtet werden. Es bleibt daher zu untersuchen, ob ein Verankerungsschlupf der Längszugbewehrung feststellbar ist und damit ein sekundärer Biegebruch vorliegt oder ob durch die verringerte Querschnittsfläche der Biegedruckbewehrung die Querschnittsbiegetragfähigkeit erreicht wurde.

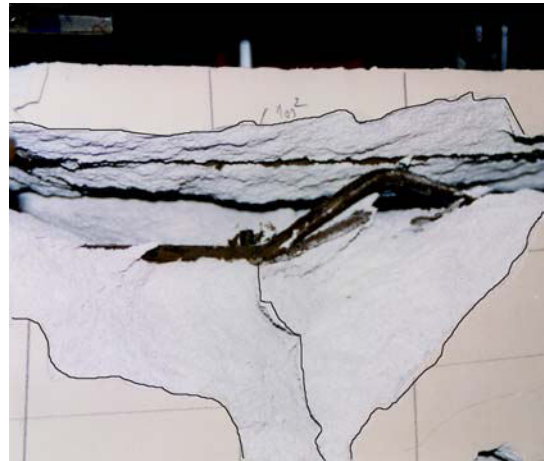
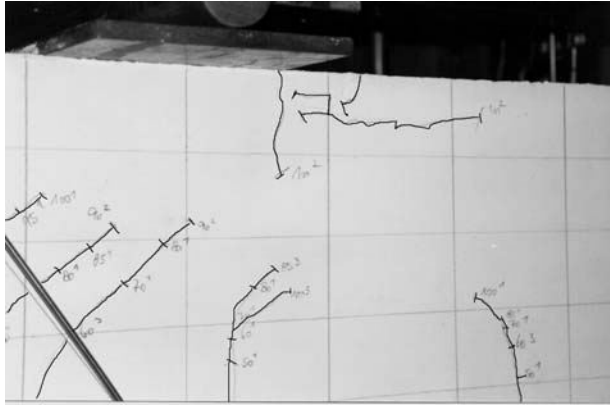


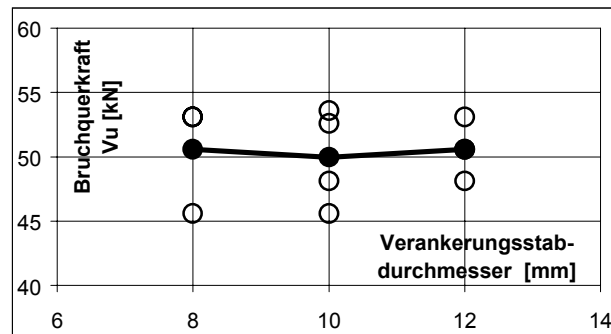
Abb. 6.1.3.6
Bruchbild des Versuchs balkens VI/3/13/ds_8_3
mit einem Verankerungstabdurchmesser 8mm

- oben links: Ausbildung von Rissen im
momentenkonstanten Bereich
- unten links: Zerstörte Druckzone
- oben rechts: Detailaufnahme der zerstörten
Druckzone mit seitlich ausgeknickter
Druckbewehrung,

Diagramm 6.1.3.1 zeigt die in den Versuchen festgestellten Bruchquerkräfte für die untersuchten Verankerungstabdurchmesser $d_{sA}=8, 10$ und 12 mm. Danach kann zunächst eine leichte Verminderung der mittleren Bruchquerkraft V_u bei der Vergrößerung des Verankerungstabdurchmessers von 8 auf 10 mm festgestellt werden. Die Bruchquerkräfte V_u der Verankerungstabdurchmesser 8 und 12 mm sind betragsmäßig in etwa gleich groß.

Diese Entwicklung entspricht damit nicht der Vorüberlegung. Hier wurde mit einer Zunahme der Bruchquerkräfte bei ansteigenden Verankerungstabdurchmessern aufgrund der höheren Verankerungsteifigkeit und der größeren zur Verfügung stehenden Bettungsfläche gerechnet. Es bleibt damit zu untersuchen, welche Einflüsse die Versagenslast V_u bedingen.

Durch die maschinelle Fertigung der Bewehrungskörbe ist das Innenmaß festgelegt. Das bedeutet, dass das Verhältnis aus der seitlichen Betonüberdeckung zum Verankerungstabdurchmesser e/d_{sA} für die Serien keine Konstante bildet. Es bleibt zu prüfen, ob hieraus eine Beeinflussung der Bruchquerkräfte resultiert.



Dia. 6.1.3.1 Entwicklung der Bruchquerkraft in Abhängigkeit des Biegelankerungstabdurchmessers d_{sA}

6.1.4 Schubschlankheit

Die bautechnische Durchbildung der Versuchsbalken der betrachteten Serien VI/3/13_1b ($a/d=2,26$), VI/3/13_a/d_3 ($a/d=3,0$) und VI/3/13_a/d_1.5 ($a/d=1,5$) ist völlig identisch und entspricht dem zugelassenen Balkenelement VI/3/13 [rich_11]. Es variiert die Stellung der symmetrischen Einzellasten und damit die Größe des querkräftbeanspruchten Bereiches.

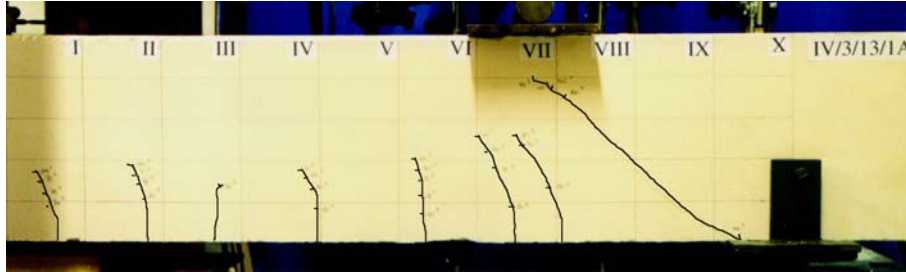


Abb. 6.1.4.1 Bruchbild des Versuchsbalkens VI/3/13/1AD_1.5_1 mit Schubschlankheit von $a/d=1,5$

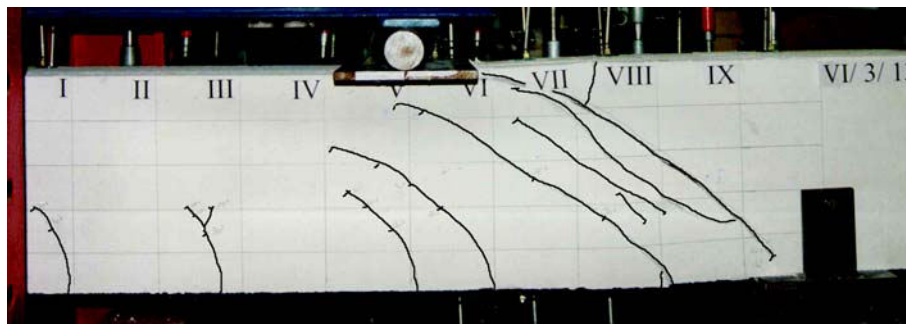


Abb. 6.1.4.2 Bruchbild des Versuchsbalkens VI/3/13/1B_3 mit Schubschlankheit von $a/d=2,2$

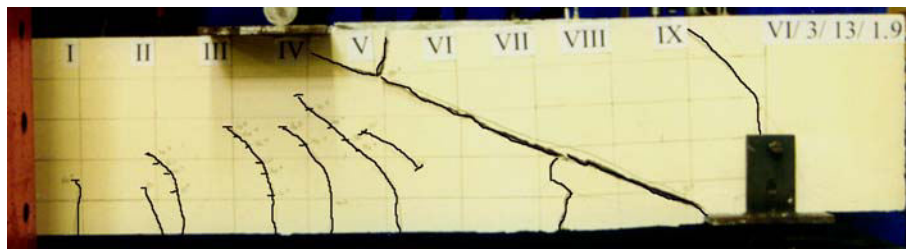


Abb. 6.1.4.3 Bruchbild des Versuchsbalkens VI/3/13/AD_3_3 mit Schubschlankheit von $a/d=3,0$



Abb. 6.1.4.4 Draufsicht auf Versuchsbalken VI/3/13/AD_1.5_1 mit Schubschlankheit von $a/d=1,5$



Abb. 6.1.4.5 Ansicht des Versuchsbalkens VI/3/13/AD_3_3 mit Schubschlankheit von $a/d=3,0$

In allen Einzelversuchen wird der Bruch durch das Abplatzen der seitlichen Betonüberdeckung und damit durch das Versagen der Verankerung der Querkraftbewehrung im querkräftbeanspruchten Bereich bedingt (vgl. Abb. 6.1.4.1-5).

Obwohl die bautechnische Durchbildung der Balken und damit die Steifigkeitsverhältnisse der Balkenelemente übereinstimmend sind, können unterschiedliche Neigungswinkel der Querkraftfrisse festgestellt werden.

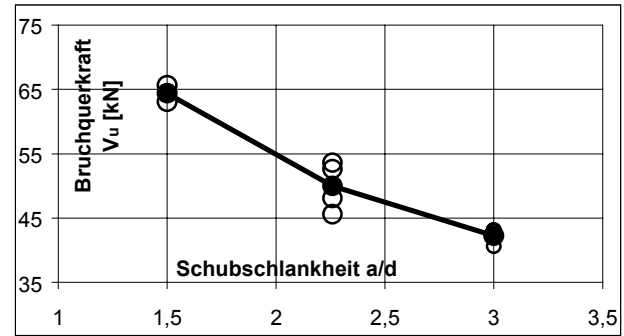
Das ist ein Hinweis darauf, dass die direkte Lastabtragung auch bei Schubschlankheiten $a/d \geq 3,0$ eine bedeutsame Rolle spielt.

In vorangegangenen Untersuchungen [bris_1] wurde bereits von einer dominierenden direkten Lastabtragung durch Sprengwerk Wirkung berichtet.

Dieses besondere Verhalten des querkräftbewehrten Porenbetons lässt sich entsprechend der Vorbetrachtung auf das nachgiebige Verhalten der Querkraftbewehrung zurückführen und soll im Rahmen der Auswertung durch vergleichende Berechnungen (vgl. Abschn. 6.7) gestützt werden.

Diagramm 6.1.4.1 zeigt die in den Versuchen festgestellten Bruchquerkräfte für die untersuchten Schubslankheiten $a/d=1,5, 2,2$ und $3,0$. Danach kann eine deutliche Verminderung der Bruchquerkraft mit anwachsender Schubslankheit festgestellt werden. Diese Entwicklung stimmt mit den Überlegungen der Vorbetrachtung überein. Danach führt die Verschiebung der Lasteinleitungspunkte in Richtung der Balkenmitte zu einer verringerten direkten Lastabtragung über ein Sprengwerk. Die daraus resultierende erhöhte Beanspruchung der Bügel bzw. Bügelverankerung bedeutet eine Verminderung der Bruchquerkräfte. Es bleibt im Folgenden zu klären, inwieweit die direkte Lastabtragung durch die Laststellung beeinflusst wird.

festgestellten Bruchquerkräfte für die untersuchten



Dia. 6.1.4.1 Entwicklung der Bruchquerkraft in Abhängigkeit der Schubslankheit a/d

6.1.5 Lastart

Entsprechend der vorangegangenen Untersuchung der Versuchsbalken bei variierender Schubslankheit werden zur Untersuchung der Auswirkung der Lastart auf die Querkraftbruchlast identische Balkenelemente verwandt. Einander vergleichend gegenübergestellt werden die Ergebnisse aus der Viertelpunktbelastung der

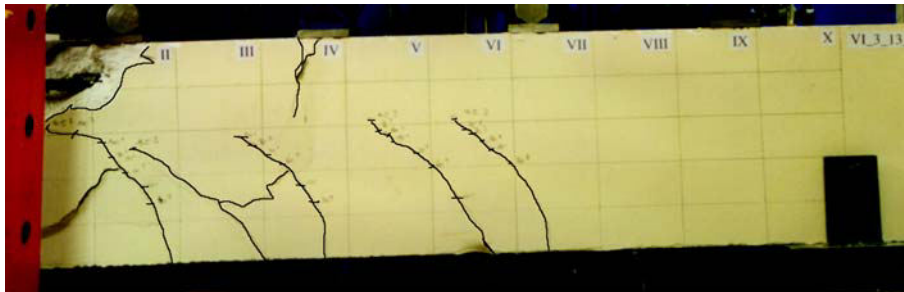


Abb. 6.1.5.1 Bruchbild des Versuchsbalkens VI/3/13/1_L_1 mit einer Linienlast

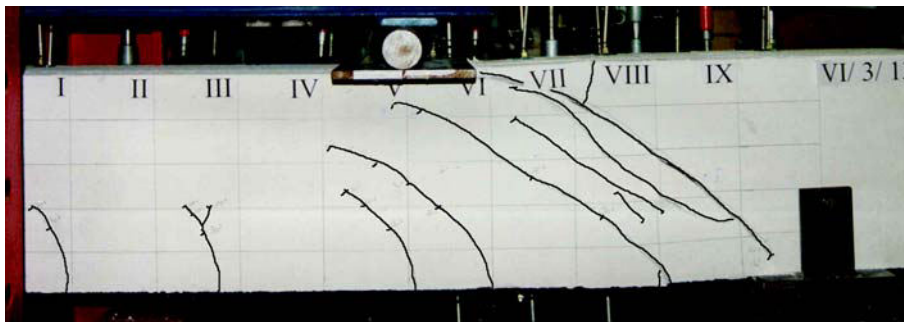


Abb. 6.1.5.2 Bruchbild des Versuchsbalkens VI/3/13/1B_3 mit einer Viertelpunktlast

Versuchsserie VI/3/13_1b ($a/d=2,23$) und der Linienbelastung der Versuchsserie VI/3/13_L.

Abweichend vom typischen Querkraftversagen durch das Abplatzen der seitlichen Betonüberdeckung bei einer Viertelpunktbelastung (vgl. Abschn. 6.1.4) kann bei der Linienbelastung ein Biegedruckbruch festgestellt werden.

Begleitet wird die Zerstörung der Biegedruckzone durch das seitliche Ausknicken der Druckbewehrung (vgl. Abb. 6.1.5.3.-4).

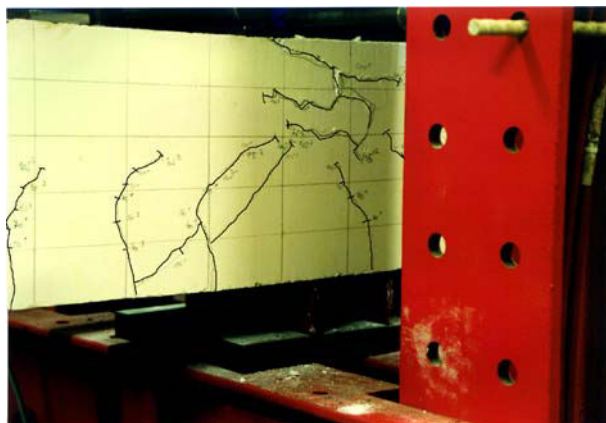


Abb. 6.1.5.3 Zerstörung der Balkendruckzone bei Versuchsbalken VI/3/13/L_1

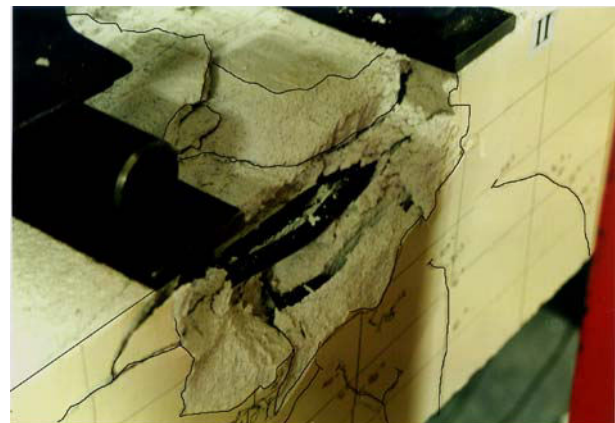
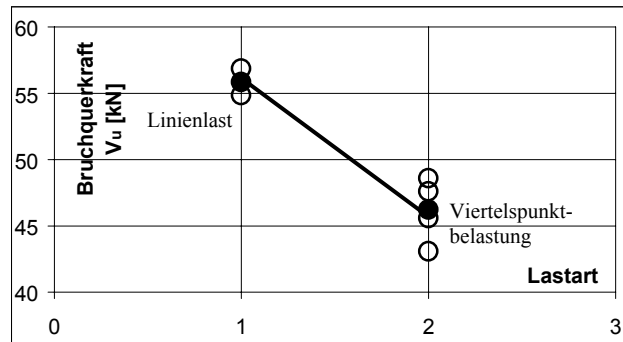


Abb. 6.1.5.4 Detaildarstellung der zerstörten Balkendruckzone mit seitlich ausgeknickter Druckbewehrung bei Versuchsbalken VI/3/13/L_1

Das Ausknicken der Druckbewehrung wurde bereits bei der experimentellen Untersuchung des Verankerungsstabdurchmessers 8mm beobachtet. Damit bleibt auch in diesem Zusammenhang zu prüfen, ob ein Verankerungsschlupf der Längszugbewehrung vorliegt und die Einschnürung der Betondruckzone (sekundärer Biegedruckbruch) bedingt oder ob die aus der Linienbelastung resultierende Momentenbeanspruchung die Querschnittsbiegetragfähigkeit erschöpft.

Diagramm 6.1.5.1 zeigt die in den Versuchen festgestellten Bruchquerkräfte für die untersuchte Linien- bzw. Viertelpunktbelastung. Danach führt die Konzentration der Belastung in den Viertelpunkten zu einer deutlichen Verminderung der Bruchquerkraft. Bei der Linienbelastung werden die auflagnahen Lastanteile direkt ins Auflager abgetragen und beanspruchen somit nicht die Querkraftbewehrung.

Aufgrund dessen ist die in der Balkendruckzone zu verankernde Vertikalbeanspruchung der Querkraftbewehrung gering. Die äußere Last und damit die einwirkende Querkraft kann bei der linienhaften Belastung deutlich gegenüber der Viertelpunktlast erhöht werden.



Dia. 6.1.5.1 Entwicklung der Bruchquerkraft in Abhängigkeit der Lastart

6.2 Einflüsse auf das Rissbild und die Bügelauslastung

6.2.0 Zusammenhang zwischen Rissentwicklung und Bügelauslastung

Die Abbildung 6.2.0.1 zeigt exemplarisch das Rissbild eines Versuchsbalkens (VI_3_13_2A_5) mit den zugehörigen Lasteinleitungspunkten und Auflagerungen. Die Balkenoberfläche wurde im Rahmen der Versuchsvorbereitung durch ein gleichförmiges Raster in Segmente unterteilt, die eine Dokumentation der Rissentwicklung ermöglichen. An den Rissen werden die jeweiligen Laststufen ergänzt. Damit kann ein Bezug zwischen Risslage, Risstiefe und der zugehörigen Beanspruchung hergestellt werden. Die schraffierten Bereiche in der Abbildung stellen Abplatzungen der seitlichen Betonüberdeckung dar.

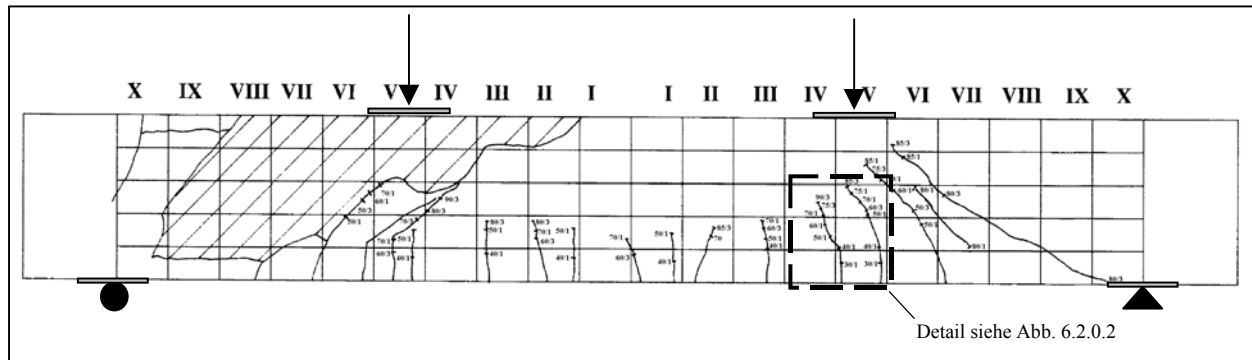


Abb. 6.2.0.1 Rissentwicklung des Versuchsbalkens VI/3/13/2A_5

Erste sichtbare Risse treten innerhalb der ersten Laststufen an der Balkenunterseite zwischen den Lasteintragungspunkten, im Bereich maximaler Momentenbeanspruchung, auf. Hierbei handelt es sich um vertikale Biegerisse. Die Biegerisse sind Folge des Erreichens der Porenbetonzugfestigkeit f_{ct} in der Balkenzugzone. Es finden Spannungumlagerungen statt. Die freiwerdenden Zugspannungen werden durch die Längsbewehrung aufgenommen. Diese Entwicklung kann auch beim bewehrten Normalbeton beobachtet werden. Im Bereich zwischen den Lasteintragungspunkten verlaufen die Hauptspannungen infolge der eingetragenen Belastung horizontal, so dass es zu keiner Ablenkung der Biegerisse kommt. Die Risswurzeln der Biegerisse entwickeln sich im Verlauf der weiteren Laststeigerung bis in die Nähe der rechnerischen Nulllinienlage vor. Die Biegerissbildung ist deutlich vor Erreichen der Bruchlast abgeschlossen.

Im querkraftbeanspruchten Bereich, in der Nähe der Lasteintragungssache, entwickeln sich aus den anfänglichen Biegerissen geneigte Biegeschubrisse. Die Neigung dieser Risse lässt sich auf die geneigten Hauptspannungsverläufe zurückführen. Ursache der Rissbildung ist das Erreichen der Porenbetonzugfestigkeit f_{ct} infolge der Wirkung der geneigten Hauptzugspannungen. Die Neigung der Biegeschubrisse beginnt etwa in der Schwerachsenlage der Längszugbewehrung (vgl. Rissbild Abb. 6.2.0.2) Die Entwicklung dieser Biegeschubrisse ist zu keinem Zeitpunkt des Versuches abgeschlossen. Es kann eine stetige Entwicklung der Risswurzel in die Balkendruckzone beobachtet werden.

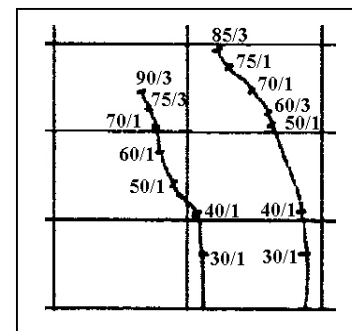


Abb. 6.2.0.2 Detailausschnitt aus dem betrachteten Versuchsbalken

Bei weiterer Laststeigerung bilden sich plötzlich auftretende Querkraftrisse im querkraftbeanspruchten Bereich aus. Charakteristischweise besitzen diese Querkraftrisse zwei Risswurzeln. Diese befinden sich an der Balkenunterseite im unmittelbaren Bereich der Auflagervorderkante bzw. im Bereich der Balkendruckzone am Lasteinleitungspunkt. Zwischen den Risswurzeln gestaltet sich der Verlauf der Rissufer nahezu linear. Während sich die Biegerisse bzw. Biegeschubrisse über mehrere Laststufen entwickeln, ist mit dem Auftreten der Querkraftrisse ihre Entwicklung weitestgehend abgeschlossen. Sie durchtrennen den querkraftbeanspruchten Bereich und führen so zu einer Separierung der Verbundstruktur in einzelne Tragwerksteile. Es bilden sich infolgedessen Betondruckfelder bzw. -streben und Zugstäbe aus. Die beobachtete Neigung der Querkraftrisse ist abhängig von der bautechnischen Durchbildung, der Lastart und Laststellung. Auch die Rissbildung der Querkraftrisse lässt sich auf das Erreichen der Porenbetonzugfestigkeit f_{ct} zurückführen und wird durch die geneigten Hauptspannungen bedingt.

In den Versuchen werden entsprechend den Messstellenplänen die Bügelbeanspruchungen ermittelt. Anhand dieser Messungen kann nachvollzogen werden, wie sich die Rissbildung auf die Bügelbeanspruchung im querkraftbeanspruchten Bereich auswirkt. Das Diagramm in Abbildung 6.2.0.3 zeigt die Bügelbeanspruchung in Abhängigkeit von der Belastung über die Balkenlängsachse. Messtechnisch erfasst werden 3 Messpunkte, die innerhalb des querkraftbeanspruchten Bereiches angeordnet sind. Bügelmessungen in vorab durchgeführten Tastversuchen haben gezeigt, dass im momentenkonstanten Bereich die Bügel keine bzw. eine Druckbeanspruchung erfahren. Auch im direkten Auflagerbereich konnte keine Bügelaktivität, die auf eine Normkraftbeanspruchung schließen lässt, festgestellt werden. Aus diesem Grund werden die Messkurven dahingehend ergänzt, dass die Bügelbeanspruchung im Auflagerpunkt und in der Lasteintragungsschneise betragsmäßig zu Null gesetzt wird.

Nach den Messungen kann festgestellt werden, dass die Biegerissbildung zu keiner vertikalen Beanspruchung in den Bügelschenkeln führt. Erste nennenswerte Bügelaktivitäten fallen mit der Ausbildung von Biegeschubrisse zusammen. Die ersten geneigten Biegeschubrisse treten im betrachteten Beispiel bei einer Belastung von $V_{exp}=25\text{ kN}$ ($P_{exp} = 50\text{ kN}$) in der Nähe der Lasteinleitungspunkte auf. Gemäß Diagramm in Abb. 6.2.0.3 werden erste Bügelbeanspruchungen der IWT_11, 12 bei exakt dieser Belastungsstufe gemacht.

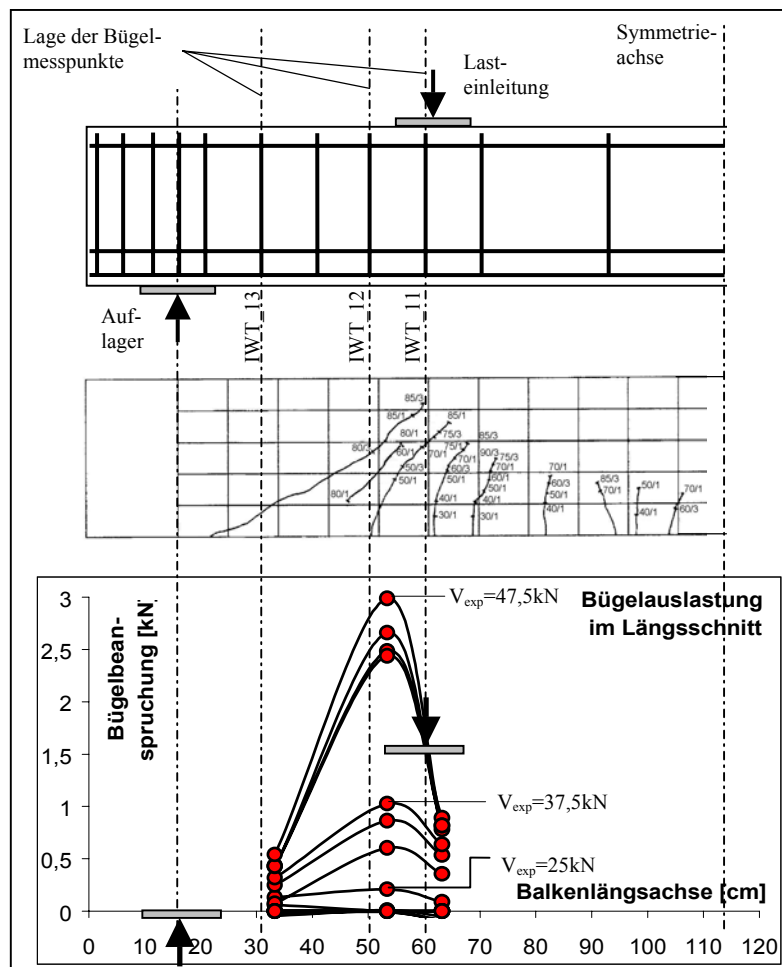


Abb. 6.2.0.3 Bügelbeanspruchung in Abhängigkeit der Querkrafterrissbildung

Der Aufnehmer IWT_13 befindet sich in Auflagernähe. Die Biegeschubrissebildung bedingt hier keine Bügelaktivität. Eine weitere Laststeigerung zwischen $V_{exp}=25$ und $37,5\text{ kN}$ sowie die einhergehende stetige Entwicklung der geneigten Biegeschubrisse in die Balkendruckzone führt zu einer gleichmäßig zunehmenden Beanspruchung der Bügel im Lasteinleitungsbereich (IWT_11_12). Die Aktivitäten im Bereich der Auflagervorderkante sind bislang vernachlässigbar.

Die plötzliche Ausbildung von Querkrafrissen bei einer Belastung von $V_{exp}=40\text{kN}$ führt zu einem sprunghaften Anstieg der Schenkelbeanspruchung des mittig gelegenen Bügels (IWT_12). Gleichmaßen werden die Bügel im Bereich der Auflagervorderkante und im Bereich der Lasteinleitung in Folge der Querkrafrissbildung beansprucht, wobei hier die Zunahme moderat bleibt. Der Bruch kann in diesem Beispiel bei einer Laststufe $V_{exp}=47,5\text{kN}$ festgestellt werden. Die Querkrafrisse haben sich sehr weit in die Balkendruckzone vorgearbeitet. Es können Rissbreiten der Querkrafrisse von ca. 0,45mm gemessen werden. Das Versagen setzt plötzlich ein, indem die seitliche Betonüberdeckung im Bereich des Lasteinleitungspunktes abplatzt und der Verankerungsstab die Bettung verliert.

Damit kann festgestellt werden, dass ausschließlich die Biegeschubriss- bzw. Querkrafrissbildung die Bügelschenkel zur Abtragung der Querkraft aktivieren. In der Nähe des Lasteinleitungspunktes und in der Mitte des querkraftbeanspruchten Bereiches ist eine hohe Bügelbeanspruchung festzustellen. Diese klingt zum Auflager hin ab. Zurückführen lässt sich diese Tendenz darauf, dass im unmittelbaren Auflagerbereich die Last über eine Druckstrebe direkt abgetragen wird und damit die Bügel bezüglich der Querkraftabtragung weniger bzw. nicht beansprucht werden.

Im Folgenden werden die Bügelmessungen der einzelnen Versuchsserien aufgezeigt.

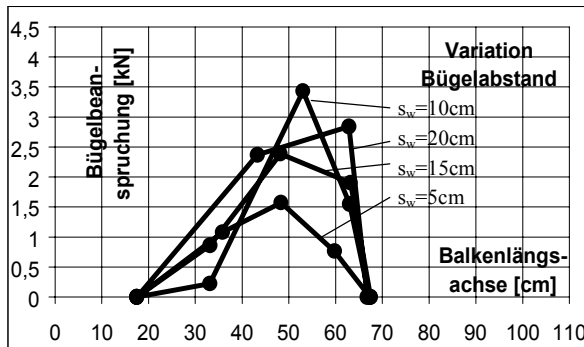
6.2.1 BÜGELABSTAND

Die Diagramme 6.2.1.1-4 zeigen die versuchs-technisch ermittelte BÜGELbeanspruchung im Bruchzustand für die untersuchten BÜGELabstände $s_w=5, 10, 15, 20\text{cm}$ in Abhängigkeit der Balkenlängsachse¹. Den Mittelwerten jeder Serie werden zwischen 4 und 5 Einzelversuche zugrunde gelegt. Diese werden durch die hellen Kreise markiert. Die daraus abgeleitete mittlere BÜGELauslastung wird durch die dunklen Kreise markiert.

Ein Einfluss auf den qualitativen Verlauf der Messkurven durch die Variation der BÜGELabstände s_w kann danach nicht festgestellt werden. In der Nähe des Lasteinleitungspunktes ist eine hohe BÜGELbeanspruchung festzustellen. Die Beanspruchung klingt zum Auflager hin ab. Die maximalen Schenkelbeanspruchungen der Mittelwerte betragen nach den Versuchen:

$Z_{w,max}(s_w=5\text{cm})$	= 1,58 kN,
$Z_{w,max}(s_w=10\text{cm})$	= 3,43 kN,
$Z_{w,max}(s_w=15\text{cm})$	= 2,39 kN,
$Z_{w,max}(s_w=20\text{cm})$	= 2,84 kN.

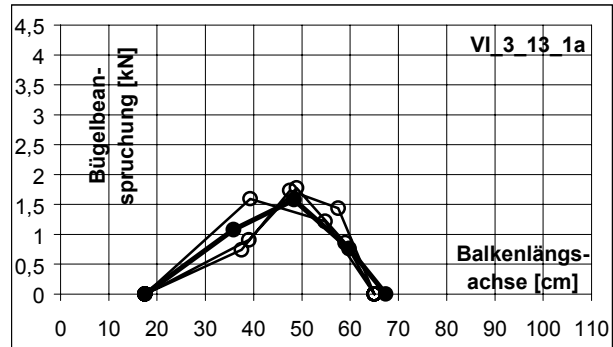
Diagramm 6.2.1.5 zeigt die Mittelwerte der BÜGELauslastung im Balkenlängsschnitt für die Serien im Überblick.



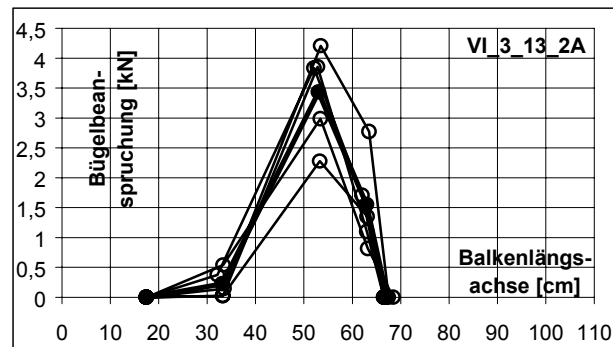
Dia. 6.2.1.5 BÜGELauslastung in Balkenlängsrichtung für die BÜGELabstände $s_w=5, 10, 15, 20\text{cm}$

Bei der Beurteilung der quantitativen Auslastung in Abhängigkeit des BÜGELabstandes soll zunächst die mittlere Messstelle (IWT_12), die im Allgemeinen die höchste Beanspruchung erfährt, berücksichtigt werden. Diagramm 6.2.1.6 zeigt diese Werte in Abhängigkeit des BÜGELabstandes s_w .

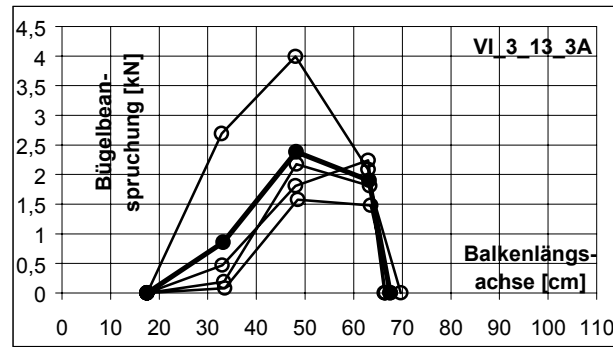
Danach verdoppelt sich die Schenkelbeanspruchung im Mittel von 1,58 kN für $s_w=5\text{cm}$ auf 3,43 kN für $s_w=10\text{cm}$.



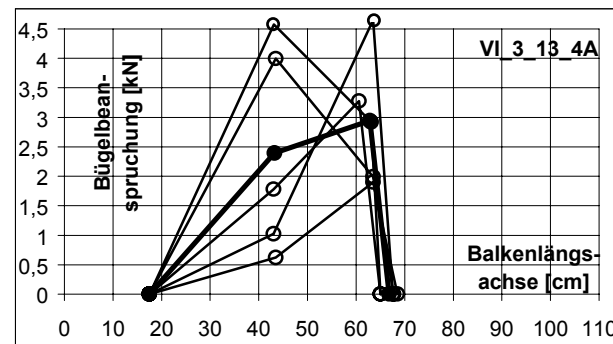
Dia. 6.2.1.1 BÜGELauslastung in Balkenlängsrichtung für den BÜGELabstand $s_w=5\text{cm}$



Dia. 6.2.1.2 BÜGELauslastung in Balkenlängsrichtung für den BÜGELabstand $s_w=10\text{cm}$



Dia. 6.2.1.3 BÜGELauslastung in Balkenlängsrichtung für den BÜGELabstand $s_w=15\text{cm}$



Dia. 6.2.1.4 BÜGELauslastung in Balkenlängsrichtung für den BÜGELabstand $s_w=20\text{cm}$

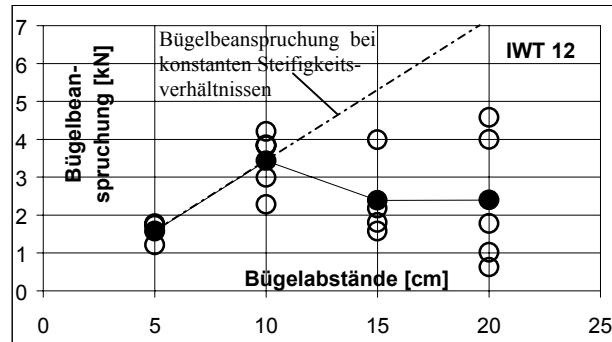
¹ Messtechnisch erfasst wurden 3 Messpunkte, die innerhalb des querkraftbeanspruchten Bereiches angeordnet waren. BÜGELmessungen in Tastversuchen haben gezeigt, dass im momentenkonstanten Bereich die BÜGEL keine bzw. eine Druckbeanspruchung erfahren. Auch im direkten Auflagerbereich konnte keine BÜGELaktivität, die auf eine Längskraftbeanspruchung schließen lässt, festgestellt werden. Aus diesem Grund werden die Messkurven dahingehend ergänzt, dass die BÜGELbeanspruchung im Auflagerpunkt und in der vertikalen Lastlinie betragsmäßig gleich Null ist.

Die Verdopplung der Beanspruchung lässt sich auf die Halbierung der zur Verfügung stehenden Bügelquerschnittsfläche zurückführen.

Bei weiterer Vergrößerung des Bügelabstandes auf 15 bzw. 20cm bleibt diese Tendenz jedoch nicht erhalten. Die messtechnisch festgestellte Schenkelbeanspruchung fällt hier auf 2,4 kN ($s_w=15\text{cm}$) bzw. 2,8kN ($s_w=20\text{cm}$) ab, obwohl die zur Abtragung der Querkraft zur Verfügung stehende Bügelquerschnittsfläche deutlich verringert wird.

Hierbei muss jedoch angemerkt werden, dass sich der Bruch bei den Versuchsbalken mit den Bügelabständen $s_w=15, 20\text{cm}$ eindeutig auf ein sekundäres Biegeversagen infolge Verankerungsschlupf der Längsbewehrung zurückführen lässt.

Damit haben die angegebenen Werte nur orientierenden Charakter. In das Diagramm 6.2.1.6 wird die Entwicklung der Bügelbeanspruchung gestrichelt ergänzt, die sich aus einer direkten Abhängigkeit vom Bügelbewehrungsgrad ergeben müsste. Die Abweichung der Messwerte von dieser Geraden bedeutet ein Beeinflussung des inneren Lastflusses durch des nachgiebigen Last-Verformungsverhalten der Bügelverankerung.



Dia. 6.2.1.6 Bügelbeanspruchung des IWT_12 in Abhängigkeit der Bügelabstände

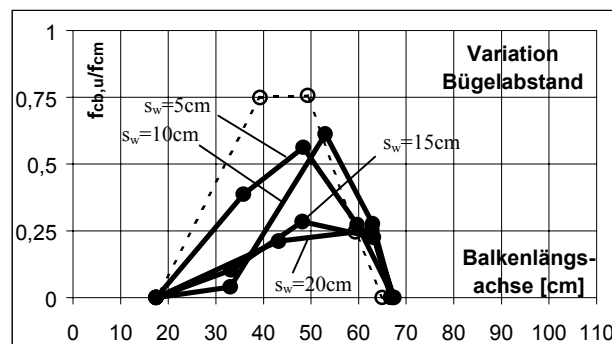
Weiteren Aufschluss bezüglich des Tragverhaltens sollen die Lochleibungspressungen unterhalb des Verankerungsstabes der Querkraftbewehrung geben. Im Bruchzustand kann nach Versuchen zur Tragfähigkeit von Verankerungsstäben in Porenbeton (vgl. Abschn. 4.2) von einer gleichmäßigen Verteilung der Lochleibungspressungen unterhalb des Verankerungsstabes ausgegangen werden. Dieser Überlegung folgend werden aus der Bügelbeanspruchung in Abhängigkeit des Verankerungsstabdurchmessers d_{sA} und des Bügelabstandes s_w die zugehörigen Pressungen berechnet.

Diagramm 6.2.1.7 zeigt den Verlauf der bezogenen Lochleibungspressung im Bruchzustand $f_{cb,u}/f_{cm}$ unterhalb des Verankerungsstabes. Danach kann festgestellt werden, dass die auf die einachsige Druckfestigkeit bezogenen Lochleibungspressungen im Bruchzustand für die Bügelabstände $s_w=5$ und 10cm betragsmäßig in der gleichen Größenordnung liegen. Die ermittelten Pressungen für die Abstände 15 bzw. 20 cm liegen deutlich darunter.

Tabelle 6.2.1.1 setzt die festgestellten Werte unter Berücksichtigung der seitlichen Randüberdeckung mit den rechnerischen Werten nach den Ausziehversuchen (vgl. Abschn. 4.2) in Beziehung. Dabei ist $f_{cb,u,cal}/f_{cm} = 0,9(e/d_{sA})^{1/3}$.

s_w	d_{sA}	e/d_{sA}	$f_{cb,u,cal}/f_{cm}$	$f_{cb,u,exp}/f_{cm}$	$f_{cb,u,exp}/f_{cb,u,cal}$
[cm]	[mm]		[kN/cm ²]	[kN/cm ²]	
5	10	2,6	1,24	0,56	0,45
10	10	2,6	1,24	0,61	0,49
15	10	2,6	1,24	0,28	0,23
20	10	2,6	1,24	0,25	0,20

Tab. 6.2.1.1 Bezogene Lochleibungspressungen



Dia. 6.2.1.7 Bezogene Lochleibungspressung im Bruchzustand $f_{cb,u}/f_{cm}$ über die Balkenlängsachse in Abhängigkeit des Bügelabstandes s_w

Danach kann eine deutliche Verringerung der bezogenen Lochleibungspressungen im Bruchzustand $f_{cb,u}/f_{cm}$ gegenüber den Ausziehversuchen festgestellt werden. Diese Verringerung lässt sich auf die gleichzeitige Wirkung der Spaltzugspannungen und der geneigten Hauptdruckspannungen im querkraftbeanspruchten Bereich zurückführen.

Diagramm 6.2.1.8 zeigt die Lochleibungspressungen f_{cb} unterhalb des Verankerungsstabes im Bruchzustand für die Messstelle IWT_12 in Abhängigkeit des Bügelabstandes s_w . In Diagramm 6.2.1.9 werden diese Werte auf die einachsige Druckfestigkeit f_{cm} bezogen. Danach kann für die Bügelabstände $s_w=5, 10\text{cm}$ zunächst ein horizontaler Verlauf festgestellt werden. Die Lochleibungspressungen können hier im Mittel mit $f_{cb,u}/f_{cm}=0,59$ angegeben werden. Bei Vergrößerung der Bügelabstände auf $s_w=15, 20\text{cm}$ fallen diese deutlich ab und belegen den bezüglich einem Bügelverankerungsbruch unkritischen Spannungszustand für diese Versuchsreihen.

Die Beurteilung nur einer Messstelle ist nicht hinreichend, um den inneren Lastfluss und die Umlagerungsprozesse zu beschreiben. Ziel ist die quantitative Erfassung der direkt bzw. indirekt abgetragenen Querkraft. Hierzu werden im Folgenden die experimentell ermittelten Lochleibungspressungen unterhalb des Verankerungsstabes über den Stabdurchmesser und über den querkraftbeanspruchten Bereich integriert. Das Ergebnis ist unter Berücksichtigung der Schnittigkeit der Vertikalbewehrung eine über die Bügel in die Balken-

druckzone geleitete Vertikallast. Unter bestimmten Voraussetzungen, kann diese mit dem indirekten Querkraftanteil $V_{ind,u}$ gleichgesetzt werden.

Diagramm 6.2.1.10 zeigt die so ermittelte, über die Bügel ins Auflager abgetragene Querkraft $V_{ind,u}$ in Abhängigkeit des Bügelabstandes s_w . Erkennbar ist hier eine abnehmende Tendenz bei der Vergrößerung der Bügelabstände von $s_w=5$ auf 15cm. Diese Entwicklung setzt sich bei Bügelabständen von 20cm nicht fort². In Diagramm 6.2.1.11 wird unter Berücksichtigung der Bruchquerkräfte die bezogene über die Vertikalstäbe abgetragene Querkraft $V_{ind,u}/V_u$ in Abhängigkeit des Verankerungsstabdurchmessers d_{sA} dargestellt. Auch hier kann diese Tendenz beobachtet werden.

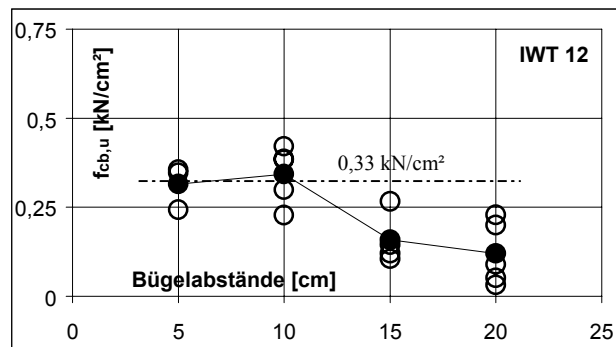
Damit können folgende Einflüsse auf den inneren Lastfluss durch die Variation des Bügelabstandes s_w festgestellt werden.

Eine Vergrößerung der Bügelabstände führt zu einer Verringerung der Verankerungssteifigkeit der Querkraftbewehrung. Diese bewirkt Lastumlagerungen, die tendenziell zu einer direkten Lastabtragung über ein Sprengwerk führen. Damit nimmt die Lochleibungsbeanspruchung unterhalb des Bügelverankerungsstabes ab.

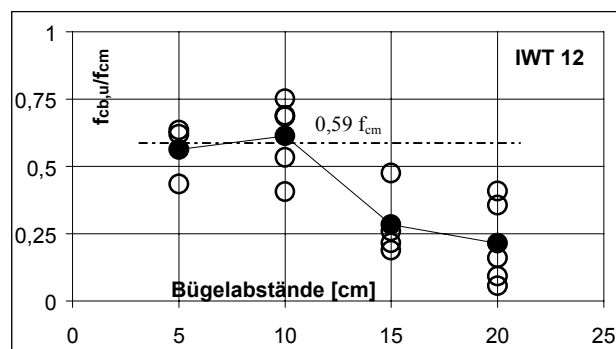
Die bewehrungstechnischen Gegebenheiten im Querschnitt sind für alle Serien identisch, so dass die seitliche Randüberdeckung und der Verankerungsstabdurchmesser bzw. das Verhältnis e/d_{sA} übereinstimmen. Der Querkraftbruch der Serien $s_w=5, 10$ cm wird durch den kritischen räumlichen Spannungszustand in der Bügelverankerungszone bedingt, der aus der Spaltzugbeanspruchung, der geneigten Hauptdruckspannung und den wirksamen Lochleibungspressungen resultiert. Die festgestellten Lochleibungspressungen im Bruchzustand $f_{cb,u}/f_{cm}$ bilden eine Konstante.

Die Auswirkungen auf die Neigung der Druckstrebe und damit den Spannungszustand der geneigten Hauptspannung im querkraftbeanspruchten Bereich sind durch die Vergrößerung der Bügelabstände von 5 auf 10cm so gering, dass in beiden Serien die gleiche mittlere Bruchquerkraft festgestellt werden kann.

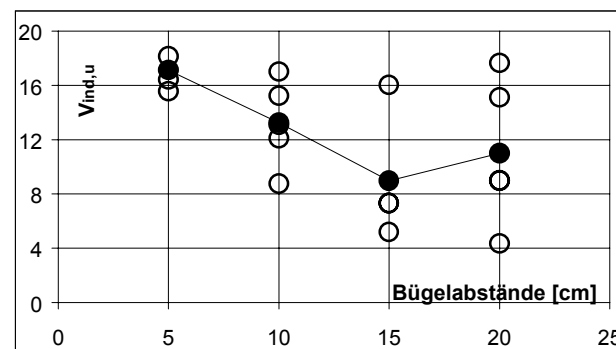
Für die Serien $s_w=15, 20$ cm sind aufgrund der überwiegenden direkten Lasteinleitung ($V_{ind,u} \ll V_{dir,u}$) die Lochleibungspressungen unterhalb des Verankerungsstabes unkritisch und damit nicht versagensbedingend. Der vorzeitige Biegebruch bedeutet eine deutliche Abminderung der Bruchlast gegenüber den Serien $s_w=5, 10$ cm.



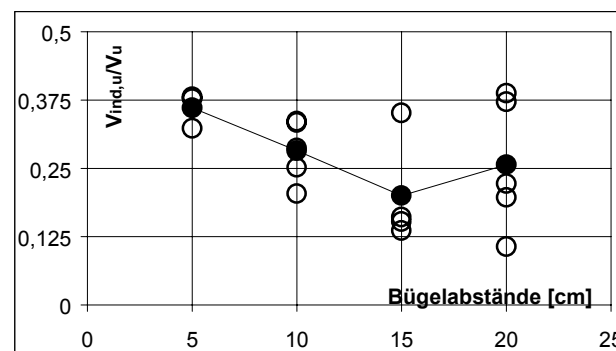
Dia. 6.2.1.8 Lochleibungsdruck im Bruchzustand $f_{cb,u}$ in Abhängigkeit des Bügelabstandes s_w



Dia. 6.2.1.9 Bezogene Lochleibungsdruck im Bruchzustand $f_{cb,u}/f_{cm}$ in Abhängigkeit des Bügelabstandes s_w



6.2.1.10 Indirekt übertragener Querkraft $V_{ind,u}$ in Abhängigkeit des Bügelabstandes s_w



Dia. 6.2.1.11 Indirekt übertragener Querkraftanteil $V_{ind,u}/V_u$ in Abhängigkeit des Bügelabstandes s_w

² Das Auswertverfahren setzt eine gleichmäßige Lochleibungsdruck unterhalb des Verankerungsstabes voraus. Das gilt für den Grenzzustand der Verankerungstragfähigkeit (Abschn. 4.2). Da mit 20cm die Bügelabstände sehr groß und die Lochleibungspressungen im Bruchzustand verhältnismäßig gering sind, kann es hier zu einer Überschätzung des über die Bügel abgetragenen Querkraftanteils $V_{ind,u}$ kommen.

6.2.2 Längsbewehrungsgrad

Die Diagramme 6.2.2.1-3 zeigen die versuchstechnisch ermittelte Bügelbeanspruchung im Bruchzustand für die untersuchten Längsbewehrungsgrade $\rho_L=0,62\%$ ($4 d_s$ 10mm in der Balkenzugzone) und $0,78\%$ ($5 d_s$ 10mm in der Balkenzugzone) in Abhängigkeit der Balkenlängsachse. Den Mittelwerten jeder Serie werden 4 Einzelversuche zugrunde gelegt.

Ein Einfluss auf den qualitativen Verlauf der Messkurven durch die Variation des Längsbewehrungsgrades ρ_L kann danach nicht festgestellt werden. Die maximalen Schenkelbeanspruchungen betragen nach den Versuchen:

$$Z_{w,max}(\rho_L=0,62\%) = 1,6 \text{ kN,}$$

$$Z_{w,max}(\rho_L=0,78\%) = 2,1 \text{ kN.}$$

Diagramm 6.2.2.3 zeigt den Verlauf der bezogenen Lochleibungspressung im Bruchzustand $f_{cb,u}/f_{cm}$ unterhalb des Verankerungsstabes. Danach kann festgestellt werden, dass die bezogene Lochleibungspressung für den Längsbewehrungsgrad $\rho_L=0,62\%$ betragsmäßig deutlich unter der für $\rho_L=0,78\%$ liegt.

Tabelle 6.2.2.1 setzt die ermittelten Werte unter Berücksichtigung der seitlichen Randüberdeckung mit den rechnerischen Werten nach den Ausziehversuchen (Abschn. 4.2) in Beziehung. Dabei ist $f_{cb,u,cal}/f_{cm} = 0,9 (e/d_{sA})^{1/3}$.

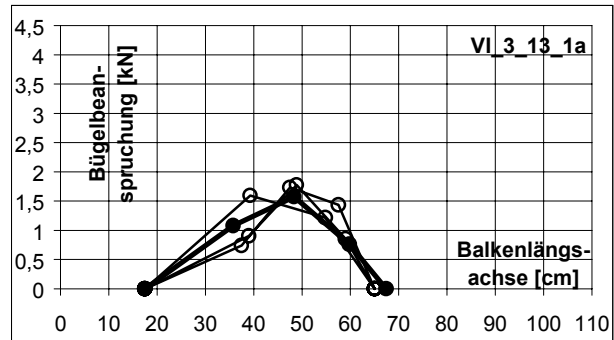
ρ_L	d_{sA}	e/d_{sA}	$f_{cb,u,cal}/f_{cm}$	$f_{cb,u,exp}/f_{cm}$	$f_{cb,u,exp}/f_{cb,u,cal}$
[%]	[mm]		[kN/cm ²]	[kN/cm ²]	
0,62	10	2,6	1,24	0,56	0,45
0,78	10	2,6	1,24	0,75	0,60

Tab. 6.2.2.1 Bezogene Lochleibungspressungen

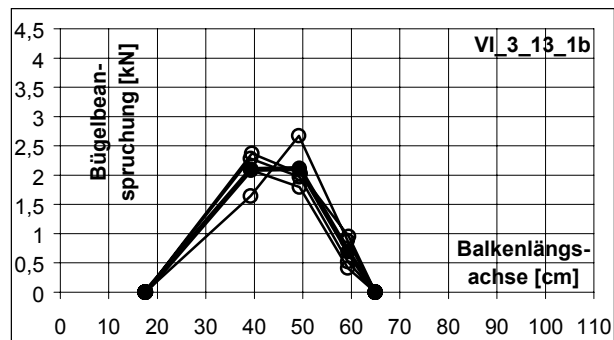
Danach kann eine deutliche Verringerung der bezogenen Lochleibungspressungen $f_{cb,u}/f_{cm}$ gegenüber den Ausziehversuchen festgestellt werden.

In allen Einzelversuchen der Serien konnte ein Querkraftbruch festgestellt werden. Das bedeutet ein Versagen des Knotenpunktes zwischen Bügelbewehrung und geneigter Betondruckstrebe in der Balkendruckzone, also in der Bügelverankerungszone. Ein Schlupf der Längsbewehrung wurde in den Versuchen nicht beobachtet.

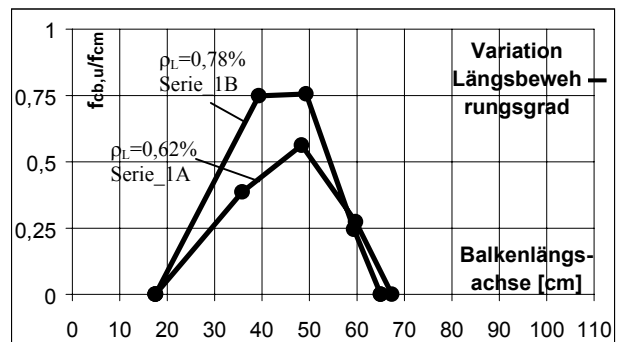
Damit ist die Lochleibungspressung $f_{cb,u}/f_{cm}$ bzw. der räumliche Spannungszustand unterhalb des Verankerungsstabes versagensbedingend.



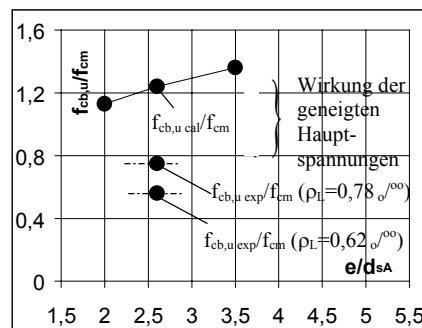
Dia. 6.2.2.1 Bügelauslastung in Balkenlängsrichtung der Versuchsserie 1A, $\rho_w = 0,0052$



Dia. 6.2.2.2 Bügelauslastung in Balkenlängsrichtung der Versuchsserie 1B, $\rho_w = 0,0065$



Dia. 6.2.2.3 Indirekt übertragener Querkraft $V_{ind,u}$ in Abhängigkeit des Längsbewehrungsgrades ρ_w



Dia. 6.2.2.4 Bezogene Lochleibungspressungen nach den Versuchen im Vergleich zu den Ausziehversuchen

Das Diagramm 6.2.2.5 zeigt die Entwicklung der indirekten Querkraftabtragung über die Vertikalstäbe $V_{ind,u}$. Erkennbar ist hier eine Zunahme durch die Erhöhung des Längsbewehrungsgrades von 0,62 auf 0,78%.

In Diagramm 6.2.2.6 wird unter Berücksichtigung der Bruchquerkräfte die bezogene, über die Vertikalstäbe abgetragene Querkraft $V_{ind,u}/V_u$ in Abhängigkeit des Längsbewehrungsgrades ρ_L dargestellt. Auch hier bleibt diese Tendenz prinzipiell erhalten.

Damit führt eine Vergrößerung des Längsbewehrungsgrades zu einer Erhöhung der indirekten Lastabtragung.

Die Nachgiebigkeit der Bügelverankerung in der Druckzone, bedingt durch Verankerungstabdurchmesser d_{sA} und Bügelabstand s_w , ist für beide Versuchsserien identisch. Die Knotenausbildung zwischen geneigter Druckstrebe und Vertikalbewehrung in der Balkenzugzone unterscheidet sich durch die Anzahl der Längsstäbe.

Denkbar ist, dass durch die Verringerung der Anzahl der Längsbewehrungsstäbe in der Zugzone die Nachgiebigkeit der Vertikalbewehrung vergrößert wird. Dadurch verringert sich der über die Bügel ins Auflager geleitete Querkraftanteil.

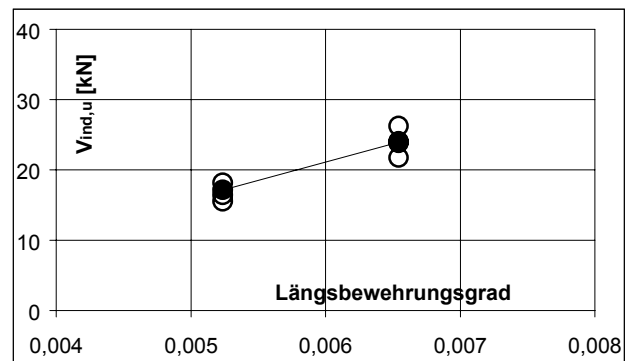
Damit stellt sich jedoch die Frage, durch welche Einflüsse die unterschiedlichen Lochleibungspressungen im Bruchzustand $f_{cb,u}/f_{cm}$ bedingt werden. Durch die erhöhte Bügelverankerungssteifigkeit ist bei gleicher äußerer Belastung die Lochleibungsbeanspruchung für die Balken $\rho_L=0,78\%$ höher als für $\rho_L=0,62\%$. Damit müsste sich das Versagen eigentlich bei einer geringeren Querkraftbeanspruchung einstellen.

Wie in den vorhergehenden Abschnitten beschrieben, wird $f_{cb,u}/f_{cm}$ durch das Verhältnis e/d_{sA} und die den räumlichen Spannungszustand komplettierende Hauptspannungskomponente bedingt. Durch die erhöhte Bügelaktivität wird gleichzeitig eine günstigere Verteilung des geneigten Druckfeldes über den querkraftbeanspruchten Bereich erzielt, d.h. statt einer sehr flach geneigten Druckstrebe bildet sich ein Druckfeld mit geringerer Neigung heraus, so dass damit auch die resultierenden Hauptspannungen in diesem Bereich betragsmäßig kleiner werden.

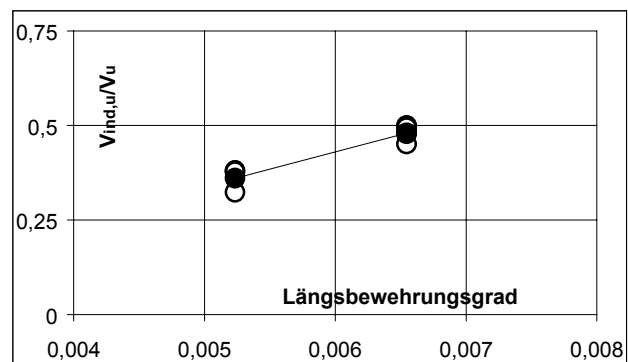
Diese in Bezug auf den Verankerungsbruch günstige Entwicklung führt dazu, dass in den Versuchsserien unterschiedliche Lochleibungspressungen $f_{cb,u}/f_{cm}$ beobachtet werden konnten. Damit bewirken die gegenläufigen Tendenzen:

- erhöhte Lochleibungspressung infolge erhöhter Verankerungssteifigkeit und
- günstigere Spannungsverteilung infolge erhöhter Verankerungssteifigkeit im querkraftbeanspruchten Bereich eine Vergrößerung der Bruchquerkraft bei einer Erhöhung des Längsbewehrungsgrades.

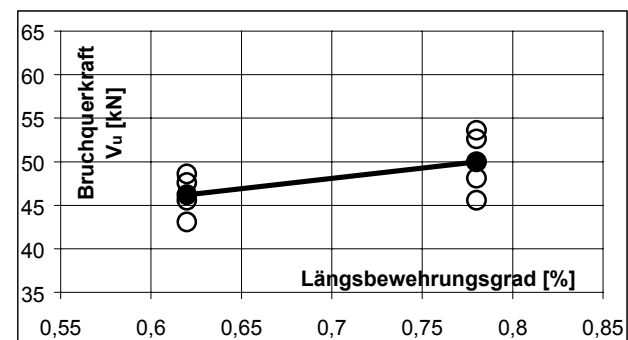
Ein deutlicher Einfluss des Längsbewehrungsgrades auf die Rissöffnung der Querkrafttrisse kann nach den Versuchen nicht festgestellt werden.



Dia. 6.2.2.5 Indirekt übertragener Querkraft $V_{ind,u}$ in Abhängigkeit des Längsbewehrungsgrades



Dia. 6.2.2.6 Indirekt übertragener Querkraftanteil $V_{ind,u}/V_u$ in Abhängigkeit des Längsbewehrungsgrades



Dia. 6.2.2.7 Entwicklung der Bruchquerkraft in Abhängigkeit des Längsbewehrungsgrades ρ_L

6.2.3 Bügelverankerungsstabdurchmesser

Die Diagramme 6.2.3.1-3 zeigen die versuchs-technisch ermittelte Bügelbeanspruchung im Bruchzustand für die untersuchten Verankerungsstabdurchmesser $d_{sA}=8, 10, 12\text{mm}$ in Abhängigkeit der Balkenlängsachse. Den Mittelwerten jeder Serie werden zwischen 2 und 4 Einzelversuche zugrunde gelegt.

Ein Einfluss auf den qualitativen Verlauf der Messkurven durch die Variation des Bügelverankerungsstabdurchmessers d_{sA} kann danach nicht festgestellt werden. Die maximalen Schenkelbeanspruchungen betragen dabei nach den Versuchen:

$$\begin{aligned} Z_{w,max}(d_{sA} 8\text{mm}) &= 1,8 \text{ kN}, \\ Z_{w,max}(d_{sA} 10\text{mm}) &= 2,1 \text{ kN}, \\ Z_{w,max}(d_{sA} 12\text{mm}) &= 2,0 \text{ kN}. \end{aligned}$$

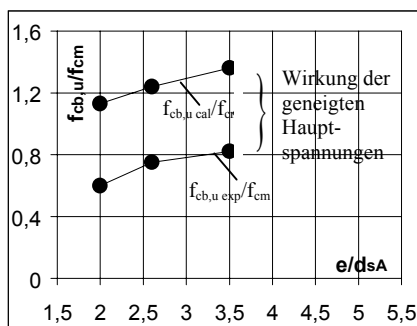
Diagramm 6.2.3.5 zeigt den Verlauf der bezogenen Lochleibungspressung im Bruchzustand $f_{cb,u}/f_{cm}$ unterhalb des Verankerungsstabes. Danach kann festgestellt werden, dass die bezogenen Lochleibungspressungen im Bruchzustand für die Verankerungsstabdurchmesser 8 und 10 mm betragsmäßig in der gleichen Größenordnung liegen.

Die ermittelten Pressungen für den Stabdurchmesser 12mm liegen deutlich darunter. Tabelle 6.2.3.1 setzt die festgestellten Werte unter Berücksichtigung der seitlichen Randüberdeckung mit den rechnerischen Werten nach den Ausziehversuchen (Abschn. 4.2) in Beziehung.

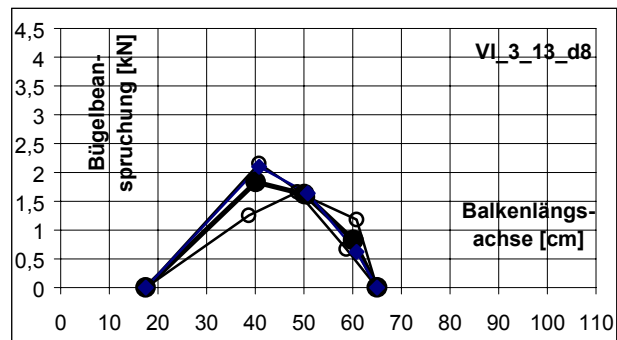
d_{sA}		e/d_{sA}	$f_{cb,u cal}/f_{cm}$	$f_{cb,u exp}/f_{cm}$	$f_{cb,u exp}/f_{cb,u cal}$
	[mm]		[kN/cm ²]	[kN/cm ²]	
8	28	3,5	1,36	0,82	0,60
10	26	2,6	1,24	0,75	0,60
12	24	2	1,13	0,6	0,53

Tab. 6.2.3.1 Bezogene Lochleibungspressungen
Es ist $f_{cb,u cal}/f_{cm}=0,9(e/d_{sA})^{1/3}$.

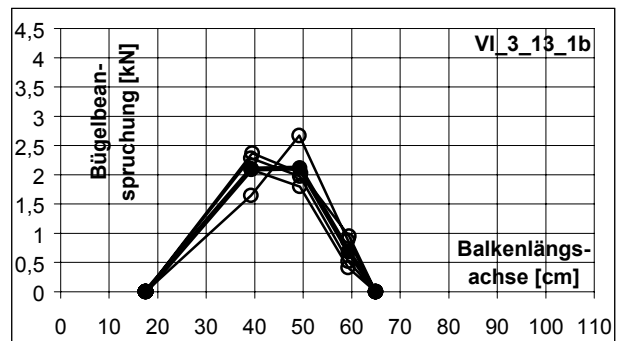
Danach kann wie zuvor eine deutliche Verringerung der bezogenen Lochleibungspressungen $f_{cb,u}/f_{cm}$ gegenüber den Ausziehversuchen festgestellt werden (vgl. Dia. 6.2.3.5).



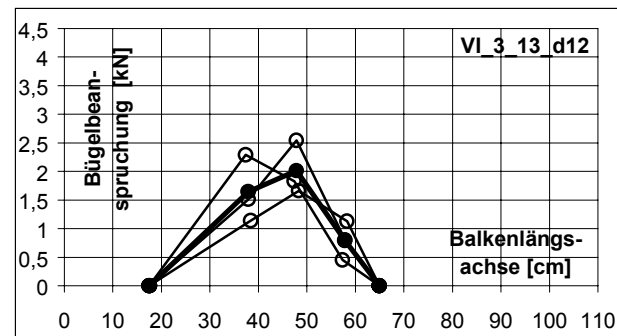
Dia. 6.2.3.5 Bezogene Lochleibungspressungen nach den Versuchen im Vergleich zu den Ausziehversuchen



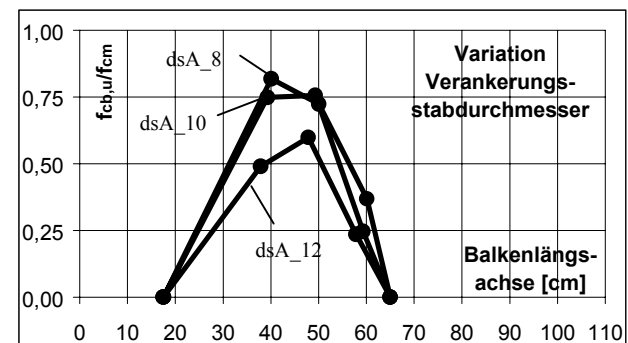
Dia. 6.2.3.1 Bügelbeanspruchung in Balkenlängsrichtung des Verankerungsstabdurchmessers $d_{sA}=8\text{mm}$



Dia. 6.2.3.2 Bügelbeanspruchung in Balkenlängsrichtung des Verankerungsstabdurchmessers $d_{sA}=10\text{mm}$



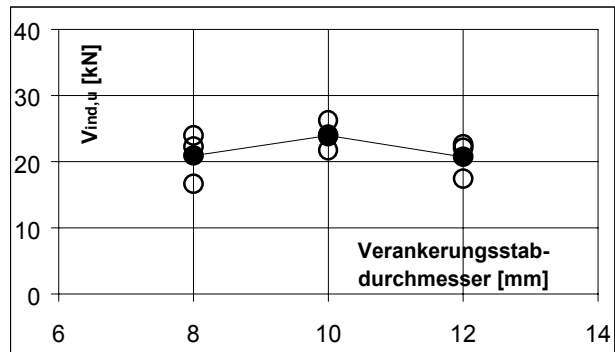
Dia. 6.2.3.3 Bügelbeanspruchung in Balkenlängsrichtung des Verankerungsstabdurchmessers $d_{sA}=12\text{mm}$



Dia. 6.2.3.4 Indirekt übertragene Querkraft $V_{ind,u}$ in Abhängigkeit der untersuchten Verankerungsstabdurchmesser

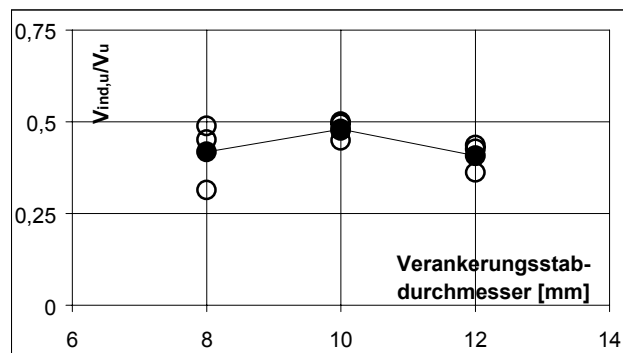
In allen Einzelversuchen der Serien konnte ein Verankerungsbruch der Querkraftbewehrung festgestellt werden. Damit ist die Lochleibungspressung $f_{cb,u}/f_{cm}$ unterhalb des Verankerungsstabes versagensbedingend.

Das Diagramm 6.2.3.6 zeigt die Entwicklung der indirekten Querkraftabtragung über die Vertikalstäbe $V_{ind,u}$. Erkennbar ist hier eine Zunahme durch die Vergrößerung des Verankerungsstabdurchmessers von 8 auf 10mm. Diese Entwicklung setzt sich für den Stabdurchmesser 12mm nicht fort.



Dia. 6.2.3.6 Indirekt übertragene Querkraft $V_{ind,u}$ in Abhängigkeit des Verankerungsstabdurchmessers d_{sA}

In Diagramm 6.2.3.7 wird unter Berücksichtigung der Bruchquerkräfte die bezogene über die Vertikalstäbe abgetragene Querkraft $V_{ind,u}/V_u$ in Abhängigkeit des Verankerungsstabdurchmessers d_{sA} dargestellt. Auch hier bleibt diese Tendenz erhalten.

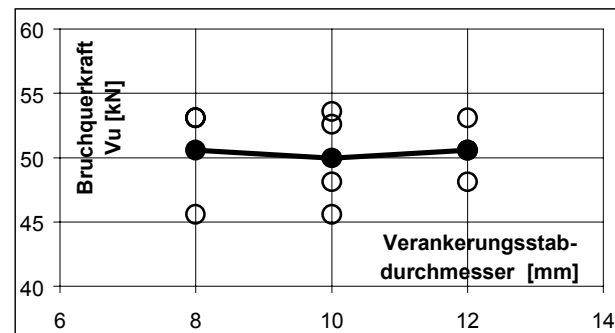


Dia. 6.2.3.7 Indirekt übertragener Querkraftanteil $V_{ind,u}/V_u$ in Abhängigkeit des Verankerungsstabdurchmessers d_{sA}

Damit führt eine Vergrößerung des Stabdurchmessers von d_{sA} 8mm auf d_{sA} 10mm zu einer Erhöhung der indirekten Lastabtragung. Das lässt sich entsprechend der Vorbetrachtung auf die Vergrößerung der Verankerungssteifigkeit zurückführen.

Diese Entwicklung müsste sich für den Stabdurchmesser 12mm fortsetzen. Hier scheinen jedoch die Treibstörungen eine Verminderung der Bügelverankerungssteifigkeit zu bedingen. Der Anteil der indirekt übertragenen Querkraft $V_{ind,u}$ verringert sich.

Damit können drei Einflüsse auf den inneren Lastfluss durch die Variation der Bügelverankerungsstabdurchmesser d_{sA} festgestellt werden.



Dia. 6.2.3.8 Entwicklung der Bruchquerkraft in Abhängigkeit des Bügelverankerungsstabdurchmessers d_{sA}

Eine Vergrößerung des Verankerungsstabdurchmessers führt zu einer Erhöhung der Bettungsfläche und zu einer Erhöhung der Verankerungssteifigkeit. Gleichzeitig verringert sich bei gleichbleibender Korbgeometrie (Abstand der Vertikalstäbe im Querschnitt) das Verhältnis e/d_{sA} und damit die daran gekoppelten bezogenen Lochleibungspressungen im Bruchzustand $f_{cb,u}/f_{cm}$.

Der Bruch wird durch den kritischen räumlichen Spannungszustand in der Bügelverankerungszone bedingt, der aus der Spaltzugsbeanspruchung, den geneigten Hauptdruckspannungen und den wirksamen Lochleibungspressungen resultiert.

Da die weichere Bügelverankerung der Stabdurchmesser 8, 12mm zu einer geringeren Lochleibungspressung bei gleicher äußerer Belastung führt, wird hier der Querkraftbruch geringfügig verzögert. Für den Stabdurchmesser 8mm fallen aufgrund des günstigeren Verhältnisses zwischen seitlicher Randüberdeckung und Bügelverankerungsstabdurchmesser e/d_{sA} die Lochleibungspressungen $f_{cb,u}/f_{cm}$ höher aus. Damit sind die Bruchquerkräfte betragsmäßig etwas größer als für d_{sA} 10mm.

6.2.4 Schubschlankheit

Die Diagramme 6.2.4.1-3 zeigen die versuchs-technisch ermittelte Bügelbeanspruchung im Bruchzustand für die untersuchten Schubschlankheiten $a/d=1,5, 2,2$ und $3,0$ in Abhängigkeit der Balkenlängsachse. Den Mittelwerten jeder Serie werden zwischen 2 und 4 Einzelversuche zugrunde gelegt. Ein Einfluss auf den qualitativen Verlauf der Messkurven durch die Variation der Schubschlankheit kann nicht festgestellt werden. Die maximalen Schenkelbeanspruchungen betragen nach den Versuchen:

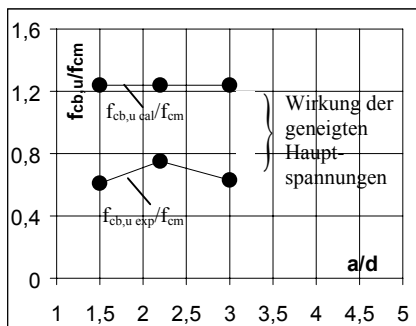
$$\begin{aligned} Z_{w,max}(a/d 1.5) &= 1,7 \text{ kN}, \\ Z_{w,max}(a/d 2.2) &= 2,1 \text{ kN}, \\ Z_{w,max}(a/d 3.0) &= 1,8 \text{ kN}. \end{aligned}$$

Diagramm 6.2.4.4 zeigt den Verlauf der bezogenen Lochleibungspressung im Bruchzustand $f_{cb,u}/f_{cm}$ unterhalb des Verankerungsstabes. Danach kann festgestellt werden, dass die bezogene Lochleibungspressung für die untersuchten Schubschlankheiten $a/d=1,5$ und $3,0$ betragsmäßig in der gleichen Größenordnung liegen. Die ermittelten Pressungen für $a/d=2,2$ liegen etwas oberhalb dessen. Tabelle 5.5.1 setzt die festgestellten Werte unter Berücksichtigung der seitlichen Randüberdeckung mit den rechnerischen Werten nach den Ausziehversuchen (Abschn. 4.2) in Beziehung.

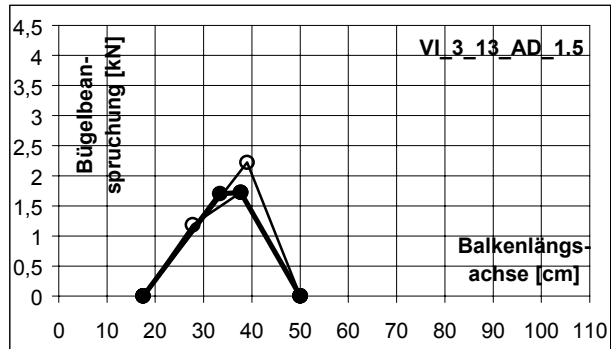
a/d	d_{sA}	e/d_{sA}	$f_{cb,u cal}/f_{cm}$	$f_{cb,u exp}/f_{cm}$	$f_{cb,u exp}/f_{cb,u cal}$
	[mm]		[kN/cm ²]	[kN/cm ²]	
1,5	10	2,6	1,24	0,61	0,49
2,2	10	2,6	1,24	0,75	0,60
3,0	10	2,6	1,24	0,63	0,51

Tab. 6.2.4.1 Bezogene Lochleibungspressungen
Dabei ist $f_{cb,u cal}/f_{cm} = 0,9(e/d_{sA})^{1/3}$.

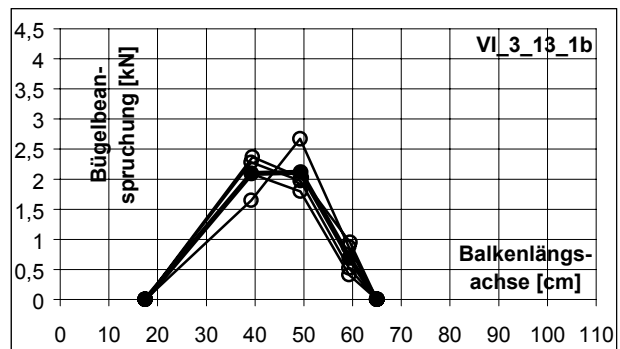
Auch hier kann eine deutliche Verringerung der bezogenen Lochleibungspressungen $f_{cb,u}/f_{cm}$ gegenüber den Ausziehversuchen festgestellt werden (vgl. Dia. 6.2.4.5).



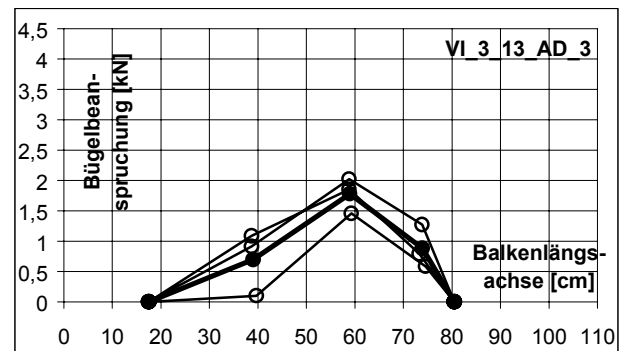
Dia. 6.2.4.5 Bezogene Lochleibungspressungen nach den Versuchen im Vergleich zu den Ausziehversuchen



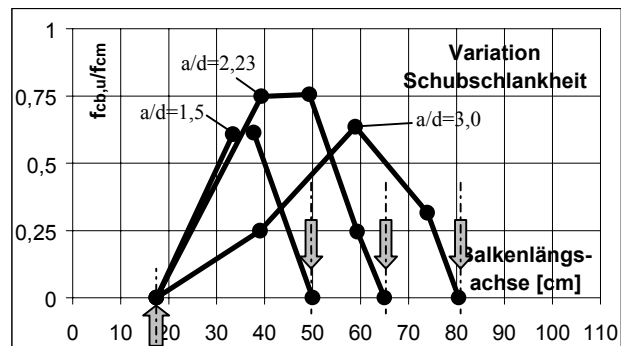
Dia. 6.2.4.1 Bügelauslastung in Balkenlängsrichtung für eine Schubschlankheit $a/d = 1,5$



Dia. 6.2.4.2 Bügelauslastung in Balkenlängsrichtung für eine Schubschlankheit $a/d = 2,26$



Dia. 6.2.4.3 Bügelauslastung in Balkenlängsrichtung für eine Schubschlankheit $a/d = 3,0$



Dia. 6.2.4.4 Bezogene Lochleibungspressungen im Bruchzustand $f_{cb,u}/f_{cm}$ über die Balkenlängsachse in Abhängigkeit der Schubschlankheit a/d

Bei allen Balkenelementen trat das Versagen durch einen Verankerungsbruch der Querkraftbewehrung ein. Ein Schlupf der Längsbewehrung war nicht festzustellen. Damit ist die Lochleibungspressung $f_{cb,u}/f_{cm}$ unterhalb des Verankerungsstabes bzw. der räumliche Spannungszustand im Bügelverankerungsbereich versagensbedingend.

Das Diagramm 6.2.4.6 zeigt die Entwicklung der indirekten Querkraftabtragung über die Vertikalstäbe $V_{ind,u}$. Erkennbar ist hier eine Zunahme durch die Vergrößerung der Schubslankheit a/d . Bei einer Vergrößerung der Schubslankheit von $a/d=1.5$ auf $a/d=2.2$ verdoppelt sich nahezu die über die Bügel abgetragene Beanspruchung. Der Zuwachs fällt bei weiterer Vergrößerung von $a/d=2.2$ auf $a/d=3.0$ dagegen sehr moderat aus.

In Diagramm 6.2.4.7 wird unter Berücksichtigung der Bruchquerkräfte die bezogene, über die Vertikalstäbe abgetragene Querkraft $V_{ind,u}/V_u$ in Abhängigkeit der Schubslankheit a/d dargestellt. Auch hier bleibt diese Tendenz erhalten. Es kann vermutet werden, dass sich bei weiterer Vergrößerung¹ der Schubslankheit ein horizontaler Verlauf und damit ein konstantes Verhältnis der über die Bügel abgetragenen Querkraft zur Bruchquerkraft einstellt.

Bei diesen Untersuchungen werden die konstruktive Durchbildung der Balken und damit die Verankerungssteifigkeit oder die seitliche Randüberdeckung konstant gehalten.

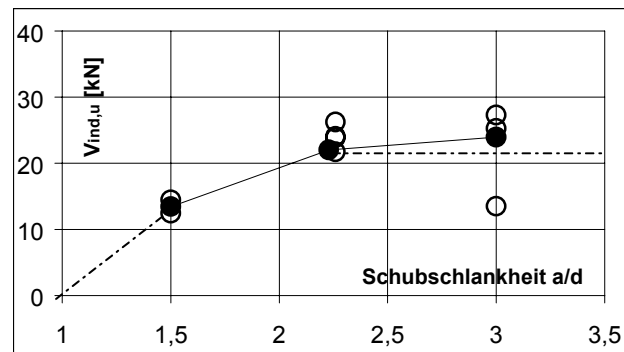
Damit verbleiben zwei Einflüsse, die durch Variation der Schubslankheit a/d den inneren Lastfluss bedingen.

Eine Vergrößerung der Schubslankheit führt zu einer zunehmenden Beanspruchung der Vertikalstäbe, wobei ab einer Schubslankheit von $a/d=2.2$ keine deutliche Veränderung des Lastflusses festgestellt werden kann. Der Anteil der direkten Lastabtragung beträgt dann immer noch ca. 50%.

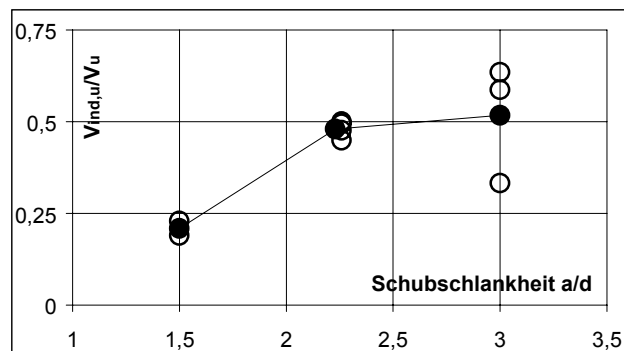
Der Bruch wird durch den kritischen räumlichen Spannungszustand in der Bügelverankerungszone bedingt, der aus der Spaltzugbeanspruchung, den geneigten Hauptdruckspannungen und den wirksamen Lochleibungspressungen resultiert.

Da die bezogene, über die Vertikalbewehrung ins Auflager abgetragenen Querkraft $V_{ind,u}/V_u$ für die Schubslankheiten $a/d=2.2$ und 3.0 betragsmäßig in etwa gleich sind, setzt bei $a/d=3$ aufgrund der stärkeren Druckstrebenbeanspruchung das Versagen bei einer geringeren äußeren Belastung ein ($\cot \Theta = 3d = 3z/0,85 = 3,5z$). Die festgestellten Bruchquerkräfte V_u und die zugehörigen Lochleibungspressungen $f_{cb,u}/f_{cm}$ nehmen ab.

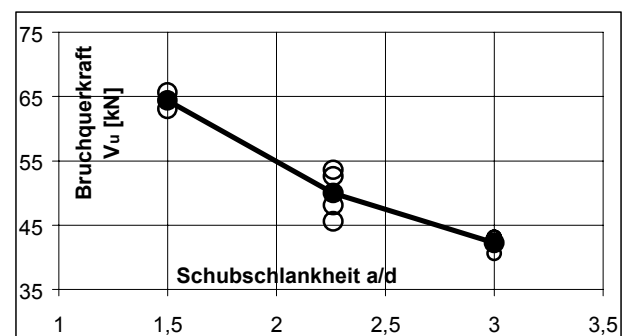
Bei der Schubslankheit $a/d=1.5$ ist die direkte Lastabtragung dominant. Die Neigung der Druckstrebe ist zwar vergleichsweise gering ($\cot \Theta = 1.5d = 1.5z/0,85 = 1,77z$), jedoch ist die Beanspruchung im Bruchzustand (Bruchquerkräfte) und damit die Auslastung der geneigten Druckstrebe hoch. Deshalb können auch in diesem Fall geringere Lochleibungspressungen $f_{cb,u}/f_{cm}$ gegenüber $a/d=2.2$ beobachtet werden.



Dia. 6.2.4.6 Indirekt übertragene Querkraft $V_{ind,u}$ in Abhängigkeit der Schubslankheit a/d



Dia. 6.2.4.7 Indirekt übertragener Querkraftanteil $V_{ind,u}/V_u$ in Abhängigkeit der Schubslankheit a/d



Dia. 6.2.4.8 Entwicklung der Bruchquerkraft in Abhängigkeit der Schubslankheit a/d

¹ Die Biegetragfähigkeit der untersuchten Balkenelemente erlaubt keine weitere Erhöhung der Schubslankheit a/d .

6.2.5 Lastart

Die Diagramme 6.2.5.1-2 zeigen die versuchs-technisch ermittelte Bügelbeanspruchung im Bruchzustand für die untersuchten Belastungsarten in Abhängigkeit der Balkenlängsachse. Den Mittelwerten jeder Serie werden zwischen 2 und 4 Einzelversuche zugrunde gelegt.

Die qualitativen Verläufe der Messkurven weichen voneinander ab. Bei der Viertelpunktbelastung kann die Beanspruchung der Bügel im Balkenlängsschnitt zwischen Lasteinleitungspunkt und Auflager mit einer Halbsinuskurve verglichen werden. Bei der Linienbelastung zeigt sich, dass die Bügelbeanspruchung im Bereich der Auflager stark abfällt. Dieser Effekt lässt sich auf eine direkte Lasteinleitung auflagnaher Belastungsanteile zurückführen.

Die maximalen Schenkelbeanspruchungen betragen dabei nach den Versuchen:

$$Z_{w,max}(\text{Linienlast}) = 1,8 \text{ kN},$$

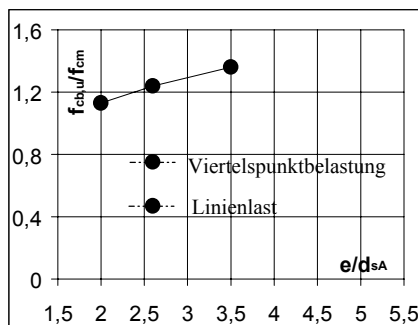
$$Z_{w,max}(\text{Viertelpunktlast}) = 1,3 \text{ kN}.$$

Diagramm 6.2.5.3 zeigt den Verlauf der bezogenen Lochleibungspressung im Bruchzustand $f_{cb,u}/f_{cm}$ unterhalb des Verankerungsstabes. Danach kann festgestellt werden, dass die bezogene Lochleibungspressung der Linienbelastung deutlich kleiner als die der aus der Viertelpunktbelastung resultierenden ist.

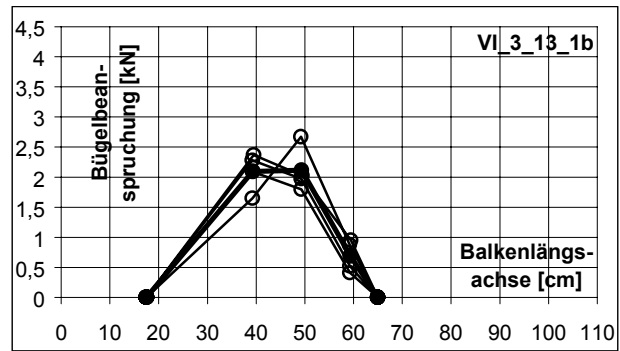
Tabelle 6.2.5.1 setzt die festgestellten Werte unter Berücksichtigung der seitlichen Randüberdeckung mit den rechnerischen Werten nach den Ausziehversuchen (Abschn. 4.2) in Beziehung.

Lastart	d_{sA}	e/d_{sA}	$f_{cb,u cal}/f_{cm}$	$f_{cb,u exp}/f_{cm}$	$f_{cb,u exp}/f_{cb,u cal}$
	[mm]		[kN/cm ²]	[kN/cm ²]	
L	10	2,6	1,24	0,47	0,38
V	10	2,6	1,24	0,75	0,60

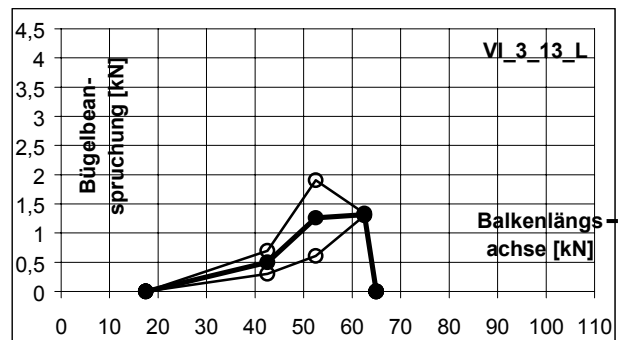
Tab. 6.2.5.1 Bezogene Lochleibungspressungen
Dabei ist $f_{cb,u cal} = 0,9(e/d_{sA})^{1/3}$.



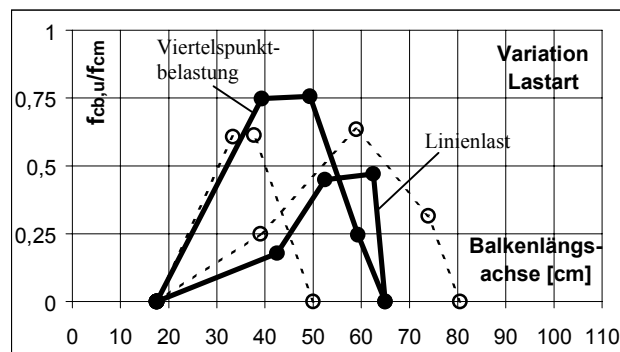
Dia. 6.2.5.4 Bezogene Lochleibungspressungen nach den Versuchen im Vergleich zu den Ausziehversuchen



Dia. 6.2.5.1 Bügelauslastung in Balkenlängsrichtung für eine Viertelpunktlast (Schubslankheit $a/d = 2,26$)



Dia. 6.2.5.2 Bügelauslastung in Balkenlängsrichtung für eine Linienlast



Dia. 6.2.5.3 Indirekt übertragene Querkraft $V_{ind,u}$ in Abhängigkeit der Lastart

Wie in den anderen Versuchsserien kann auch hier eine deutliche Verringerung der bezogenen Lochleibungspressungen $f_{cb,u}/f_{cm}$ gegenüber den Ausziehversuchen festgestellt werden (vgl. Dia. 6.2.5.4).

Dabei muss angemerkt werden, dass sich bei den durch die Linienlast beanspruchten Versuchsbalken generell ein Biegeversagen einstellt, so dass die Lochleibungspressungen $f_{cb,u}/f_{cm}$ unterhalb des Bügelverankerungsstabes unkritisch sind.

Bei der Viertelpunktbelastung kann generell ein Verankerungsbruch der Querkraftbewehrung beobachtet werden. Damit ist die Lochleibungspressung $f_{cb,u}/f_{cm}$ unterhalb des Verankerungsstabes versagensbedingend.

Das Diagramm 6.2.5.5 zeigt die Entwicklung der indirekten Querkraftabtragung über die Vertikalstäbe $V_{ind,u}$. Erkennbar ist hier eine deutliche Zunahme durch die Konzentration der Belastung in den Viertelpunkten.

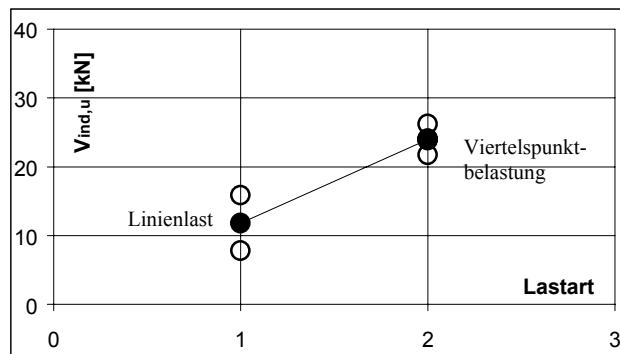
In Diagramm 6.2.5.6 wird unter Berücksichtigung der Bruchquerkräfte die bezogene über die Vertikalstäbe abgetragene Querkraft $V_{ind,u}/V_u$ in Abhängigkeit der Lastart dargestellt. Auch nach Berücksichtigung der Bruchquerkraft bleibt diese Tendenz erhalten.

Damit wird bei einer Linienbelastung ein Großteil der Beanspruchung direkt ins Auflager abgetragen. Eine Abminderung der rechnerischen Querkraft durch Berücksichtigung auflagernaher Lastanteile scheint sinnvoll.

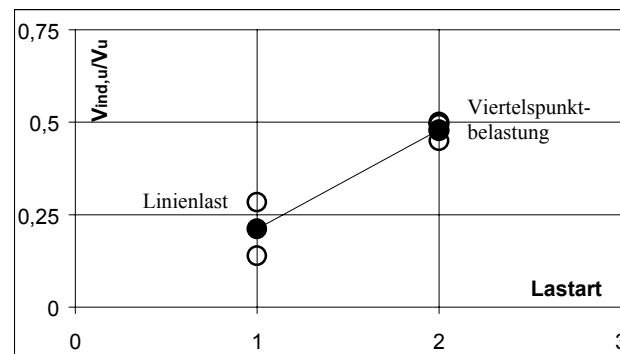
Es können folgende Einflüsse auf den inneren Lastfluss durch die Variation der Lastart festgestellt werden.

Eine Konzentration der Belastung in den Viertelpunkten bedeutet eine Verringerung auflagernaher Lastanteile und eine Abminderung der direkten Lastabtragung. Damit werden die Bügel stärker an der Lastabtragung beteiligt. Der Bruch wird dann durch den kritischen räumlichen Spannungszustand in der Bügelverankerungszone bedingt, der aus der Spaltzugsbeanspruchung, den geneigten Hauptdruckspannungen und den wirksamen Lochleibungspressungen resultiert.

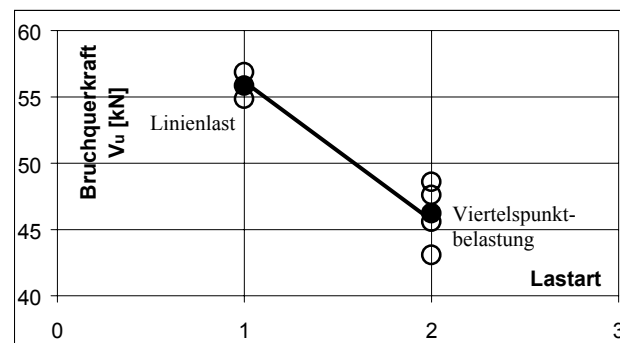
Die Gleichverteilung der Belastung wirkt sich bezüglich des Querkraftversagens günstiger ist. Auflagernahe Lastanteile werden direkt, ohne die Bügel zu beanspruchen, ins Auflager abgetragen. Aufgrund der verringerten Beanspruchung des Verankerungsbereiches der Querkraftbewehrung wird der Biegebruch maßgebend.



Dia. 6.2.5.5 Indirekt übertragene Querkraft $V_{ind,u}$ in Abhängigkeit der Lastart



Dia. 6.2.5.6 Indirekt übertragener Querkraftanteil $V_{ind,u}/V_u$ in Abhängigkeit der Lastart



Dia. 6.2.5.7 Entwicklung der Bruchquerkraft in Abhängigkeit der Lastart

6.3 Entwicklung von Durchbiegung und Schlupf der Längsbewehrung

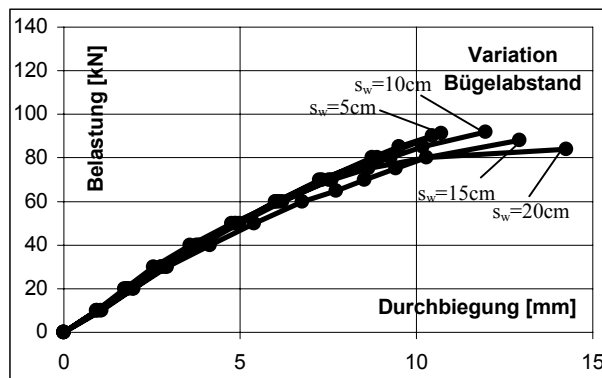
6.3.1 Bügelabstand

Die Diagramme 6.3.1.3-6 zeigen die versuchstechnisch ermittelte Mittendurchbiegung in Abhängigkeit der äußeren Belastung für die untersuchten Bügelabstände $s_w=5, 10, 15, 20\text{cm}$.

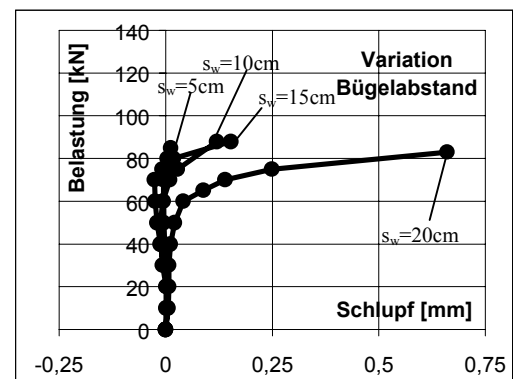
Die festgestellten qualitativen Verläufe der Last-Durchbiegungskurven weisen Unterschiede auf. Im Bereich geringer Beanspruchung kann für alle Versuchsserien der typische lineare Verlauf festgestellt werden. Aufgrund der Steifigkeitsverhältnisse im Querschnitt lässt sich die Biegeisslast anhand der Kurvenverläufe nicht eindeutig quantifizieren.

Bei den Versuchsbalken mit den Bügelabständen $s_w=5, 10\text{cm}$ bleibt dieser lineare Zusammenhang bis zum Bruch erhalten, während sich bei den Bügelabständen $s_w=15, 20\text{cm}$ im Bereich der Traglasten zunehmende Vertikalverschiebungen einstellen (vgl. Dia. 6.3.1.1). Entsprechend Tabelle 6.3.1.1 bzw. Diagramm 6.3.1.1 wächst die Mittendurchbiegung mit zunehmenden Bügelabständen an.

Die Bügel haben als Querbewehrung nach Ausfall des Haftverbundes die Interaktion der Verbundmaterialien innerhalb der Verbundkonstruktion sicherzustellen. Daran sind bestimmte gegenseitige Verschiebungen geknüpft, die sich durch einen Endschlupf s_L der Längsbewehrung feststellen lassen. Mit anwachsenden Bügelabständen und gleicher äußerer Belastung wächst die durch die Querbewehrung zu verankernde Kraft ΔZ an.



Dia. 6.3.1.1 Mittendurchbiegung in Abhängigkeit der äußeren Belastung der untersuchten Bügelabstände



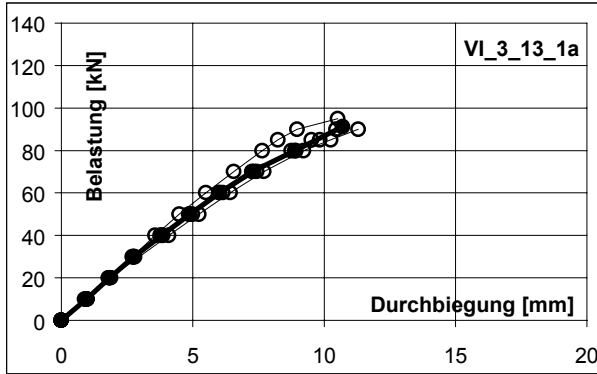
Dia. 6.3.1.2 Schlupf der Längsbewehrung in Abhängigkeit der äußeren Belastung der untersuchten Bügelabstände

Daran sind, wie Untersuchungen zum Tragverhalten von Verankerungsstäben in Porenbeton (Abschn. 4.2) zeigen, anwachsende Deformationen geknüpft. Das führt zu der in den Versuchen beobachteten progressiven Entwicklung der Durchbiegung bei einer Vergrößerung des Bügelabstandes.

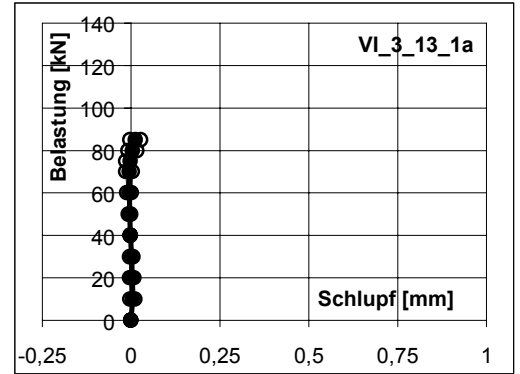
Der Längsbewehrungsgrad wurde in den Versuchsserien konstant gehalten. Damit kann ein Fließen der Bewehrung für die großen Bügelabstände $s_w=15, 20\text{cm}$ ausgeschlossen werden. Die beobachteten anwachsenden Vertikalverschiebungen im Bruchlastbereich lassen sich somit nicht auf eine Plastizierung der Bewehrung zurückführen.

Die Diagramme 6.3.1.7-10 zeigen die Entwicklung des Endschlupfes für die untersuchten Bügelabstände. Hier kann die Ursache für die progressive Entwicklung der Durchbiegung in Abhängigkeit des Bügelabstandes festgestellt werden.

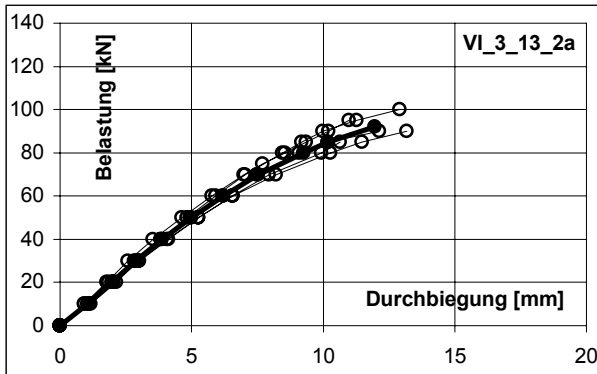
Aufgrund der verringerten Anzahl der Bügel und damit der zur Verankerung der Längszugbewehrung erforderlichen Querbewehrung nimmt die Lochleibungsbeanspruchung für die verbleibenden Querstäbe zu. Das führt zu erhöhten Deformationen. Hinzu kommt die Tatsache, dass die Vergrößerung der Bügelabstände eine Verringerung der Neigung der Hauptdruckspannungen bedingt und dadurch die Zugbeanspruchung des Zuggurtes anwächst.



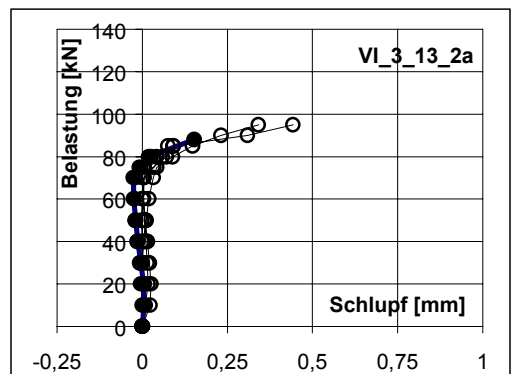
Dia. 6.3.1.3 Mittendurchbiegung in Abhängigkeit der äußeren Belastung für Bügelabstand $s_w=5\text{cm}$



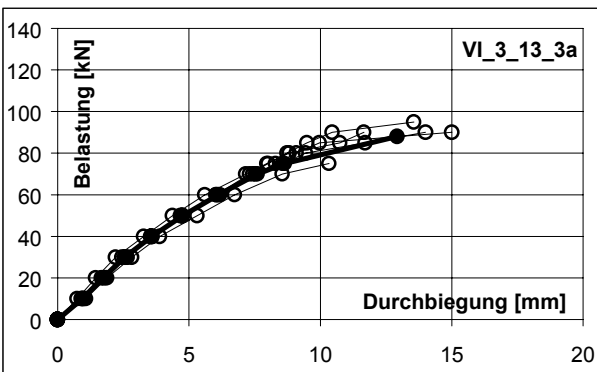
Dia. 6.3.1.7 Schlupf der Längsbewehrung in Abhängigkeit der äußeren Belastung für Bügelabstand $s_w=5\text{cm}$



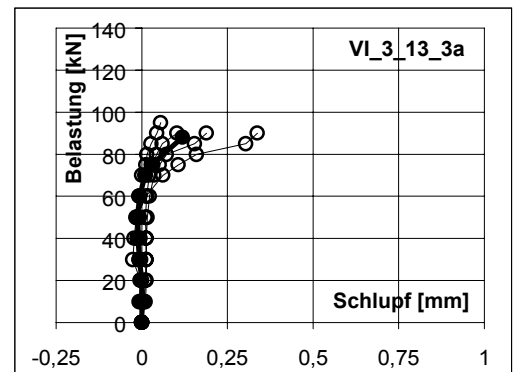
Dia. 6.3.1.4 Mittendurchbiegung in Abhängigkeit der äußeren Belastung für Bügelabstand $s_w=10\text{cm}$



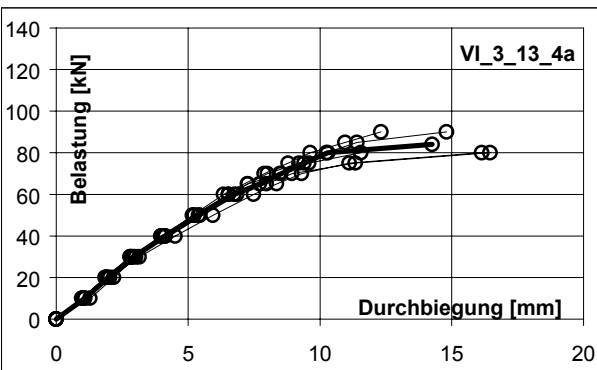
Dia. 6.3.1.8 Schlupf der Längsbewehrung in Abhängigkeit der äußeren Belastung für Bügelabstand $s_w=10\text{cm}$



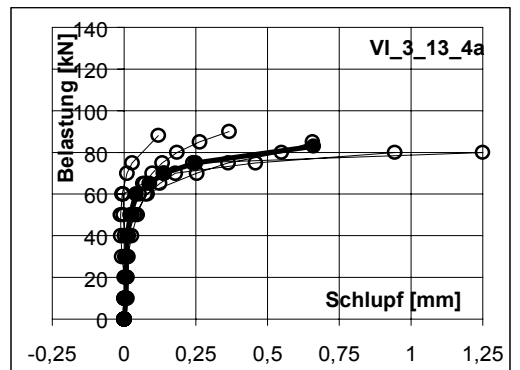
Dia. 6.3.1.5 Mittendurchbiegung in Abhängigkeit der äußeren Belastung für Bügelabstand $s_w=15\text{cm}$



Dia. 6.3.1.9 Schlupf der Längsbewehrung in Abhängigkeit der äußeren Belastung für Bügelabstand $s_w=15\text{cm}$



Dia. 6.3.1.6 Mittendurchbiegung in Abhängigkeit der äußeren Belastung für Bügelabstand $s_w=20\text{cm}$



Dia. 6.3.1.10 Schlupf der Längsbewehrung in Abhängigkeit der äußeren Belastung für Bügelabstand $s_w=20\text{cm}$

d_{sA}	s_w	ρ_L	V_{exp}	$W_{m,u}$	$S_{L,u}$
[mm]	[cm]	[%]	[kN]	[mm]	[mm]
10	5	0,62	91,3	10,70	0,020
10	10	0,62	92,0	11,97	0,119
10	15	0,62	88,0	12,94	0,153
10	20	0,62	84,0	14,25	0,660

Tab. 6.3.1.1 Endschlupf der Längsbewehrung/ Mittendurchbiegung

In den Versuchen konnte für die Bügelabstände $s_w=5\text{cm}$ ein Querkraftbruch festgestellt werden. Der Endschlupf der Längsbewehrung mit $s_{L,u}=0,02\text{mm}$ scheint völlig unkritisch.

Bei den Versuchsbalken mit einem Bügelabstand $s_w=10\text{cm}$ liegen die Werte im Mittel mit $0,119\text{mm}$ deutlich darüber. In den Versuchen konnte bei 4 von 5 Balken ein Querkraftversagen festgestellt werden. Beim 5. Versuchsbalken versagte die Biegedruckzone ($s_{L,u}=0,44\text{mm}$).

Hier bedingt der große Endschlupf eine Einschnürung der Biegedruckzone und damit einen sekundären Biegedruckbruch der Balkenelemente. Dieser Effekt kann als "fiktives Fließen" des Zuggurtes bezeichnet werden, weil entsprechend der Vorbetrachtung die Steifigkeit der Verankerung die Dehnsteifigkeit des Zuggurtes beeinflusst.

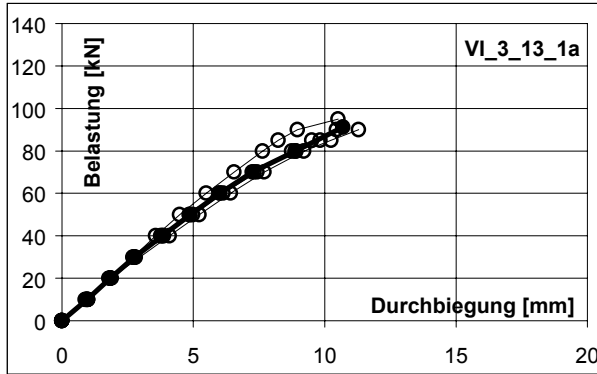
Diese Entwicklung setzt sich bei den Versuchsbalken $s_w=15, 20\text{cm}$ fort. Die hier festgestellten Schlupfwerte der Längsbewehrung betragen im Mittel $s_{L,u}=0,153$ bzw. $0,660\text{mm}$. In allen Einzelversuchen kann hier ein sekundäres Biegedruckversagen beobachtet werden. Dieser Effekt erklärt die in den Versuchsserien VI/3/13_3a-4a beobachtete Verminderung der Bruchlasten.

6.3.2 Längsbewehrungsgrad

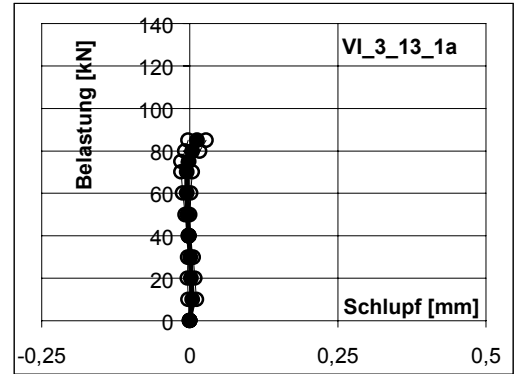
Die Diagramme 6.3.2.1-2 zeigen die versuchstechnisch ermittelte Mittendurchbiegung in Abhängigkeit der äußeren Belastung für die untersuchten Längsbewehrungsgrade $\rho_L=0,62$ und $0,78\%$.

Aufgrund der Steifigkeitsverhältnisse im Querschnitt kann die Biegerisslast anhand der Kurvenverläufe nicht eindeutig quantifiziert werden. Die Last-Durchbiegungsbeziehung verläuft in beiden Versuchsserien nahezu linear bis zum Bruch.

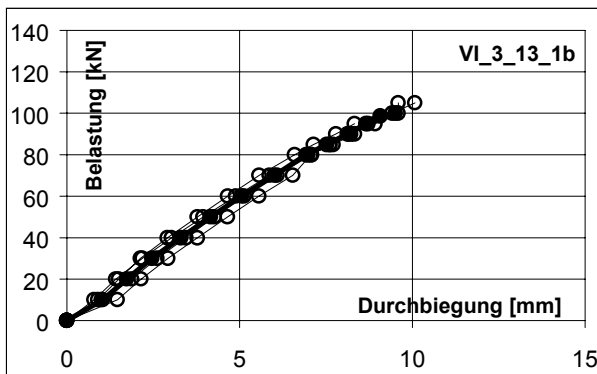
Entsprechend der Tabelle 6.3.2.1 bzw. Diagramm 6.3.2.5 kann bei den Versuchsbalken mit geringerem Längsbewehrungsgrad aufgrund der geringeren Biegesteifigkeit eine größere Durchbiegung festgestellt werden.



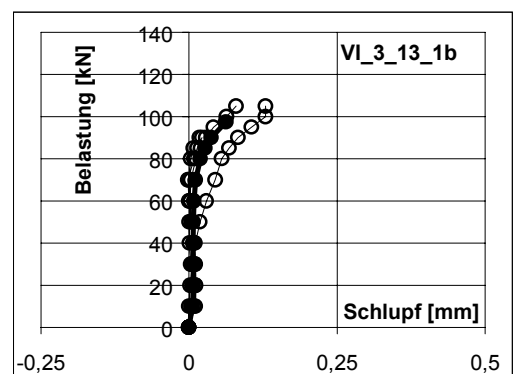
Dia. 6.3.2.1 Mittendurchbiegung in Abhängigkeit der äußeren Belastung für den Längsbewehrungsgrad 0,62%



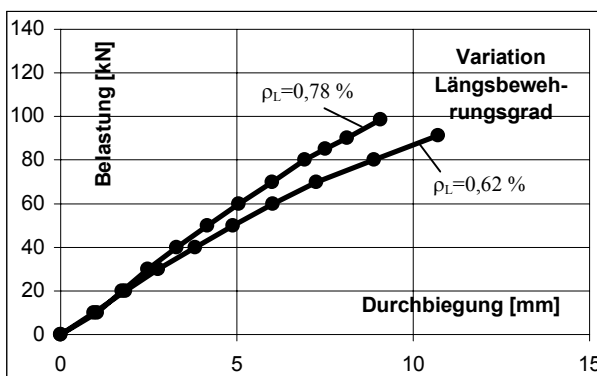
Dia. 6.3.2.3 Schlupf der Längsbewehrung für den Längsbewehrungsgrad 0,62%



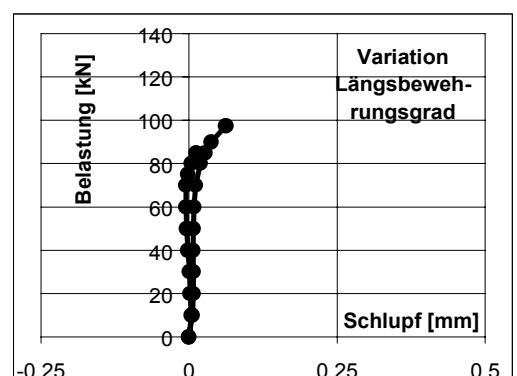
Dia. 6.3.2.2 Mittendurchbiegung in Abhängigkeit der äußeren Belastung für den Längsbewehrungsgrad 0,78%



Dia. 6.3.2.4 Schlupf der Längsbewehrung für den Längsbewehrungsgrad 0,78%



Dia. 6.3.2.5 Mittendurchbiegung in Abhängigkeit der äußeren Belastung für die untersuchten Längsbewehrungsgrade



Dia. 6.3.2.6 Mittendurchbiegung in Abhängigkeit der äußeren untersuchten Längsbewehrungsgrade

d_{sA}	s_w	ρ_L	V_{exp}	$W_{m,u}$	$S_{L,u}$
[mm]	[cm]	[%]	[kN]	[mm]	[mm]
10	5	0,62	91,3	10,70	0,020
10	5	0,78	98,8	9,08	0,062

Tab. 6.3.2.1 Endschlupf der Längsbewehrung/ Mittendurchbiegung

Die Diagramme 6.3.2.3-4 zeigen den versuchstechnisch ermittelten Schlupf $s_{L,u}$ der Längsbewehrung in Abhängigkeit der äußeren Belastung für die untersuchten Schubslankheiten. Die Entwicklung der gegenseitigen Verschiebungen am Stirnende der Balken verläuft identisch.

Die Messkurven liegen nahezu deckungsgleich aufeinander. Die höhere Beanspruchung der Versuchsbalken $\rho_L=0,78\%$ im Bruchzustand bedeutet eine entsprechend erhöhte Beanspruchung des Zuggurtes, so dass hier geringfügig größere Schlupfwerte gegenüber den Versuchsbalken mit $\rho_L=0,62\%$ festgestellt werden können.

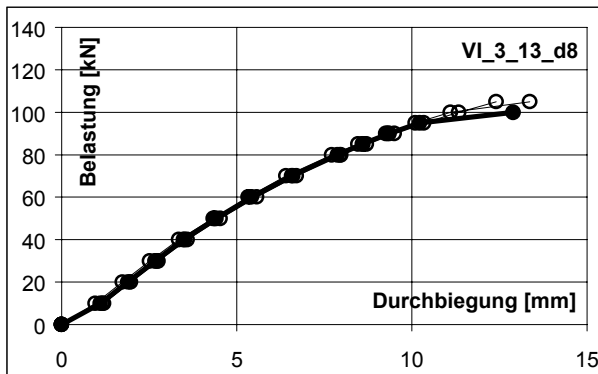
Es kann weiterhin beobachtet werden, dass der Endschlupf für beide Bewehrungsvarianten deutlich unterhalb der kritischen Schlupfwerte von $s_{L,u}=0,20$ mm (vgl. Abschn. 6.3.1) liegt. Damit kann ein Versagen der Versuchsbalken dieser Serien durch den Verankerungsbruch der Querkraftbewehrung und damit des Knotenpunktes zwischen geneigter Betondruckstrebe und Vertikalstäben in der Balkendruckzone infolge des Erreichens der kritischen Hauptspannungsdifferenz bestätigt werden.

6.3.3 Bügelverankerungstabdurchmesser

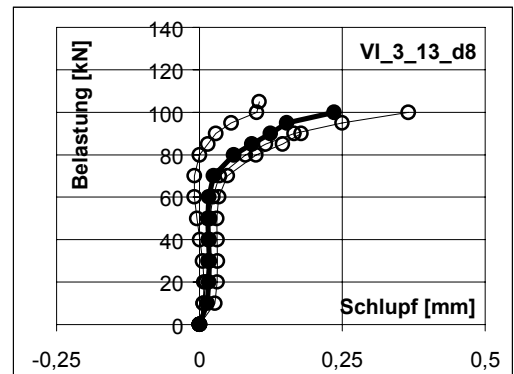
Die Diagramme 6.3.3.1-3 zeigen die versuchstechnisch ermittelte Mittendurchbiegung in Abhängigkeit der äußeren Belastung für die untersuchten Bügelverankerungstabdurchmesser $d_{sA}=8, 10$ und 12mm .

Die festgestellten qualitativen Verläufe der Last-Durchbiegungskurven weisen Unterschiede auf. Im Bereich geringer Beanspruchung kann für alle Verankerungstabdurchmesser der typische, lineare Verlauf festgestellt werden.

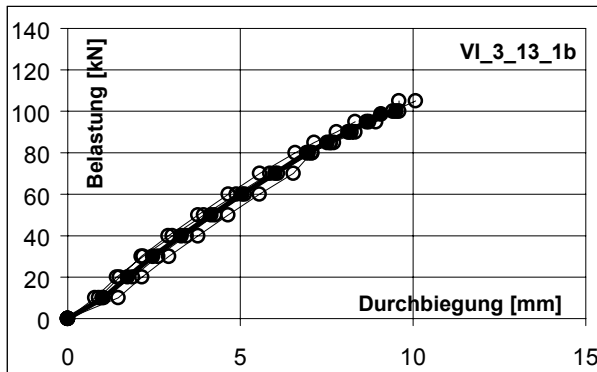
Für die Verankerungstabdurchmesser $10, 12\text{mm}$ bleibt diese Tendenz bis zum Bruch erhalten. Bei den Versuchsbalken des Verankerungstabdurchmessers 8mm können im Bereich der Traglasten zunehmende Vertikalverschiebungen als Folge plastischer Deformationen beobachtet werden. Es kommt zu einem Abfall der Systemsteifigkeit.



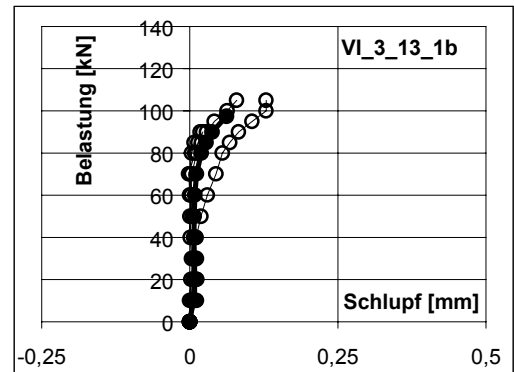
Dia. 6.3.3.1 Mittendurchbiegung in Abhängigkeit der äußeren Belastung für Verankerungstabdurchmesser $d_{sA}=8\text{mm}$



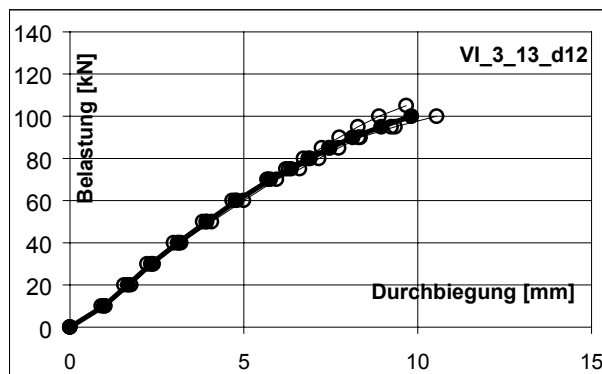
Dia. 6.3.3.4 Schlupf der Längsbewehrung für Verankerungstabdurchmesser $d_{sA}=8\text{mm}$



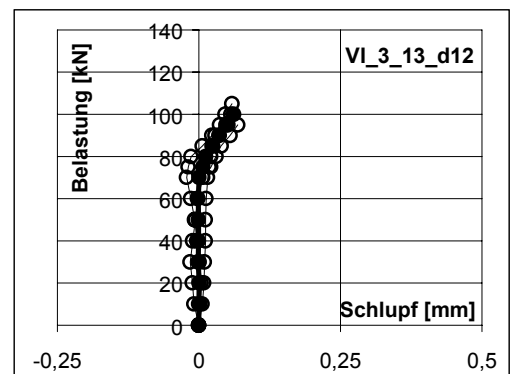
Dia. 6.3.3.2 Mittendurchbiegung in Abhängigkeit der äußeren Belastung für Verankerungstabdurchmesser $d_{sA}=10\text{mm}$



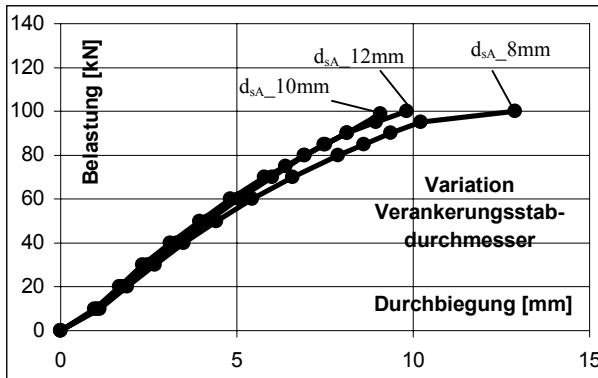
Dia. 6.3.3.5 Schlupf der Längsbewehrung für Verankerungstabdurchmesser $d_{sA}=8\text{mm}$



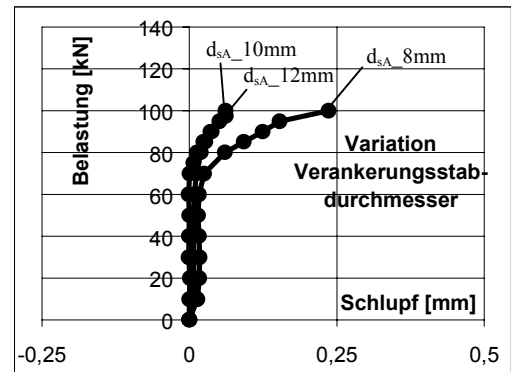
Dia. 6.3.3.3 Mittendurchbiegung in Abhängigkeit der äußeren Belastung für Verankerungstabdurchmesser $d_{sA}=12\text{mm}$



Dia. 6.3.3.6 Schlupf der Längsbewehrung für Verankerungstabdurchmesser $d_{sA}=12\text{mm}$



Dia. 6.3.3.7 Mittendurchbiegung in Abhängigkeit der äußeren Belastung für die untersuchten Verankerungstabdurchmesser



Dia. 6.3.3.8 Schlupf der Längsbewehrung für die untersuchten Verankerungstabdurchmesser

Interessant ist das Last-Durchbiegungsverhalten der Verankerungstabdurchmesser 10 und 12mm. Trotz der größeren Stahlquerschnittsfläche in der Balkendruckzone können für die Versuchsbalken mit dem Verankerungstabdurchmesser 12mm geringfügig größere Durchbiegungen festgestellt werden. Damit kann das Zusammenwirken der Längsbewehrung und des Porenbetons nicht mehr störungsfrei funktionieren. Die Ursachen hierfür sind die Gärshatten infolge der Herstellung, der begrenzte Haftverbund und die Nachgiebigkeit der Verankerung durch Querstäbe. Damit scheint ein effizienter Einsatz von Bewehrungsstählen $d_{sA} > 10\text{mm}$ fraglich.

Die Diagramme 6.3.3.4-6 zeigen den versuchstechnisch ermittelten Schlupf $s_{L,u}$ der Längsbewehrung in Abhängigkeit der untersuchten Verankerungstabdurchmesser.

d_{sA} [mm]	s_w [cm]	Lastart	V_{exp} [kN]	$w_{m,u}$ [mm]	$s_{L,u}$ [mm]
8	5	V	100	12,89	0,236
10	5	V	98,8	9,08	0,062
12	5	V	100	9,82	0,061

Tab. 6.3.3.1 Endschlupf der Längsbewehrung/ Mittendurchbiegung

Die festgestellten Schlupfwerte für die Verankerungstabdurchmesser 10, 12mm liegen in der gleichen Größenordnung. Da die Werte mit $s_{L,u} = 0,06\text{mm}$ kleiner sind als der kritische Schlupf nach Abschnitt 6.3.1, kann ein Versagen der Endverankerung des Zuggurtes ausgeschlossen werden.

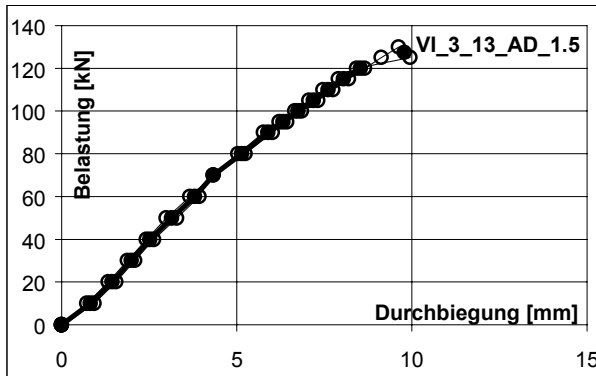
Bei den Versuchsbalken mit einem Verankerungstabdurchmesser 8mm kommt es aufgrund der geringeren Stahlquerschnittsfläche in der Balkendruckzone zu größeren Durchbiegungen. Hinzu kommt die stärkere Druckstrebenneigung infolge der weicheren Verankerung der Vertikalbewehrung. Das führt zu einer stärkeren Zugbeanspruchung des Zuggurtes. Die Schlupfwerte erreichen mit $s_{L,u} = 0,24\text{mm}$ kritische Größenordnungen. In zwei von drei durchgeführten Versuchen wurde die Querkrafttragfähigkeit erreicht. Im dritten Versuch kam es vorab zu einer Zerstörung der Balkendruckzone.

6.3.4 Schubschlankheit

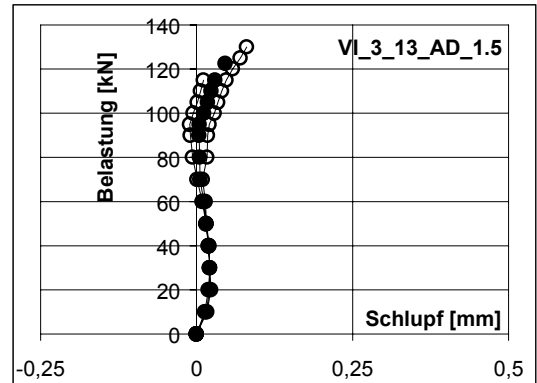
Die Diagramme 6.3.4.1-3 zeigen die versuchstechnisch ermittelte Mittendurchbiegung in Abhängigkeit der äußeren Belastung für die untersuchten Schubschlankheiten $a/d=1,5$, $2,2$ und $3,0$.

Der beobachtete qualitative Verlauf der Last-Durchbiegungskurven gestaltet sich unabhängig von der Laststellung. Die Last-Durchbiegungsbeziehung verläuft nahezu linear bis zum Bruch. Die Vergrößerung der Schubschlankheit bedingt bei gleicher Querkraftbeanspruchung eine erhöhte Biegebeanspruchung, so dass die Durchbiegungen anwachsen.

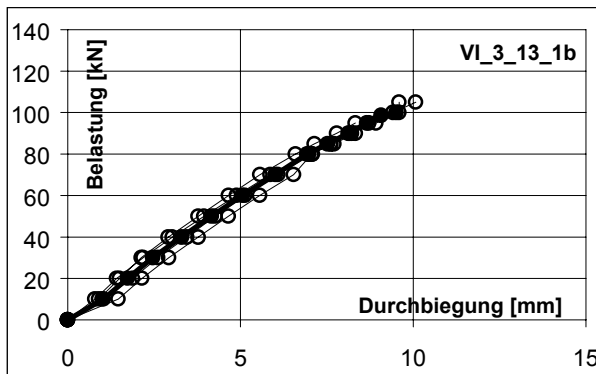
Entsprechend der Tabelle 6.3.4.1 liegen die Mittendurchbiegungen im Bruchzustand betragsmäßig in der gleichen Größenordnung. Gleiches gilt auch für den Endschlupf der Längsbewehrung in den Diagrammen 6.3.4.4-6.



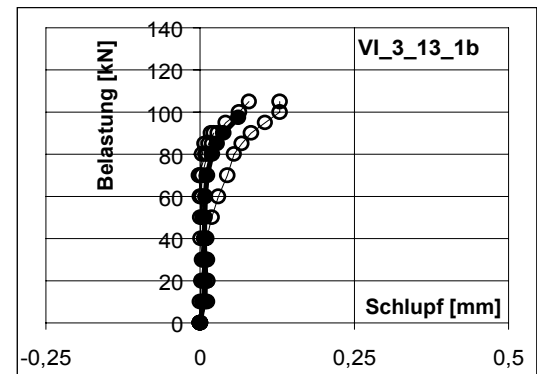
Dia. 6.3.4.1 Mittendurchbiegung in Abhängigkeit der äußeren Belastung für die Schubschlankheit $a/d=1,5$



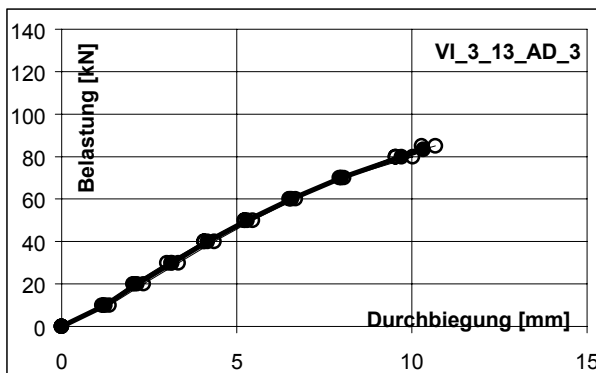
Dia. 6.3.4.4 Schlupf der Längsbewehrung in Abhängigkeit der äußeren Belastung für die Schubschlankheit $a/d=1,5$



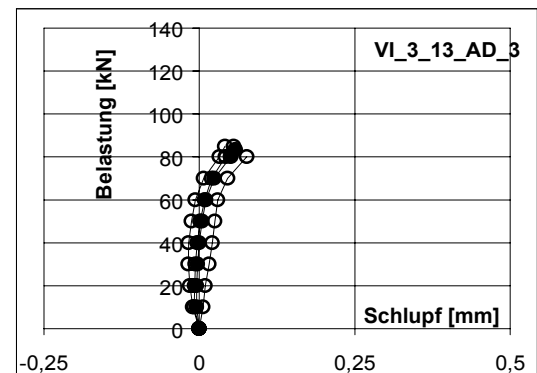
Dia. 6.3.4.2 Mittendurchbiegung in Abhängigkeit der äußeren Belastung für die Schubschlankheit $a/d=2,2$



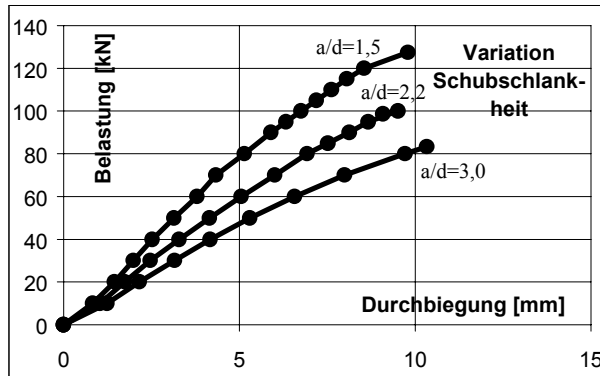
Dia. 6.3.4.5 Schlupf der Längsbewehrung in Abhängigkeit der äußeren Belastung für die Schubschlankheit $a/d=2,2$



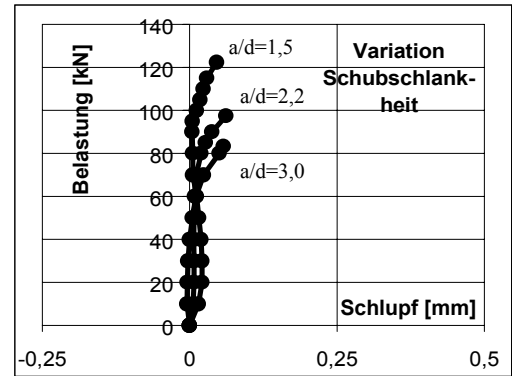
Dia. 6.3.4.3 Mittendurchbiegung in Abhängigkeit der äußeren Belastung für die Schubschlankheit $a/d=3,0$



Dia. 6.3.4.6 Schlupf der Längsbewehrung in Abhängigkeit der äußeren Belastung für die Schubschlankheit $a/d=3,0$



Dia. 6.3.4.7 Mittendurchbiegung in Abhängigkeit der äußeren Belastung für die untersuchten Schubschlankheiten



Dia. 6.3.4.8 Schlupf der Längsbewehrung in Abhängigkeit der äußeren Belastung für die unters. Schubschlankheiten

d_{sA} [mm]	s_w [cm]	a/d [-]	V_{exp} [kN]	$W_{m,u}$ [mm]	$s_{L,u}$ [mm]
10	5	1,5	122,5	9,8	0,046
10	5	2,2	97,5	9,5	0,062
10	5	3,0	83,3	10,3	0,057

Tab. 6.3.4.1 Endschlupf der Längsbewehrung/ Mittendurchbiegung

Aufgrund der absinkenden Bruchquerkraft bei Vergrößerung der Schubschlankheit a/d werden diese Übereinstimmungen bezüglich der Durchbiegung und des Endschlupfes bedingt.

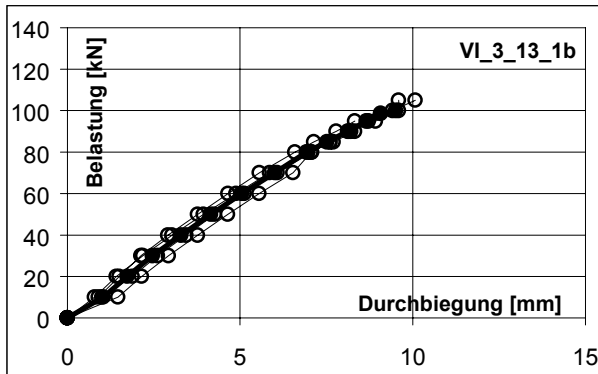
Es kann festgestellt werden, dass der Endschlupf mit ca. $s_{L,u}=0,05\text{mm}$ deutlich unterhalb der kritischen Schlupfwerte von $s_{L,u}=0,25\text{mm}$ liegt. Damit wird ein Bruch der Versuchsbalken dieser Serien durch das Versagen des Knotenpunktes zwischen geneigter Betondruckstrebe und Vertikalstäben in der Balkendruckzone infolge des Erreichens der kritischen Hauptspannungsdifferenz bestätigt.

6.3.5 Lastart

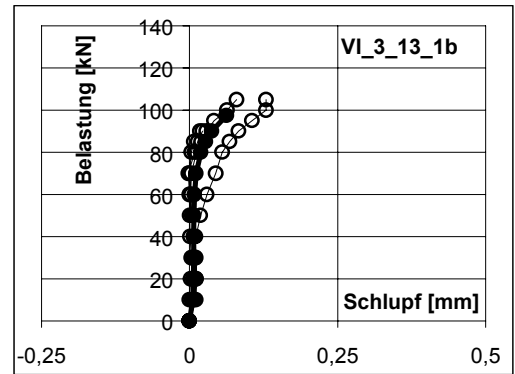
Die Diagramme 6.3.5.1-2 zeigen die versuchstechnisch ermittelte Mittendurchbiegung in Abhängigkeit der äußeren Belastung für die untersuchten Lastarten.

Die festgestellten qualitativen Verläufe der Last-Durchbiegungskurven weisen Unterschiede auf. Im Bereich geringer Beanspruchung kann für beide Belastungsarten der typische lineare Verlauf festgestellt werden. Bei der Viertelpunktbelastung bleibt diese Tendenz bis zum Bruch erhalten, während sich bei der Linienbelastung im Bereich der Traglasten zunehmende Vertikalverschiebungen als Folge plastischer Deformationen einstellen.

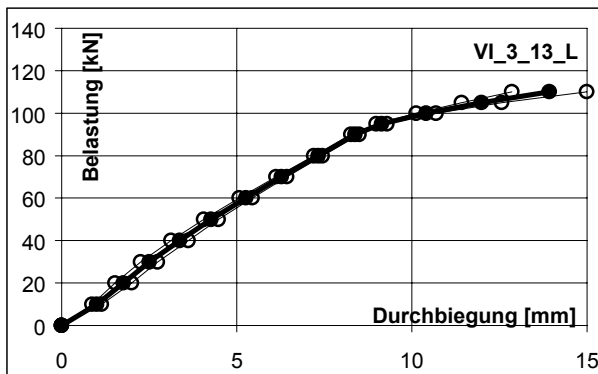
Aufgrund der von der Lastart unabhängigen Entwicklung der Biegebeanspruchung gestaltet sich das Last-Durchbiegungsverhalten für beide Versuchsserien zunächst gleich.



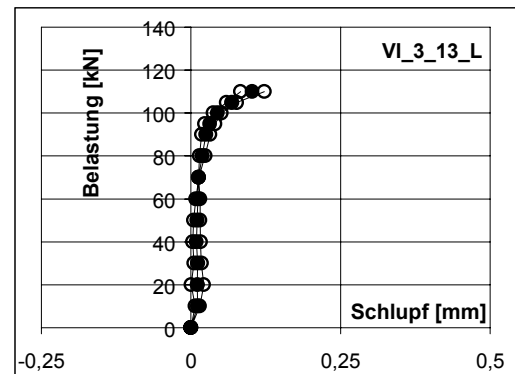
Dia. 6.3.5.1 Mittendurchbiegung in Abhängigkeit der äußeren Belastung für die Viertelpunktbelastung



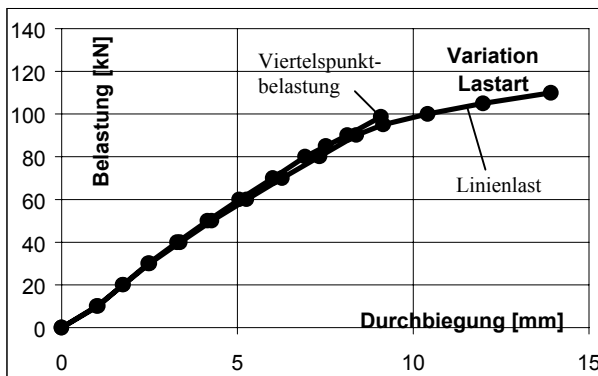
Dia. 6.3.5.3 Schlupf der Längsbewehrung in Abhängigkeit der äußeren Belastung für die Viertelpunktbelastung



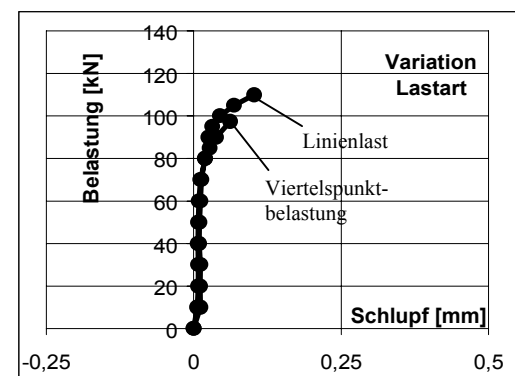
Dia. 6.3.5.2 Mittendurchbiegung in Abhängigkeit der äußeren Belastung für die Linienlast



Dia. 6.3.5.4 Schlupf der Längsbewehrung in Abhängigkeit der äußeren Belastung für die Linienlast



Dia. 6.3.5.5 Mittendurchbiegung in Abhängigkeit der äußeren Belastung für die untersuchten Lastarten



Dia. 6.3.5.6 Schlupf der Längsbewehrung in Abhängigkeit der äußeren Belastung für die untersuchten Lastarten

Die Diagramme 6.3.5.3-4 zeigen den versuchstechnisch ermittelten Endschlupf $s_{L,u}$ der Längsbewehrung in Abhängigkeit der untersuchten Belastungsarten.

d_{sA}	s_w	Lastart	V_{exp}	$W_{m,u}$	$s_{L,u}$
[mm]	[cm]		[kN]	[mm]	[mm]
10	5	L	110	13,92	0,102
10	5	V	98,8	9,08	0,062

Tab. 6.3.5.1 Endschlupf der Längsbewehrung/ Mittendurchbiegung

Bei der linienartigen Verteilung der Belastung kommt es aufgrund der höheren Biegebeanspruchung zu einer größeren Durchbiegungen der Versuchsbalken. Die daran geknüpfte höhere Zugbeanspruchung der Längszugbewehrung führt zu den erhöhten Schlupfwerten (vgl. Tab. 6.3.5.1) im Bruchzustand.

Da der gemessene Wert mit $s_{L,u}=0,106\text{mm}$ kleiner als der kritische Schlupf nach Abschnitt 6.3.1 ist, kann ein Versagen der Endverankerung des Zuggurtes ausgeschlossen werden. Bei Erreichen der Bruchlast wurde eine Zerstörung der Druckzone festgestellt. Es handelt sich damit um einen primären Biegedruckbruch infolge des Erreichens kritischer Festigkeitswerte in der Biegedruckzone.

Bei der Viertelpunktbelastung bedeutet der unkritische Schlupf einen Querkraftbruch.

6.4 Thermische Vorspannung

In Anlehnung an die experimentellen Untersuchungen zur thermischen Vorspannung des Porenbetons nach Abschnitt 4.3 soll im Folgenden die Biegerislast unter Berücksichtigung der Vorspannung für die Versuchsbalken rechnerisch ermittelt und mit den Versuchsbeobachtungen verglichen werden.

Diese werden unter Voraussetzung der Temperaturexpansionskoeffizienten:

$$\lambda_c = 8 \cdot 10^{-6} \text{ K}^{-1},$$

$$\lambda_s = 12 \cdot 10^{-6} \text{ K}^{-1}$$

und der in Abschn. 4.3 formulierten Annahmen abgeleitet.

Die wirksamen Schnittgrößen infolge Abkühlung bezogen auf den ideellen Querschnitt betragen danach:

$$N_i = -V^{00} = -\varepsilon^{00} EA_s = -6,8 \cdot 10^{-4} \cdot 24000 \text{ kN/cm}^2 \cdot 5,5 \text{ cm}^2 = -89,76 \text{ kN}$$

$$M_i = N_i \cdot y_{is} = -89,76 \text{ kN} \cdot 1,74 \text{ cm} = -156,2 \text{ kNcm}$$

Die daraus resultierenden Betonrandspannungen betragen an der oberen bzw. unteren Randfaser:

$$\sigma_{c,o} = \frac{N_i}{A_i} + \frac{M_i}{I_i} y_{io} = \frac{-89,76 \text{ kN}}{1161,5 \text{ cm}^2} + \frac{-156,2 \text{ kNcm}}{34510,3 \text{ cm}^4} (-12,5 \text{ cm} - 1,62 \text{ cm})$$

$$= -0,0772 \text{ kN/cm}^2 + 0,0639 \text{ kN/cm}^2 = -0,013 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{c,u} = \frac{N_i}{A_i} + \frac{M_i}{I_i} y_{iu} = \frac{-89,76 \text{ kN}}{1161,5 \text{ cm}^2} + \frac{-156,2 \text{ kNcm}}{34510,3 \text{ cm}^4} (12,5 \text{ cm} - 1,62 \text{ cm})$$

$$= -0,0772 \text{ kN/cm}^2 - 0,0492 \text{ kN/cm}^2 = -0,126 \text{ kN/cm}^2$$

Das rechnerische Biegemoment und die zugehörige Last P betragen für die Versuchsserie VI_3_13_1b ($\rho_L=0,78\%$) bei:

- Annahme einer Zugfestigkeit $f_{ct} = 0,13 f_{cm} = 0,072 \text{ kN/cm}^2$ und bei Vernachlässigung der thermischen Vor-

$$M_{cr} = \frac{\sigma^* I_i}{y_{iu}} = \frac{0,072 \text{ kN/cm}^2 \cdot 34510 \text{ cm}^4}{10,88 \text{ cm}} = 228,4 \text{ kNcm}$$

$$P_{cr} = \frac{2 \cdot M_{cr}}{a} = \frac{2 \cdot 228,4 \text{ kNcm}}{47,5 \text{ cm}} = 9,62 \text{ kN}$$

spannung:

- Annahme einer Zugfestigkeit von $f_{ct} = 0,13 f_{cm}$ und bei Berücksichtigung der thermischen Vorspannung

Die in den Balkenversuchen ermittelte Biegerislast kann bei diesem Längsbewehrungsgrad im Mittel mit 35 kN angegeben werden. Die rechnerische Biegerislast liegt unter Vernachlässigung des thermischen Vorspanneffektes bei 9,6 kN und unter Berücksichtigung der Vorspannung des Porenbetons bei 26,5 kN.

Damit kann festgestellt werden, dass die thermische Vorspannung entsprechend der Vorbetrachtungen die Biegerisbildung verzögert. Daraus resultieren im Gebrauchszustand für die Balkenelemente eine geringere Durchbiegung, was sich positiv auf die Nutzungseigenschaften auswirkt.

$$M_{cr} = \frac{\sigma^* I_i}{y_{iu}} = \frac{(0,072 + 0,126 \text{ kN/cm}^2) \cdot 34510 \text{ cm}^4}{10,88 \text{ cm}} = 628,0 \text{ kNcm}$$

$$P_{cr} = \frac{2 \cdot M_{cr}}{a} = \frac{2 \cdot 628,0 \text{ kNcm}}{47,5 \text{ cm}} = 26,5 \text{ kN}$$

Im Bruchzustand konnten bei allen Balken Verschiebungen der Endverankerung der Längsbewehrung bzw. ein Endschlupf festgestellt werden. Die Größe des Endschlupfes ist deutlich von der konstruktiven Durchbildung der Balken abhängig. Ein Endschlupf bedeutet eine inelastische Deformation und kann hinsichtlich seiner Auswirkung auf den Vorspanneffekt mit einer Plastizierung der Längsbewehrung verglichen werden. Das bedeutet, dass durch den Endschlupf der Vorspanneffekt abgebaut wird und somit für den Grenzzustand der Querkrafttragfähigkeit bedeutungslos bleibt (vgl. Abschn. 6.3).

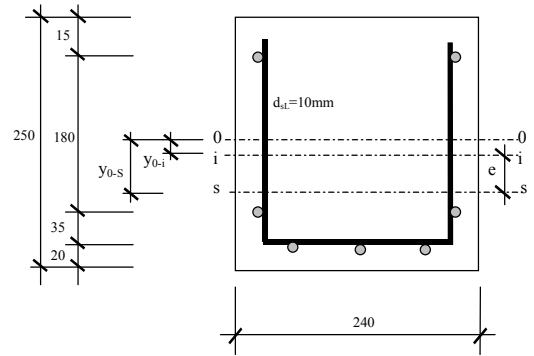


Abb. 6.4.1 Querschnitt des Balkentyps VI_3_13

6.5 Stahldehnung des Zuggurtes

Durch die Variation des Bügelabstandes kann nach Abschnitt 6.3.1 eine Modifikation der Versagensmechanismen festgestellt werden. Der Bruch der Verankerung der Querkraftbewehrung bei kleinen Bügelabständen $s_w=5, 10\text{cm}$ wird durch einen Biegedruckbruch bei größeren Bügelabständen $s_w=10, 15\text{cm}$ abgelöst. Wie Untersuchungen des Endschlupfes der Längszugbewehrung zeigen, lässt sich der Biegedruckbruch auf die nachgiebige Verankerung der Längszugbewehrung zurückführen und stellt damit einen sekundären Versagensmechanismus dar.

Ergänzende Messungen der Stahldehnung in der Balkenzugzone geben Aufschluss über den Verlauf der Zugkraft in der Längsbewehrung in Abhängigkeit des Bügelabstandes s_w . Die Diagramme 6.5.3.-10 zeigen die Entwicklung der Stahldehnung in der unteren Stahlage in Abhängigkeit der äußeren Belastung und den Verlauf der Zugkraftlinie über die Balkenlängsachse¹.

Diagramm 6.5.1 zeigt zusammenfassend die Stahldehnungen in Abhängigkeit der äußeren Belastung für die untersuchten Bügelabstände $s_w=5, 10, 15, 20\text{cm}$. Dabei stellen die dunklen Kreise die Dehnungen an der Auflagervorderkante, die hellen Kreise die Dehnungen im Lasteinleitungspunkt (momentenbeanspruchter Bereich) dar.

Die Stahldehnung des Zuggurtes in Abhängigkeit von der äußeren Belastung verläuft im momentenkonstanten Bereich analog der Last-Durchbiegungslinie nahezu linear bis zum Bruch.

Ein leichter Abfall der Funktion kann bei einer Belastung von $P_{\text{exp}}=35\text{kN}$, der Biegerisslast unter Berücksichtigung der thermischen Vorspannung der Balkenelemente, festgestellt werden. Aufgrund des

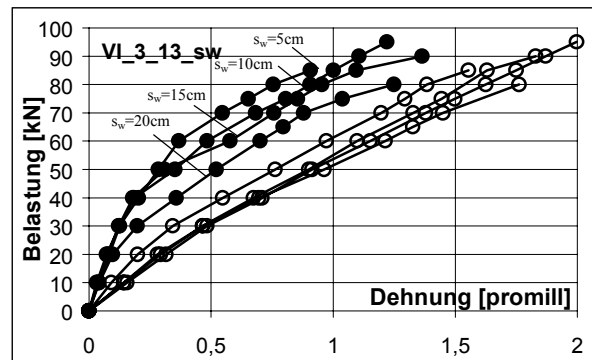
hohen Längsbewehrungsgrades und der vergleichsweise geringen Zugfestigkeit des Porenbetons fällt die Biegesteifigkeit moderat ab. Die identische Querschnittsdurchbildung der untersuchten Balkenelemente bedingt, dass die Messkurven der einzelnen Versuchsreihen nahezu deckungsgleich übereinander liegen und damit unabhängig vom Bügelabstand s_w sind. Die Fließgrenze des Bewehrungsstahls wird nicht erreicht, die Zugbewehrung ist in Hinblick auf die Versagensmechanik unkritisch.

Die Last-Dehnungskurven des Zuggurtes im Bereich der Auflagervorderkante zeigen dagegen eine interessante Entwicklung. Der Verlauf der Kurven weist einen deutlichen Knick auf, der sich nicht auf das Fließen des Stahls zurückführen lässt. Mit dem Erreichen der Haftverbundfestigkeit werden die Querstäbe als diskrete Lasteintragungspunkte zur Absicherung der Interaktion aktiviert. Das nichtlineare Trag-Verformungsverhalten einer diskreten Verankerung durch Querstäbe in Porenbeton bedeutet Lastumlagerungen und zunehmende Beteiligung der Endverankerung der Längsbewehrung. Erkennbar ist dieser Effekt an dem progressiven Anwachsen der Stahldehnung in den höheren Belastungsstufen. Damit wird die Zugkraftlinie völliger (vgl. Dia. 6.5.3-5-7-9). Dieser Prozess ist zwingend vom Abstand der Querstäbe abhängig. Mit anwachsendem Bügelabstand bzw. Abstand der Querbewehrung nimmt die Stahldehnung am Auflager zu.

Das lässt sich auf zwei Einflüsse zurückführen. Die Vergrößerung der Bügelabstände bedeutet eine Verminderung der Verankerungssteifigkeit der Querkraftbewehrung, die, wie Abschnitt 6.2 zeigt, tendenziell zu einer direkten Lastabtragung und damit zu flacher geneigten Hauptdruckspannungen im Auflagerbereich führt. Die Folge ist eine erhöhte Zugbeanspruchung der Längsbewehrung.

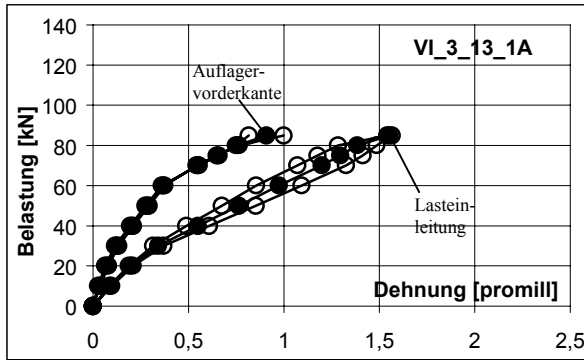
Des Weiteren bedeutet die Vergrößerung der Bügelabstände (der Querbewehrung) eine Beeinträchtigung der Interaktion der Verbundmaterialien, so dass sich das Tragsystem qualitativ von einem Verbundträger zu einem bewehrten Balken ohne Verbund entwickelt. Damit stellt die Endverankerung den kritischen Bereich dar. Wie die Endschlupfmessungen zeigen, kann bei großen Bügelabständen $s_w=15, 20\text{cm}$ eine deutliche Verformung der Verankerung der Längsbewehrung nachgewiesen werden.

Aus diesem Grund scheint es bei der Auslegung querkraftbewehrter Bauteile aus Porenbeton zwingend, den Abstand der Querbewehrung bei dem Nachweis der Querkrafttragfähigkeit sowie bei dem Nachweis der Zugkraftdeckung und Endverankerung der Längsbewehrung zu berücksichtigen. Das Versatzmaß ist dabei in Abhängigkeit der Neigung der Hauptspannung bzw. der Druckstrebenneigung zu bestimmen.

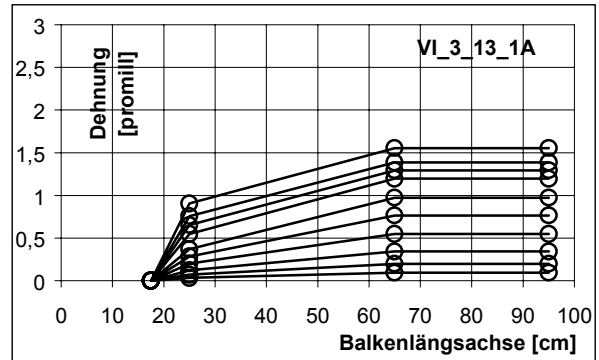


Dia. 6.5.1 Stahldehnung in Abhängigkeit der Belastung für die untersuchten Bügelabstände $s_w=5, 10, 15, 20\text{cm}$

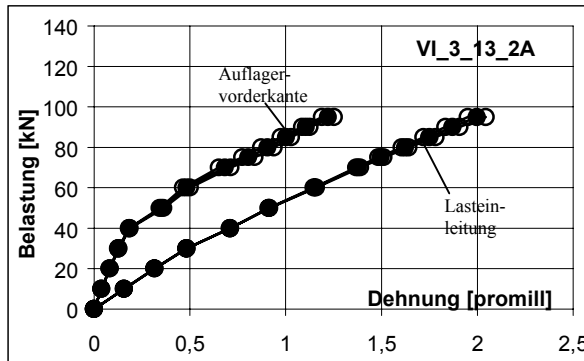
¹ Die Einzelwerte werden durch helle Kreise, die Mittelwerte durch schwarze Punkte markiert.



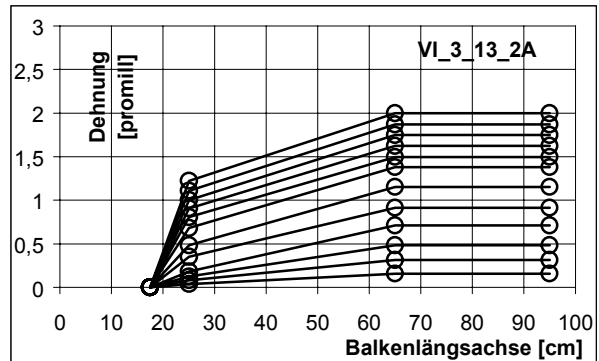
Dia. 6.5.2 Stahldehnung im Zuggurt in Abhängigkeit der Belastung bei einem Bügelabstand $s_w=5\text{cm}$



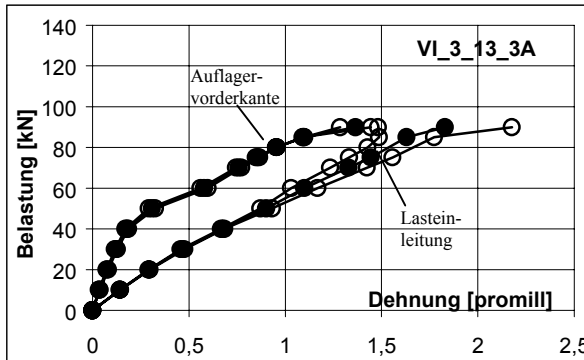
Dia. 6.5.3 Verlauf der Zugkraftlinie im Zuggurt über die Balkenlängsachse bei einem Bügelabstand $s_w=5\text{cm}$



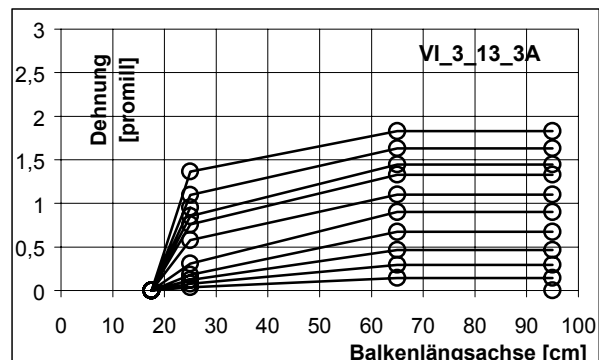
Dia. 6.5.4 Stahldehnung im Zuggurt in Abhängigkeit der Belastung bei einem Bügelabstand $s_w=10\text{cm}$



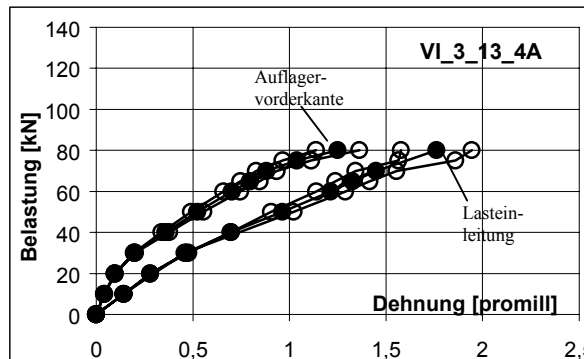
Dia. 6.5.5 Verlauf der Zugkraftlinie im Zuggurt über die Balkenlängsachse bei einem Bügelabstand $s_w=10\text{cm}$



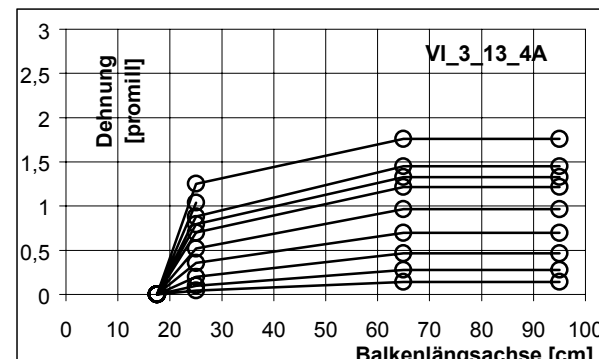
Dia. 6.5.6 Stahldehnung im Zuggurt in Abhängigkeit der Belastung bei einem Bügelabstand $s_w=15\text{cm}$



Dia. 6.5.7 Verlauf der Zugkraftlinie im Zuggurt über die Balkenlängsachse bei einem Bügelabstand $s_w=15\text{cm}$

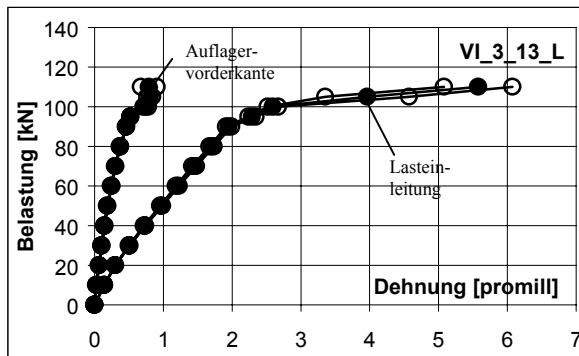


Dia. 6.5.8 Stahldehnung im Zuggurt in Abhängigkeit der Belastung bei einem Bügelabstand $s_w=20\text{cm}$

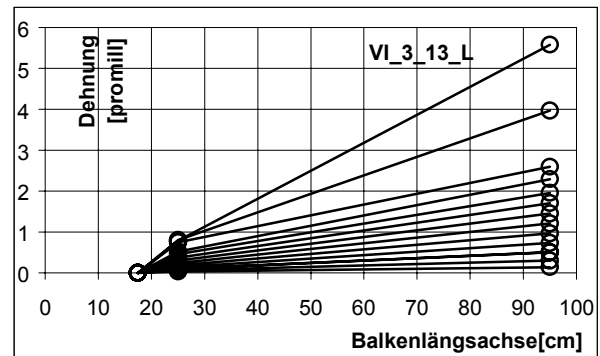


Dia. 6.5.9 Verlauf der Zugkraftlinie im Zuggurt über die Balkenlängsachse bei einem Bügelabstand $s_w=20\text{cm}$

Ein anderes Bild ergeben die Messungen der Stahldehnung des Zuggurtes der durch eine Linienlast beanspruchten Versuchsbalken (vergl. Abb. 6.5.10-11).



Dia. 6.5.10 Stahldehnung im Zuggurt in Abhängigkeit der Belastung bei Linienbelastung



Dia. 6.5.11 Verlauf der Zugkraftlinie im Zuggurt über die Balkenlängsachse bei Linienbelastung

Der Verlauf der Last-Dehnungskurven weist im momentenbeanspruchten Bereich einen deutlichen Knick auf, der sich in diesem Fall auf das Erreichen der Fließgrenze des Stahls zurückführen lässt. Die Plastizierung der Bewehrung bedeutet eine Einschnürung und das Versagen der Biegedruckzone. Die Stahldehnung im Auflagerbereich ist mit ca. 10^{-3} moderat. Übermäßige Deformationen der Endverankerung der Längsbewehrung können daher ausgeschlossen werden. Danach kann für die linienförmige Belastung ein primärer Biegedruckbruch bestätigt werden.

6.6 Balkenbreite und Schnittigkeit der Querkraftbewehrung

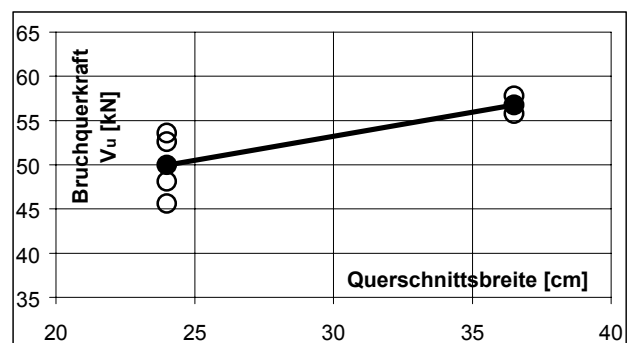
Der Querkraftbewehrungsgrad $\rho_w = \frac{n A_{sw}}{s_w b_w} = \frac{a_{sw}}{b_w}$ ermöglicht eine parameterfreie Beurteilung der Querkrafttragfähigkeit querkraftbewehrter Elemente aus Stahl- oder Leichtbeton. Unter Voraussetzung des Fließens der Querkraftbewehrung als maßgebliches Versagenskriterium finden dabei die bezogene Querschnittsfläche der Querkraftbewehrung $a_{sw} = \frac{n A_{sw}}{s_w}$ und die Querschnittsbreite b_w Berücksichtigung. Wie die bisherige

Untersuchung der Querkrafttragfähigkeit des querkraftbewehrten Porenbetons zeigt, spielt die Querschnittsfläche A_{sw} der Querkraftbewehrung eine untergeordnete Rolle. Der Bügelabstand s_w ist indirekt in Hinblick auf die Entwicklung der Verankerungssteifigkeit der Querkraftbewehrung bedeutsam. Statt dessen beeinflusst der Durchmesser des Verankerungsstabes der Querkraftbewehrung die Tragfähigkeit der Elemente.

Die verbleibenden Parameter, die Querschnittsbreite b_w und die Schnittigkeit der Querkraftbewehrung n , behalten unter Voraussetzung, dass der Bruch der Verankerung der Querkraftbewehrung das maßgebliche Versagenskriterium darstellt, ihren Einfluss auf die Tragfähigkeit.

Eine gezielte Variation der Schnittigkeit der Querkraftbewehrung ist aufgrund technologischer Randbedingungen nicht durchführbar. Eine Untersuchung des Einflusses einer variierenden Querschnittsbreite b_w ist auf der Grundlage des zur Verfügung stehenden Balkensortimentes möglich. Diagramm 6.6.1 zeigt die Entwicklung der Bruchquerkraft in Abhängigkeit der Querschnittsbreite.

Danach kann mit ansteigender Querschnittsbreite ein Anwachsen der Bruchquerkraft festgestellt werden. In allen Einzelversuchen versagen die Balkenelemente durch den Verankerungsbruch der Querkraftbewehrung. In Hinblick auf die Schnittigkeit der Querkraftbewehrung kann vermutet werden, dass die Bruchquerkraft mit anwachsender Zahl an Bügelschenkeln bzw. an Bügelverankerungsstäben zunimmt. Bezüglich einer Beurteilung querkraftbewehrter Elemente aus Porenbeton muss die Definition des Querkraftbewehrungsgrades in entsprechender Weise modifiziert werden. Entsprechende Überlegungen werden in Abschnitt 7 durchgeführt.



Dia. 6.6.1 Entwicklung der Querkraft im Bruchzustand in Abhängigkeit der Querschnittsbreite b_w

6.7 Vergleichende Berechnungen

6.7.0 Allgemeines

Wie die bisherigen Ergebnisse der experimentellen Querkraftuntersuchung zeigen, gestaltet sich die Tragwirkung querkraftbewehrter Elemente aus Porenbeton als komplexes Problem. Hier sei erinnert an die dynamische Rissentwicklung bedingt durch die permanente Änderung des statischen Systems, die Zeitabhängigkeit der Verformungsprozesse, die Einflüsse aus Lastwiederholung, den verschieblichen Verbund, die Nachgiebigkeit der Verankerungssysteme, die sprödbbruchbedingten Versagensmechanismen und die Streuung der Einflussparameter.

Die ganzheitliche Erfassung des querkraftbewehrten Balkens durch eine FE-Analyse gestaltet sich deshalb sehr aufwendig. Wie die numerischen Analysen nach den Abschnitten 4.1 und 4.2 zeigen, können einzelne Problemkreise, wie die Verbundproblematik oder das Verankerungsverhalten von Querstäben in Porenbeton, unter Berücksichtigung der Rissbildung und Entfestigung des Porenbetons innerhalb einer Prozesszone mit hinreichender Genauigkeit simuliert werden. Der querkraftbewehrte Balken stellt ein komplexes System dar, bestehend aus einer Vielzahl derartiger Prozesszonen. Die Verbundwirkung entlang der gesamten Längs- und Querbewehrung ist als verschieblich anzunehmen. Nach der Entfestigung des Haftverbundes werden die Verankerungsstäbe der Längs- und Querbewehrung aktiviert, um das Zusammenwirken der Verbundmaterialien zu ermöglichen. Eine komplexe numerische Simulation bewehrter Strukturen aus Porenbeton ist auf der Grundlage der aufgezeigten Methodik möglich, jedoch infolge der erforderlichen Auflösung außerordentlich berechnungsintensiv und im Rahmen dieser Arbeit nicht möglich.

Es verbleiben für vergleichende Berechnungen Methoden, die auf stark vereinfachten Annahmen und Voraussetzungen beruhen. Unter der Bedingung, dass im Grenzzustand der Tragfähigkeit die Querkraftrissbildung stark fortgeschritten ist und zu einer Separierung des querkraftbeanspruchten Bereiches in einzelne Tragwerksteile geführt hat, bieten sich Stabwerksmodelle zur Erfassung des inneren Lastflusses an.

Durch vergleichende Berechnungen müssen:

- das nichtlineare Last-Verformungsverhalten der Verankerung der Querkraftbewehrung,
- die direkte Lastabtragung durch Sprengwerkwirkung,
- das spröde Versagen der Verankerung der Querkraftbewehrung

erfasst werden, um ein realistisches Bild von dem Lastfluss und von den Versagensmechanismen aufzeigen zu können. Der rechnerische Bruchzustand des Gesamttragwerkes wird durch die Tragfähigkeit einzelner Tragwerksteile bestimmt.

Von besonderem Interesse sind hinsichtlich einer vergleichenden Berechnung die Versuchsreihen mit variierendem Bügelabstand und variierender Schubschlankheit. Hierdurch sollen Rückschlüsse auf den Einfluss der Verankerungssteifigkeit der Querkraftbewehrung und der Laststellung auf den inneren Lastfluss gezogen werden.

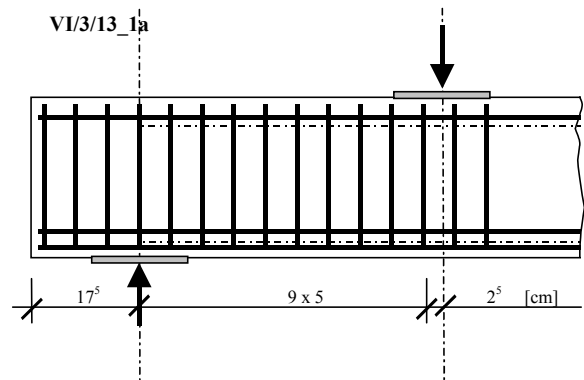
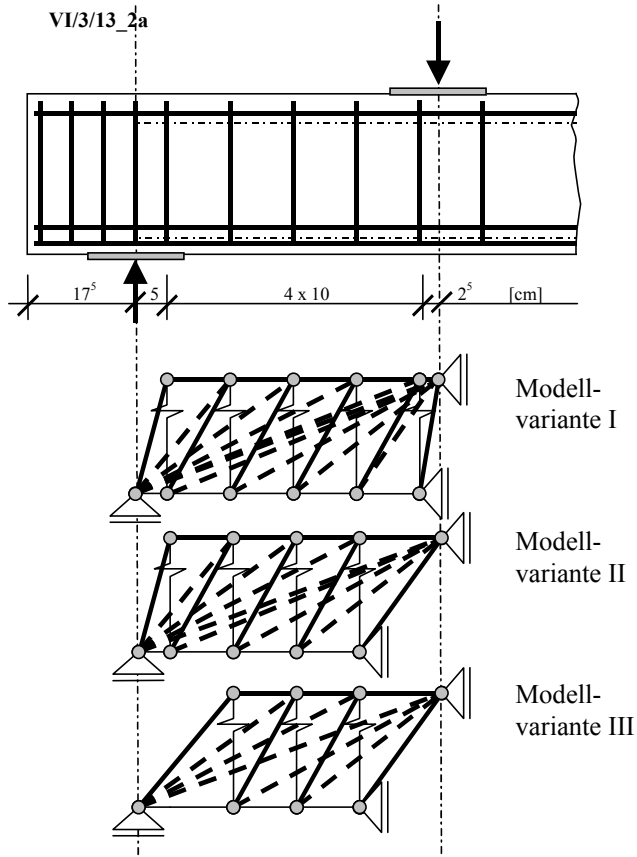
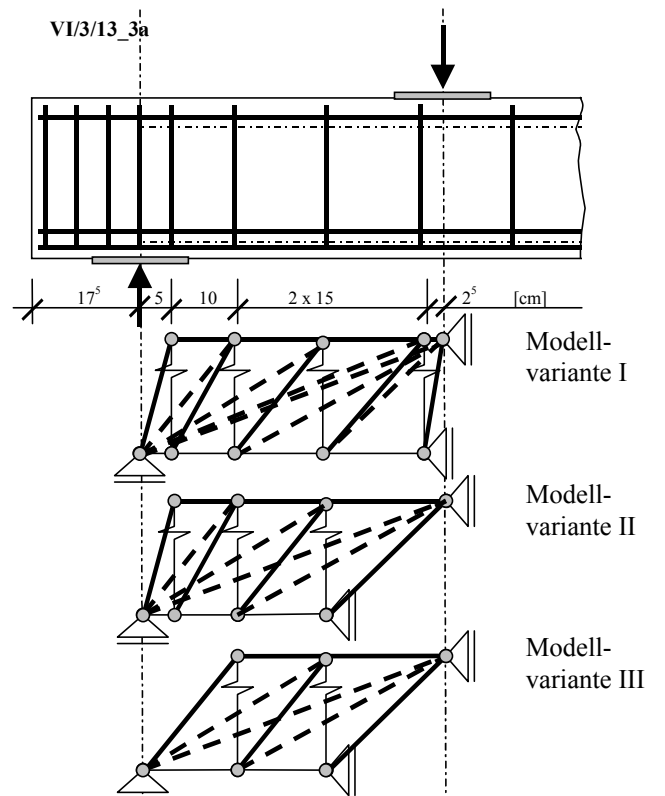
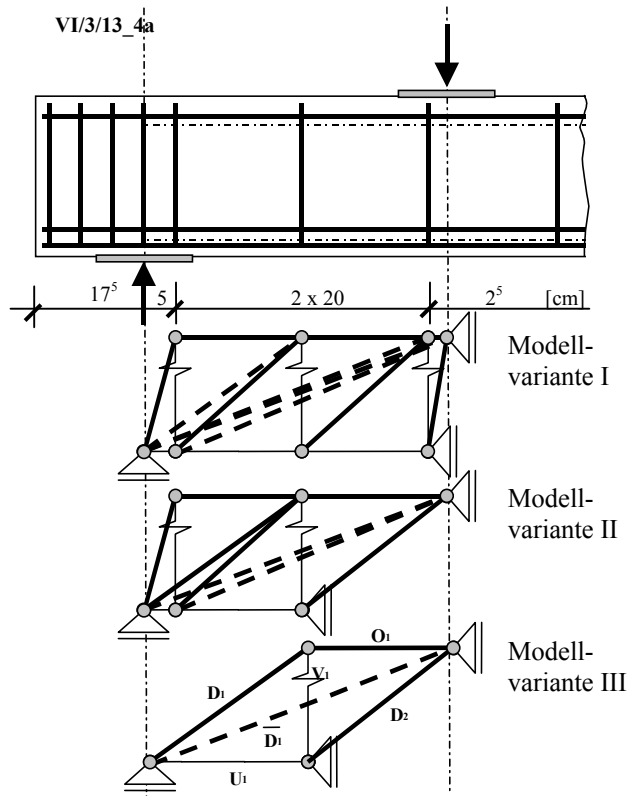
6.7.1 Grundlagen der Berechnung und Modellierung

Für die vergleichenden Berechnungen wird der Bruchzustand der querkraftbewehrten Elemente betrachtet, d.h. die Biege- und Querkraftrissbildung separiert den querkraftbeanspruchten Bereich in einzelne Tragwerksteile. Die an die Rissbildung gebundenen Lastumlagerungen bedeuten eine Übertragung der Zugbeanspruchung durch die Längs- bzw. Querbewehrung. Die Lage der Stäbe ist durch die Korbgeometrie definiert. Durch den Porenbeton sollen ausschließlich Druckbeanspruchungen aufgenommen werden.

Die Querschnittsabmessungen des Balkenobergurtes sowie des inneren Hebelarms werden aus der Querschnittsanalyse unter der Voraussetzung des starren Verbundes abgeleitet (vgl. Abb. 6.7.2).

Hinsichtlich der Querkraftbewehrung wird davon ausgegangen, dass die Verbundwirkung zwischen Porenbeton und Bewehrungsstahl aufgehoben ist und die Einleitung der Bügelkräfte in Zug- und Druckzone über die Verankerungsstäbe (Längsbewehrung) funktioniert. Damit ist die Lage der Lasteinleitungsstellen geometrisch bestimmt. Die Modellierung eines zum Auflager geneigten Obergurtes zur Erfassung des Betonanteiles V_c an der Querkraftübertragung analog den Überlegungen [bric_1] erscheint nicht zweckmäßig. Bei der Modellierung wird zunächst jeder Bügelschenkel als diskreter Zugstab betrachtet.

Zur Erfassung der direkten Lastabtragung wird das statisch bestimmte Fachwerk mit einem aus mehreren Sprengwerken bestehenden System überlagert. Die Modellierung der Sprengwerke wird an die Überlegungen Thürlimanns [thür_3] (vgl. Abb. 2.1.2.6) bezüglich der Störbereiche in den Lasteinleitungs- bzw. Auflagerzonen angelehnt. Danach werden von den Lasteintragspunkten (Auflager, Belastungspunkt) zu allen gegenüberliegenden Knotenpunkten des statisch bestimmten Fachwerkmodells ergänzende Druckstreben in das Fachwerkmodell eingefügt (vgl. Abb. 6.7.1).



Das aus der Überlagerung von Fachwerkmodell und Sprengwerken resultierende statisch unbestimmte System ermöglicht die Erfassung von Lastumlagerungsprozessen, die an eine nichtlineare Last-Schlupfbeziehung der Verankerung der Querkraftbewehrung geknüpft sind. Wie die Ausziehversuche zeigen, gestaltet sich das Last-Verformungsverhalten der Querkraftbewehrung unabhängig vom Verhältnis aus seitlicher Randüberdeckung zum Verankerungstabdurchmesser e/d_{sA} . Die Federwirkung wird entsprechend Abschnitt 4.2.5.3 abgeleitet.

Die rissverzahnende Wirkung zwischen den geneigten Betondruckstreben wird vernachlässigt, jedoch bei der Auswertung in Betracht gezogen.

Durch die Definition der Steifigkeiten und Bruchkriterien der einzelnen Tragwerksteile lassen sich aus den Berechnungen der Lastfluss und die Bruchlast ableiten.

6.7.2 Steifigkeitsverteilung und Bruchkriterien

Die Steifigkeit des Obergurtes und der innere Hebelarm werden anhand der Dehnungsverteilung am Querschnitt im Bruchzustand bei reiner Biegung und unter Voraussetzung starren Verbundes ermittelt. Bezüglich der Völligkeit der Druckspannungen der Druckzone werden in der Literatur voneinander abweichende Angaben gemacht. Schäffler [schä_2] leitet eine Völligkeit von 0,5...0,58, Janovic [jano_1] eine Völligkeit von 0,63 aus experimentellen Untersuchungen ab. Zur Vereinfachung und unter Berücksichtigung des weitestgehend linearen Spannungs-Dehnungsverhaltens des Porenbetons bei einachsiger Druckbeanspruchung wird dem biegebeanspruchten Querschnitt eine Völligkeit der Druckspannungen in der Druckzone von 0,5 zugrunde gelegt.

Abbildung 6.7.2 zeigt die so ermittelten Interaktionsdiagramme für die unterschiedlichen Längsbewehrungsgrade $\rho_L=0,62$ und $0,78\%$. Danach lassen sich für eine reine Biegebeanspruchung die zugehörige Dehnungsverteilung, die Druckzonenhöhe und der innere Hebelarm ableiten.

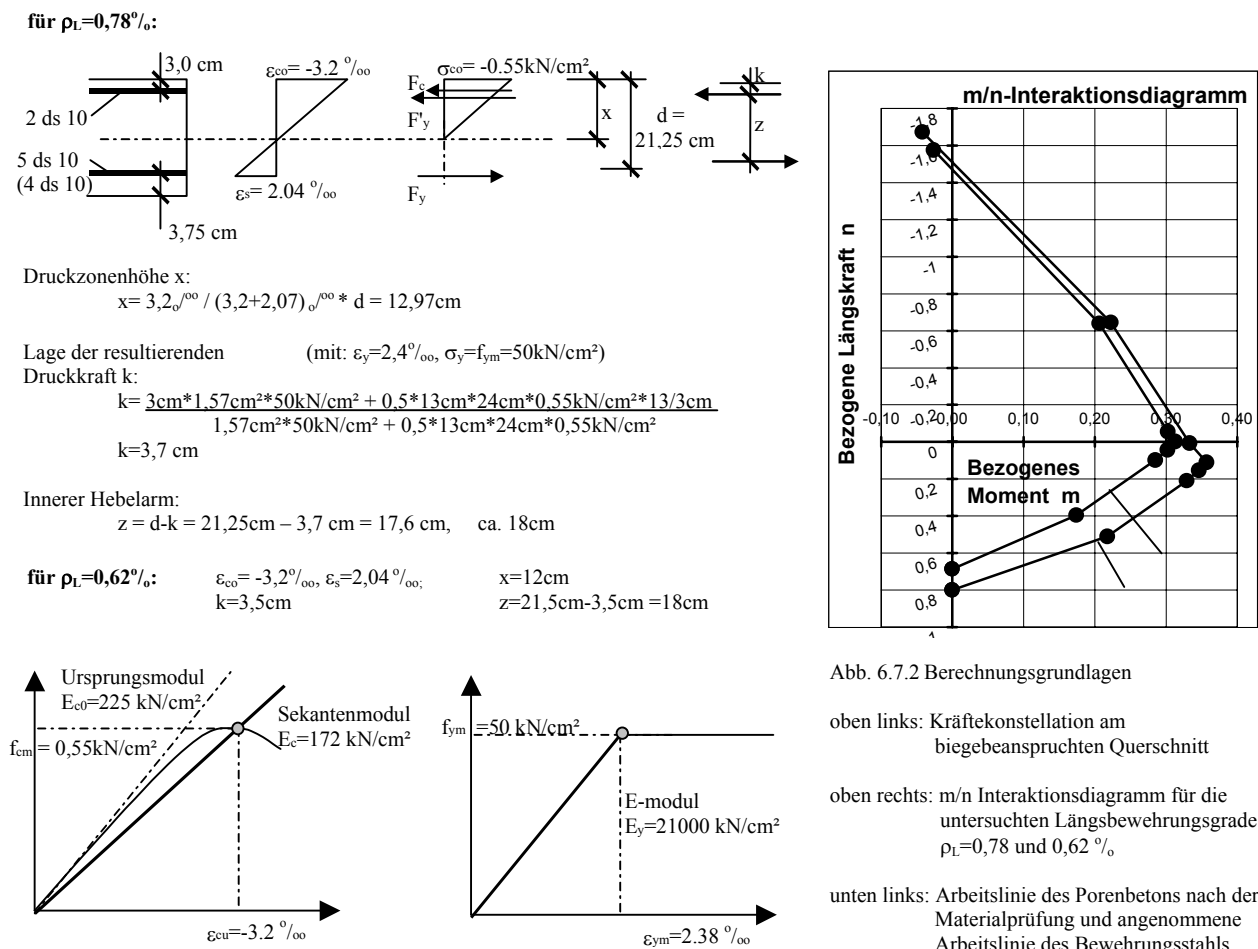


Abb. 6.7.2 Berechnungsgrundlagen

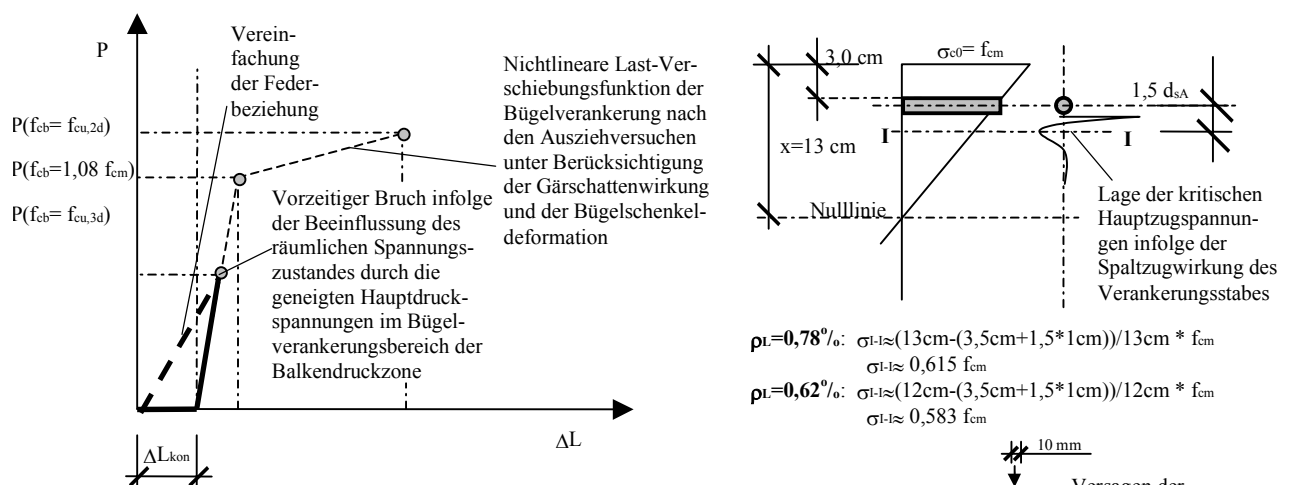
oben links: Kräftekonstellation am biegebeanspruchten Querschnitt

oben rechts: m/n Interaktionsdiagramm für die untersuchten Längsbewehrungsgrade $\rho_L=0,78$ und $0,62\%$

unten links: Arbeitslinie des Porenbetons nach der Materialprüfung und angenommene Arbeitslinie des Bewehrungsstahls

Zur Vereinfachung werden die Berechnungen mit ideellen Querschnitten durchgeführt. Die Bezugssteifigkeit ist dabei die des Porenbetons. Die Querschnittsfläche der Diagonalstäbe berechnet sich in Abhängigkeit von ihrer Neigung, dem inneren Hebelarm und der Querschnittsbreite.

Bei der Ermittlung der Dehnsteifigkeit der Vertikalbewehrung sind neben der Dehnsteifigkeit des Bewehrungsstahls die Verformungen der Lasteintragungspunkte in Abhängigkeit des Verankerungsstabdurchmessers und des Abstandes der Lasteintragungspunkte (Bügelabstand) ΔL_{anch} sowie die Setzungen infolge der herstellungsbedingten Gärtschatten ΔL_{kons} unter Lasteinwirkung zu berücksichtigen. Entsprechend den Versuchsbeobachtungen der Ausziehversuche lässt sich eine mittlere Relativverformung des Verankerungsstabes gegenüber dem bettenden Porenbeton in der Größenordnung von $\Delta L_{kons} \approx 0,45 \text{ mm}$ ableiten, die auf Setzungs- bzw. Verdichtungserscheinungen zurückführbar ist. Zur Ermittlung der Deformation des Lasteinleitungspunktes unter Last in Abhängigkeit des Verankerungsstabdurchmessers und des Abstandes der Lasteintragungspunkte wird das Modell des beidseitig eingespannten Stabes mit konstanter Linienlast (vgl. Abschn. 4.2.5.3) herangezogen. Entsprechend der Abbildung 6.7.3 kann eine Federgesetzmäßigkeit für die Vertikalbewehrung entwickelt werden.



$$\rho_L = 0,78\%: \sigma_{1-i} \approx (13 \text{ cm} - (3,5 \text{ cm} + 1,5 * 1 \text{ cm})) / 13 \text{ cm} * f_{cm}$$

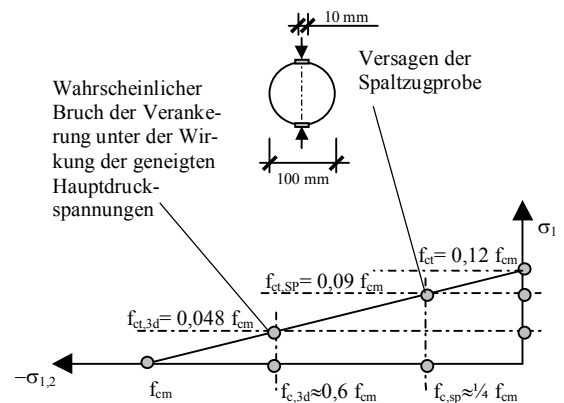
$$\sigma_{1-i} \approx 0,615 f_{cm}$$

$$\rho_L = 0,62\%: \sigma_{1-i} \approx (12 \text{ cm} - (3,5 \text{ cm} + 1,5 * 1 \text{ cm})) / 12 \text{ cm} * f_{cm}$$

$$\sigma_{1-i} \approx 0,583 f_{cm}$$

Abb. 6.7.3

- oben links: Federbeziehung für die Vertikalstäbe
- oben rechts: Beanspruchung der Balkendruckzone im unmittelbaren Lasteinleitungsbereich
- unten rechts: Ausschnitt aus der Bruchfigur des Porenbetons unter Zug-Druckbeanspruchung nach Abschnitt 3.1.2, zur Ableitung der versagensbedingenden Spannungs-konstellation in der Balkendruckzone



In den durchgeführten Balkenversuchen konnten drei unterschiedliche Versagensmechanismen beobachtet werden:

- der Verankerungsbruch der Querkraftbewehrung,
- das Versagen der Verankerung der Längsbewehrung in Form eines Verankerungsschlupfes, gekoppelt an einen sekundären Biegedruckbruch,
- der primäre Biegedruckbruch.

In Hinblick auf das Versuchsziel, die Beurteilung der Querkrafttragfähigkeit querkraftbewehrter Elemente, ist die rechnerische Erfassung des Verankerungsbruches der Querkraftbewehrung von zentraler Bedeutung. Entsprechende Beobachtungen werden in den Balkenversuchen gemacht. Hierfür ist ein Versagenskriterium abzuleiten. Des Weiteren bleibt zu prüfen, ob die Auslastung der Druck- bzw. Zugstreben Grenzwerte der Materialfestigkeit erreicht. Überlegungen bezüglich der Endverankerung der Längsbewehrung werden angestellt.

Wie die Ausziehversuche (Abschn. 4.2) zeigen, bedingt der räumliche Spannungszustand das Versagen der Verankerung der Querkraftbewehrung. Zur Ableitung eines geeigneten Bruchkriteriums werden die Versuchsergebnisse der Ausziehversuche und die Untersuchungen zum Bruchverhalten des Porenbetons unter räumlicher Beanspruchung (Abschn. 3.2.1) herangezogen. Es bleibt zu prüfen, ob sich das nichtlineare Last-Verformungsverhalten der Verankerung einstellen kann oder ob die wirksamen Biegedruckspannungen in Verbindung mit der geringen seitlichen Randüberdeckung einen vorzeitigen Bruch der Bügelverankerung bedingen.

Ausgehend von der Spannungsverteilung des biegebeanspruchten Querschnittes lassen sich die kleinsten Hauptspannungen (Hauptdruckspannungen) in Höhe der wirksamen Spaltzugspannungen (größte Hauptspannungen) als Abhängige der einachsigen Druckfestigkeit abschätzen (vgl. Abb. 6.7.3). Diese Druckbeanspruchung beträgt für die beiden untersuchten Längsbewehrungsgrade $\rho_L=0,78\%$ und $0,62\%$ das 0,6-fache der einachsigen Druckfestigkeit ($f_{c,3d}=0,6f_{cm}$) und ist damit betragsmäßig deutlich größer als die in der Achse I-I wirksame, aus der Lochleibungspressung resultierende vertikale Druckbeanspruchung. Damit bedingt die Biegedruckbeanspruchung die in den Balkenversuchen festgestellten, gegenüber den Ausziehversuchen geringeren, Lochleibungspressungen im Bruchzustand.

Anhand der in den Untersuchungen zum Bruchwiderstand des Porenbetons nach Abschn. 3.2.1 festgestellten Zusammenhänge ist eine Quantifizierung der Lochleibungspressungen bei gleichzeitiger Biegedruckbeanspruchung möglich. Das Diagramm in Abbildung 6.7.3 (unten rechts) stellt einen Ausschnitt aus der ermittelten Bruchfigur (vgl. Abb. 2.3.1.11) dar. Die Bruchfigur für den Bereich der Zug-Druckbeanspruchung wird vereinfachend zu einer Geraden abstrahiert. In diese werden die nach der Materialuntersuchung ermittelte Spaltzugfestigkeit $f_{ct,SP}=0,09f_{cm}$ und die in Balkenlängsrichtung wirksame Druckspannungskomponente $f_{c,3d}$ ergänzt. Die Bruchfigur erlaubt die Ableitung der jeweilig fehlenden bruchbedingenden Spannungskomponente $f_{ct,SP}$ bzw. $f_{ct,3d}$.

Aus den Spaltzugtests lässt sich ein Zusammenhang zwischen der wirksamen Lochleibungspressung im Bruchzustand und der Spaltzugfestigkeit ableiten und auf den interessierenden Spannungszustand in der Balkendruckzone übertragen. Bei den Tests beträgt das geometrische Verhältnis aus dem seitlichen Randabstand des Belastungsstreifens zu seiner Breite $e/d_{sA}=4,0$. Mit der nach Abschn. 4.2.5.1 gefundenen Beziehung zur Berechnung der Lochleibungspressungen im Bruchzustand lassen sich diese als Abhängige der einachsigen Druckfestigkeit f_{cm} für die Spaltzugtests¹ ermitteln:

$$f_{cb,u}=0,9(e/d_{sA})^{1/3} f_{cm}=0,9*4^{1/3}=1,43 f_{cm}.$$

Zu der verminderten Zugfestigkeit $f_{ct,3d}$ infolge der Wirkung der geneigten Hauptdruckspannungen korrespondiert eine entsprechend geringere Lochleibungspressung unterhalb des Verankerungsstabes in der Balkendruckzone, die wie folgt abgeleitet werden kann:

$$f_{c,3d}=f_{ct,3d}/f_{ct,SP} * f_{c,SP}=0,048f_{cm}/0,09f_{cm} * 1,43f_{cm}=0,73f_{cm}=0,4kN/cm^2.$$

Die versuchstechnisch ermittelte Lochleibungspressung liegt in den einzelnen Versuchsserien zwischen $f_{cb,u}=0,5...0,75f_{cm}$ (vgl. Dia. 6.2.1.10). Das bestätigt die Ableitung des Zusammenhanges. Bei einer mittleren Lochleibungspressung im Bruchzustand von $f_{c,3d}=0,73f_{cm}$ stellt sich, wie die Ausziehversuche zeigen, bei einer Verankerung noch kein ausgeprägtes inelastisches Verhalten ein. Für die Berechnung ist ausschließlich der Grenz-zustand der Tragfähigkeit von Interesse, so dass die Federwirkung in der angegeben Weise (vgl. Abb. 6.7.2 oben links) abstrahiert werden kann.

Tabelle 6.7.1 zeigt die anhand der kritischen Lochleibungspressung $f_{cbu,3d}$ abgeleitete Schenkellast $P_{cal,u}$ und die aus der Nachgiebigkeit abgeleiteten ideellen Querschnittswerte in Abhängigkeit des Bügelabstandes und Bewehrungsgrades. Dabei wird davon ausgegangen, dass die Verschiebungsanteile infolge Gärtschattenwirkung ΔL_{kons} und der lokalen Lasteintragung ΔL_{anch} in Zug- und Druckzone gleichermaßen auftreten und deshalb mit dem Faktor 2 belegt werden.

Bezeichnung der Versuchsserie	s_w [cm]	d_{sA} [mm]	ρ_L [‰]	$P_{cal,u} = f_{cbu,3d} * s_w * d_{sA}$ [kN]	ΔL_{kons} [mm]	ΔL_{anch} inf. $P_{cal,u}$ [mm]	$\Delta L_y = P_{cal,u} * L / (E_s * A_{sw})$ [mm]	$\Sigma L = 2(\Delta L_{kons} + \Delta L_{anch}) + \Delta L_y$ [mm]	$\Sigma L / P_{cal,u}$ [mm/kN]	A_i pro Schenkel = $z / (E_c * \Sigma L)$ [cm ²]
VI/3/13/1 a	5	10	0,62	1,74	0,45	0,0041	0,037	0,946	0,543	1,93
VI/3/13/2 a	10	10	0,62	3,74	0,45	0,08	0,080	1,140	0,305	3,43
VI/3/13/3 a	15	10	0,62	5,74	0,45	0,439	0,123	1,901	0,331	3,16
VI/3/13/4 a	20	10	0,62	7,74	0,45	1,443	0,166	3,952	0,511	2,05
VI/3/13/1 b	5	10	0,78	1,74	0,45	0,0041	0,037	0,946	0,543	1,93

Tab. 6.7.1 Ableitung der ideellen Querschnittsfläche der Vertikalstäbe (Zur Berechnung der Bruchlast $P_{cal,u}$ wird die Bettungsfläche unter Berücksichtigung der Störung des vertikal verlaufenden Stabes berechnet: $s_{w,netto}=s_w-d_{sw}$.)

¹ Die mittlere Bruchlast aus den Spaltzugtests beträgt 8000N. Die Lochleibungsfläche unterhalb des Belastungsstreifens beträgt 10*100mm². Daraus resultieren $f_{cb,u}=8N/mm^2$ bzw. $0,8kN/cm^2$, was bei einer einachsigen Druckfestigkeit von $f_{cm}=0,55kN/cm^2$ einer bezogenen Lochleibungspressung von $f_{cb,u}=1,45 f_{cm}$ entspricht. Damit stimmen die Versuchsergebnisse mit der Näherungsfunktion hinreichend überein.

6.7.3 Berechnungsergebnisse

Die Ergebnisse der durchgeführten Berechnungen werden im Anhang tabellarisch aufgeführt. Dabei werden die ideellen Querschnittsflächen und die Stabkräfte, resultierend aus einer Einheitsbelastung von 1 kN, für die einzelnen Modelle angegeben. Im Verlauf der Berechnung werden sukzessive alle Diagonalstäbe entfernt, die unter Zugbeanspruchung stehen. Hierbei zeigt sich, dass Diagonalstäbe mit einem Neigungswinkel größer 45° ausfallen. In den Versuchen konnten Neigungswinkel zwischen 38° und 45° beobachtet werden.

Variabler Bügelabstand s_w

Die Abbildung 6.7.4 zeigt die so modifizierten Modelle für die Versuchsreihen mit variablem Bügelabstand. Um den Lastfluss transparent zu gestalten, wird die rechnerische Auslastung der Betondruckstreben des Obergurtes und der Diagonalen durch entsprechende Strichstärken markiert.

Anhand der Abbildungen kann festgestellt werden, dass der direkte durch Sprengwerkwirkung abgetragene Lastanteil mit anwachsendem Bügelabstand zunimmt. Ursache hierfür ist das umgekehrt proportionale Verhalten des Bügelabstandes s_w zur Bügelverankerungssteifigkeit. Ein sehr großer Bügelabstand bedeutet eine überwiegend direkte Lastabtragung und eine Entlastung der Bügel.

Unter Berücksichtigung der rechnerischen Schenkelbeanspruchung im Bruchzustand $P_{u,cal}$ nach Tab. 6.7.1 kann die Bruchquerkraft für die Modelle ermittelt werden (Tab. 6.7.2).

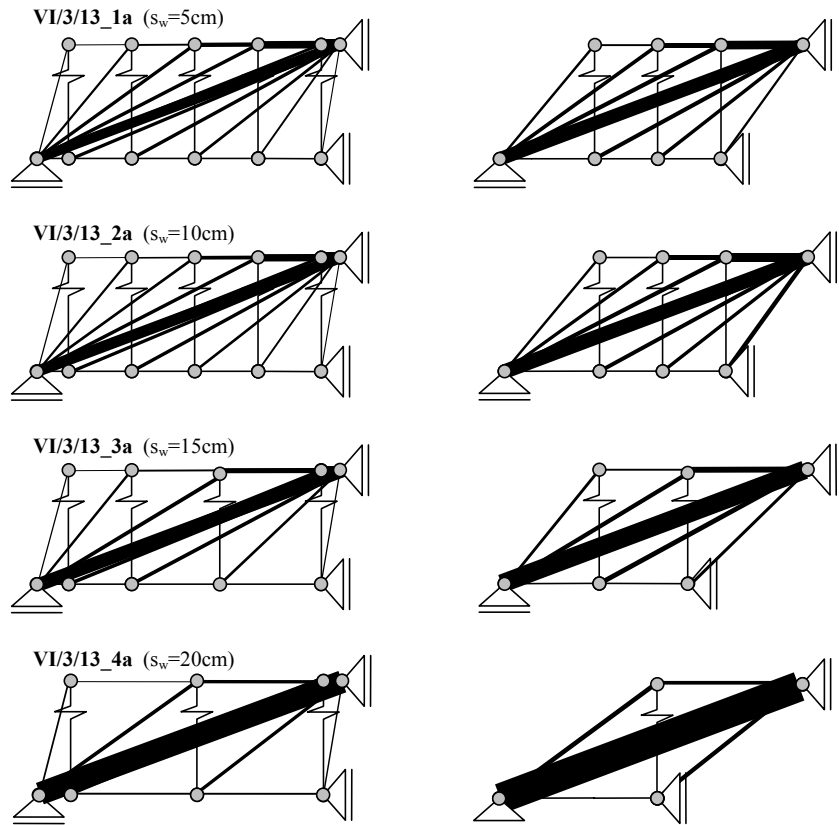
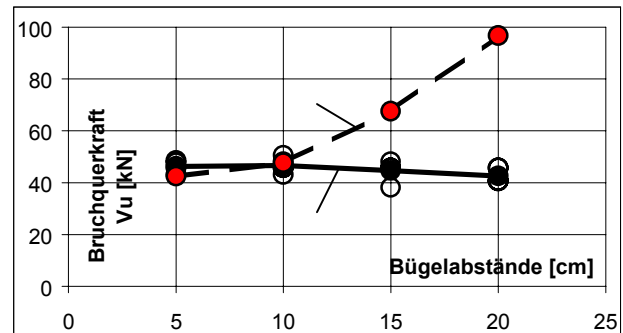


Abb. 6.7.4 Lastfluss nach den Stabwerksberechnungen bei variablem Bügelabstand
links: Modellvariante I rechts: Modellvariante III

Diagramm 6.7.2 zeigt die rechnerisch und experimentell ermittelten Bruchquerkräfte in Abhängigkeit des Bügelabstandes. Bei kleinen Bügelabständen $s_w=5, 10\text{cm}$ stimmen die Werte annähernd überein. Hier ist der Verankerungsbruch der Querkraftbewehrung und damit der Bruch des Knotenpunktes zwischen der Querkraftbewehrung und der Diagonalstrebe versagensbedingend. Bei Vergrößerung des Bügelabstandes auf $s_w=15, 20\text{cm}$ wächst die rechnerische Bruchquerkraft deutlich an, weil aufgrund der Nachgiebigkeit der Bügelverankerung die Bügel entlastet werden und damit der Bügelverankerungsbruch unkritisch wird.

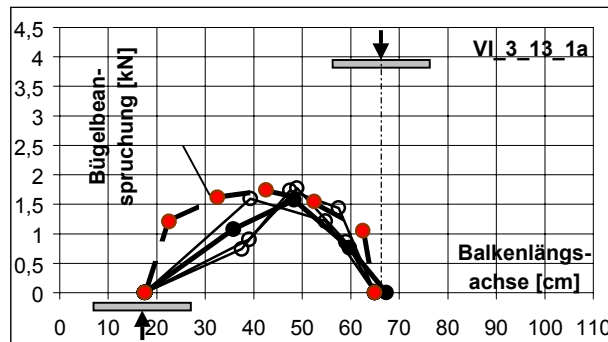
Bezeichnung der Versuchsserie	$P_{cal,u} =$ pro Schenkel [kN]	Max. rechn. Bügelkraft B_{cal} bei einer Belastung von 1,0kN [kN]	$V_{u,cal} = n \cdot P_{cal,u} / B_{cal}$ unter Berücksichtigung der Schnittigkeit [kN]	$V_{u,exp}$ [kN]
VI/3/13/1 a	1,74	0,164 / 2	42,44	46,22
VI/3/13/2 a	3,74	0,157	47,64	46,59
VI/3/13/3 a	5,74	0,170	67,53	44,59
VI/3/13/4 a	7,74	0,160	96,75	42,59

Tab. 6.7.2 Experimentelle und rechnerische Bruchquerkräfte in Abhängigkeit des Bügelabstandes

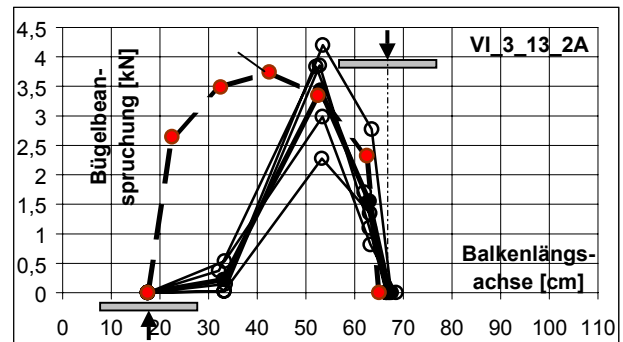


Dia. 6.7.1 Vergleich der Bruchquerkräfte nach Berechnung und Versuch in Abhängigkeit des Bügelabstandes

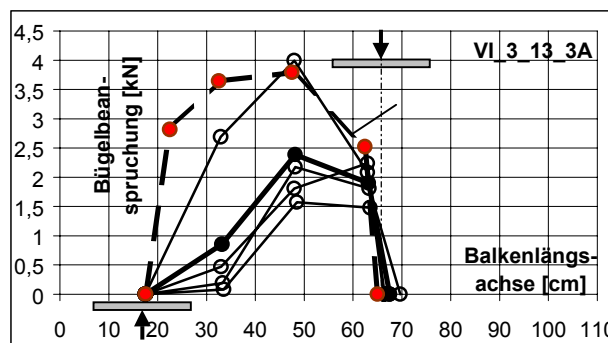
Wie die experimentellen Bruchquerkräfte zeigen, findet das Versagen bereits bei einer geringeren Beanspruchung statt und ist durch den Verankerungsbruch der Längsbewehrung und das daran gekoppelte sekundäre Biegeversagen der Balken begründet.



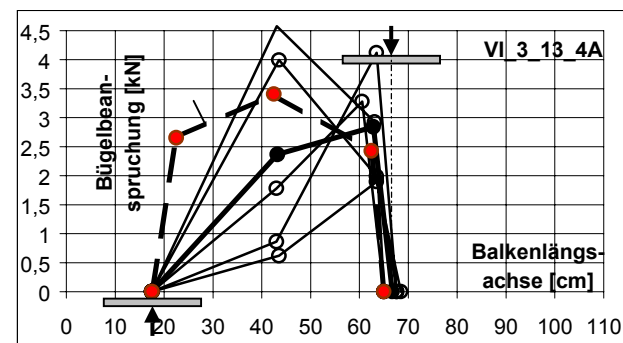
Dia. 6.7.2 Rechnerische und experimentell ermittelte Bügelbelastung bei einem Bügelabstand von $s_w=5\text{cm}$



Dia. 6.7.3 Rechnerische und experimentell ermittelte Bügelbelastung bei einem Bügelabstand von $s_w=10\text{cm}$



Dia. 6.7.4 Rechnerische und experimentell ermittelte Bügelbelastung bei einem Bügelabstand von $s_w=15\text{cm}$



Dia. 6.7.5 Rechnerische und experimentell ermittelte Bügelbelastung bei einem Bügelabstand von $s_w=20\text{cm}$

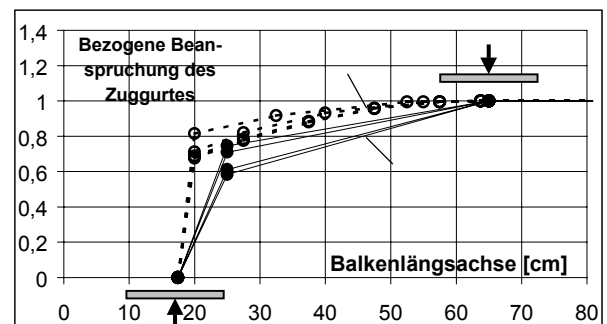
Die Diagramme 6.7.2-5 zeigen die rechnerisch und experimentell ermittelte Bügelbeanspruchung. Es kann festgestellt werden, dass die rechnerischen Kurvenverläufe insbesondere im Bereich der Auflagervorderkante völliger sind.

Zurückführen lässt sich dieser Umstand auf den Effekt der Rissreibung und die Verdübelungswirkung. Diese Einflüsse finden in die Berechnung keinen Eingang. Rissreibung und Verdübelungswirkung bedeuten eine Verringerung der Neigung der Hauptdruckspannungen, begünstigen so die Lastabtragung und bedeuten letztlich eine Entlastung der Bügelbewehrung.

Wird die rechnerische Beanspruchung des Zuggurtes als auf die eingetragene äußere Last bezogene Größe aufgefasst, kann ein Vergleich mit den Dehnungsmessungen nach Abschnitt 6.5 erfolgen. In Diagramm 6.7.6 wird die rechnerische und messtechnisch erfasste Auslastung des Zuggurtes für die unterschiedlichen Bügelabstände $s_w=5, 10, 15, 20\text{cm}$ über die Balkenlängsachse dargestellt.

Die Auslastung (Völligkeit) des Zuggurtes nimmt mit ansteigendem Bügelabstand zu, so dass auf eine detaillierte Bezeichnung der einzelnen Kurven in Diagramm 6.7.6 verzichtet werden kann.

Erkennbar ist eine qualitative Übereinstimmung zwischen der berechneten und gemessenen Auslastung des Zuggurtes. Damit bedeuten größere Bügelabstände eine höhere Zuggurtauslastung und eine entsprechend größere Endverankerungskraft. Die geringfügige rechnerische Überschätzung der Zuggurtbeanspruchung lässt sich auf die Vernachlässigung von Rissreibung und Verdübelungswirkung zurückführen.



Dia. 6.7.6 Bezogene Auslastung des Zuggurtes nach Berechnung und Versuch für variable Bügelabstände s_w

Interessant scheint des Weiteren die Frage, wie sich die Lastabtragung bei einer starren Verankerung der Querkraftbewehrung gestaltet. Hierzu wird das Berechnungsmodell III der Versuchsreihe VI/3/13_1a (vgl. Abb. 6.7.4) aufgegriffen und die Steifigkeit bzw. die ideelle Querschnittsfläche der Vertikalstäbe:

$$A_i = n \cdot E_s / E_c \cdot A_{sw} = 4 \cdot 21000 / 172 \cdot 0,33 \text{ cm}^2 = 161,2 \text{ cm}^2$$

in entsprechender Weise modifiziert.

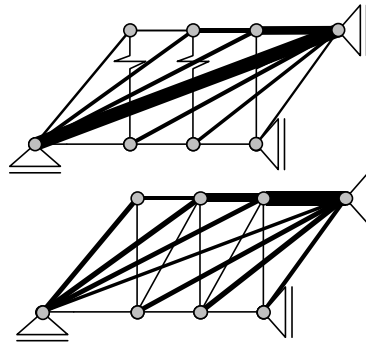


Abb. 6.7.5 Lastfluss nach den Stabwerksberechnungen bei variierender Bügelverankerungssteifigkeit

oben: Weiche, porenbetontypische Verankerung der Querkraftbewehrung entsprechend Tab.6.7.1

unten: Unnachgiebige Verankerung

Die Abbildung 6.7.5 macht die Veränderungen des inneren Lastflusses durch die Annahme einer unnachgiebigen Bügelverankerung deutlich. Die direkte Lastabtragung durch Sprengwerkwirkung verringert sich danach deutlich. Damit kann gezeigt werden, dass das nachgiebige Verhalten der Verankerung der Querkraftbewehrung den inneren Lastfluss und damit das gegenüber dem Stahlbeton besondere Tragverhalten bedingt.

Variable Schubslankheit a/d

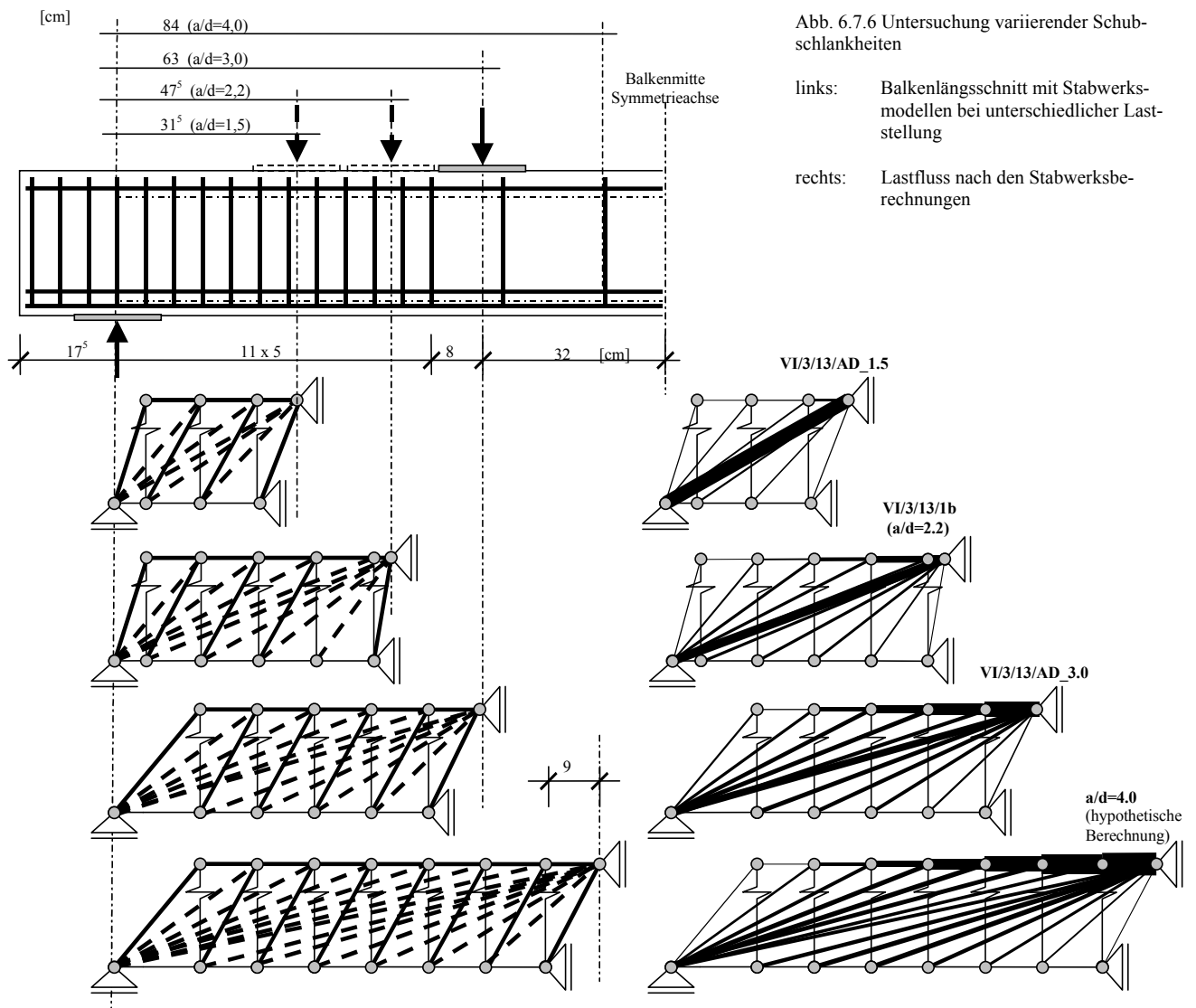


Abb. 6.7.6 Untersuchung variierender Schubslankheiten

links: Balkenlängsschnitt mit Stabwerksmodellen bei unterschiedlicher Laststellung

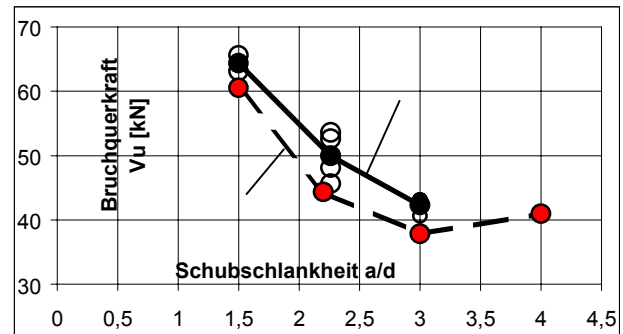
rechts: Lastfluss nach den Stabwerksberechnungen

Die Abbildung 6.7.6 zeigt die Modelle der Versuchsreihen mit variabler Schubschlankheit. Anhand der ergänzten Darstellungen des Lastflusses wird deutlich, dass sich mit anwachsender Schubschlankheit der Anteil der direkten Lastabtragung verringert.

Die Berechnungen zeigen weiterhin, dass die direkte Lastabtragung bei einer Schubschlankheit von $a/d=4.0$ nahezu abgeklungen ist (Die Schubschlankheit $a/d=4.0$ konnte aufgrund der begrenzten Biegetragfähigkeit der Balkenelemente experimentell nicht untersucht werden). Eine ausschließlich indirekte und damit "störungsfreie" Lastabtragung bleibt für Schubschlankheiten von $a/d=4.5$ bzw. 5.0 zu vermuten.

Bezeichnung der Versuchsreihe	$P_{cal,u}$ pro Schenkkel [kN]	Max. rechn. Bügelkraft B_{cal} bei einer Belastung von 1,0kN [kN]	$V_{u,cal} = n \cdot P_{cal,u} / B_{cal}$ unter Berücksichtigung der Schnittigkeit [kN]	$V_{u,exp}$ [kN]
VI/3/13/AD_1.5	1,74	0,115 / 2	60,52	64,34
VI/3/13/1b	1,74	0,157 / 2	44,33	49,97
VI/3/13/AD_3.0	1,74	0,184 / 2	37,83	42,26
$a/d=4.0$	1,74	0,170 / 2	40,94	-

Tab. 6.7.3 Experimentelle und rechnerische Bruchquerkräfte in Abhängigkeit der Schubschlankheit



Dia. 6.7.7 Vergleich der Bruchquerkräfte nach Berechnung und Versuch in Abhängigkeit der Schubschlankheit

Die Spannungsanalyse der druckbeanspruchten Stäbe zeigt auch in diesem Fall, dass ein Festigkeitsversagen ausgeschlossen werden kann. Das Versagen wird damit durch den Bruch der Verankerung der Querkraftbewehrung, dem Knotenpunkt zwischen Querkraftbewehrung und Diagonalstäben, bedingt.

Diagramm 6.7.7 zeigt die rechnerisch und experimentell ermittelten Bruchquerkräfte in Abhängigkeit der Schubschlankheit. Qualitativ kann der Verlauf der Bruchquerkräfte in Abhängigkeit der Laststellung nachvollzogen werden. Bei auflagnaher Beanspruchung wird ein Großteil der Last direkt, ohne die Bügel zu beanspruchen, ins Auflager abgetragen. Aus diesem Grund sind die Bruchquerkräfte sehr groß. Mit ansteigender Schubschlankheit nimmt der Anteil der direkten Lastabtragung ab und die Bügelbeanspruchung zu. Die Bruchquerkraft sinkt ab und konvergiert unter der Voraussetzung, dass das Biegeversagen nicht maßgebend wird, gegen eine Konstante.

Es kommt durch die Berechnung zu einer leichten Unterschätzung der tatsächlichen Bruchquerkräfte. Das lässt sich auf die bei der Berechnung vernachlässigten, die Lastabtragung begünstigenden Effekte (Rissreibung, Verdübelungswirkung der Längsbewehrung) zurückführen.

6.7.4 Zusammenfassung der vergleichenden Berechnung

Die Stabwerksberechnungen zeigen, dass der innere Lastfluss in erster Linie durch die Verankerungssteifigkeit der Querkraftbewehrung bestimmt wird. Die weiche, nachgiebige Verankerung der Querkraftbewehrung bedingt eine Dominanz der direkten Lastabtragung durch Sprengwirkung und damit ein gegenüber Stahlbetonelementen besonderes Trag- und Bruchverhalten.

Anhand der Berechnungen ist festzustellen, dass der Verankerungsbruch der Querkraftbewehrung im Hinblick auf die Querkrafttragfähigkeit kritisch ist. Damit lassen sich entsprechende Versuchsbeobachtungen bestätigen. Die Berechnungen zeigen weiterhin, dass eine ausschließlich indirekte und somit störungsfreie Lastabtragung erst für Schubschlankheiten $a/d > 4.0$ zu erwarten ist.

Die qualitativen Zusammenhänge zwischen der Querkrafttragfähigkeit und dem Bügelabstand bzw. der Schubschlankheit können in den Berechnungen sehr gut nachvollzogen werden. Quantitative Abweichungen ergeben sich aus der Vernachlässigung wirksamer Effekte, wie der Rissreibung und der Verdübelungswirkung der Bewehrung, die sich positiv auf den Lastfluss und die Bruchquerkraft auswirken.

Hinsichtlich der aufgezeigten Stabwerksmodelle und vergleichenden Berechnungen sind Erweiterungen denkbar. Beispielsweise kann neben der Berücksichtigung einer Nachgiebigkeit der Bügelverankerung auch die Nachgiebigkeit der Verankerung der Längsbewehrung berücksichtigt werden. Das bedeutet, dass die Anbindung der Diagonalstäbe an Zug- und Druckgurt durch horizontale Federn ergänzt werden könnte. Aufgrund der

hinreichend großen seitlichen Betonüberdeckung der Querbewehrung ist es sehr wahrscheinlich, dass sich hier das Last-Verformungsverhalten inelastisch gestaltet.

Wenn für die so ergänzten Federn ebenfalls ein Versagenskriterium, beispielsweise durch die Definition eines kritischen Endschlupfes für den Zuggurt, ergänzt wird, kann der im Versuch beobachtete sekundäre Biegedruckbruch rechnerisch nachvollzogen werden.

Von entsprechenden Berechnungen wird abgesehen, weil der Problembereich der Endverankerung der Längsbewehrung nur indirekt an die Querkraftproblematik gekoppelt ist.

Tendenziell werden durch die Anordnung horizontaler Federn die Diagonalstäbe aufgeweicht, die nicht ins Auflager führen, so dass die direkte Lastabtragung durch die Sprengwerk Wirkung bei anwachsender Nachgiebigkeit, beispielsweise durch Vergrößerung des Abstandes der Querbewehrung, zunimmt.

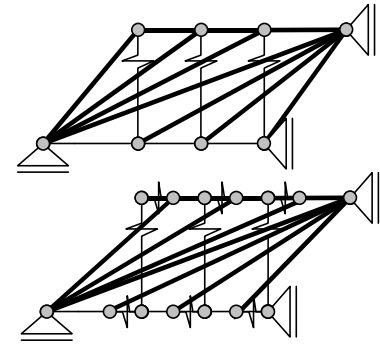


Abb. 6.7.7 Mögliche Erweiterung der vergleichenden Berechnung

- oben: Erfassung der Nachgiebigkeit der Bügelverankerung
- unten: Erfassung der Nachgiebigkeit der Verankerung der Längsbewehrung

6.8 Zusammenfassung der Ergebnisse aus den Balkenversuchen

In Balkenversuchen zur Querkrafttragfähigkeit von querkraftbewehrten Elementen aus Porenbeton wurden maßgebliche Einflussgrößen variiert und anhand der Messergebnisse analysiert. Gegenüber querkraftbewehrten Bauteilen aus Normal- oder Leichtbeton kann danach für den Porenbeton ein abweichendes Trag-, Verformungs- und Bruchverhalten festgestellt werden.

Die Verbundproblematik zwingt zu einer diskreten Verankerung der Querkraftbewehrung durch Verankerungsstäbe. Zur Aktivierung derartiger Verankerungselemente sind Verschiebungen notwendig (vgl. Abschn. 4). Das Last-Verformungsverhalten der Verankerung bedingt eine Herabsetzung der Dehnsteifigkeit der Querkraftbewehrung und führt dazu, dass, anders als bei querkraftbewehrtem Normalbeton, trotz enger Verbügelung und großen Schubschlankheiten eine direkte Lastabtragung durch Sprengwerk Wirkung in den Versuchen festzustellen ist.

Die Auslastung der Querkraftbewehrung ist daher gegenüber Konstruktionen aus Normalbeton vergleichsweise gering. Einfluss auf das Last-Verformungsverhalten der Verankerung der Querkraftbewehrung und damit auf den inneren Lastfluss haben nach den Versuchen:

- der Bügelabstand s_w ,
- der Verankerungsstabdurchmesser d_{sA} ,
- die Schnittigkeit n der Querkraftbewehrung bzw. die Querschnittsbreite b_w ,

Das nachgiebige Verhalten der Verankerung der Querkraftbewehrung bedingt die in der Literatur [jano_2, brie_1, schä_1] beschriebene Beobachtung, dass der Bügelbewehrungsgrad ρ_w keine hinreichende Beurteilung der Querkrafttragfähigkeit ermöglicht.

In den experimentellen Untersuchungen lassen sich des Weiteren Besonderheiten im Bruchverhalten feststellen. Das Querkraftversagen kann sich durch:

- den Bruch der geneigten Druckstrebe durch Erreichen der Festigkeit (Querkraftdruckbruch),
- den Bruch der Verankerung der Querkraftbewehrung (Querkraftzugbruch),
- durch das Fließen der Querkraftbewehrung (Querkraftzugbruch),
- durch das Verankerungsversagen der Längszugbewehrung (sekundären Biegedruckbruch)

einstellen.

Anders als bei Stahlbetonkonstruktionen spielt in Hinblick auf den Bruchzustand die Verankerung der Querkraftbewehrung eine hervorragende Rolle. Durch die lokale Verankerung der Querkraftbewehrung in der Balkendruckzone kommt es zur Ausbildung eines räumlichen Spannungszustandes, der das Versagen der Verankerung durch das Abplatzen der seitlichen Randüberdeckung bedingt. Das Fließen der Querkraftbewehrung hat hypothetischen Charakter.

Ein deutlicher Einfluss der thermischen Vorspannung auf die Querkrafttragfähigkeit kann aufgrund der in den Versuchen beobachteten inelastischen Verschiebungen der Verankerungsstäbe gegenüber dem bettenden Porenbeton (Schlupf) ausgeschlossen werden. Die Vorspannung wirkt sich positiv auf die Durchbiegung und die Rissentwicklung im Gebrauchszustand aus.

Nach den durchgeführten Untersuchungen kann festgestellt werden, dass der Lastfluss und der Bruchzustand querkräftbewehrter Elemente aus Porenbeton durch die Steifigkeitsverhältnisse innerhalb der Konstruktion bedingt werden. Dabei interessieren insbesondere die Steifigkeit der Betondruckstreben und der Querkraftbewehrung.

Die experimentell ermittelten Bruchquerkräfte und die Tendenzen bezüglich des Lastflusses in Abhängigkeit des Last-Verformungsverhalten der Bügelverankerung können durch vergleichende Berechnungen (vgl. Abschn. 6.7) untermauert werden.

7 Modellierung des Querkrafttragverhaltens des querkraftbewehrten Porenbetons

7.0 Diskussion der Ansätze

Bei der Modellbildung stellt sich zunächst die Frage, welchen Anforderungen ein Bemessungsmodell genügen muss. Der wesentlichste Punkt dabei ist, dass der mechanische Sachverhalt hinreichend durch das Modell erfasst wird. Für die Querkraftproblematik bedeutet das die Erfassung des inneren Lastflusses und die Erfassung des Grenzzustandes der Tragfähigkeit. Des Weiteren muss ein solches Modell transparent und nachvollziehbar gestaltet werden, um Fehlerquellen weitestgehend auszuschließen. Letztlich muss das Modell bzw. das abgeleitete mathematische Problem praktikabel und mit einfachen Hilfsmitteln lösbar sein.

Damit scheiden FE-Analysen als Bemessungsgrundlage aus. Auch empirische Ansätze scheinen aufgrund der fehlenden Transparenz wenig geeignet. Die vergleichenden Berechnungen nach Abschnitt 6.7 zeigen, dass auf der Grundlage von komplizierteren Stabwerksmodellen, der innere Lastfluss unter Berücksichtigung der porenbetonspezifischen Besonderheiten nachvollziehbar ist. Hier werden die Bügel als separate Elemente aufgefasst und die Stabwerksmodelle in Abhängigkeit der Lösung weiterentwickelt. Diese Vorgehensweise ist in Hinblick auf eine praktikable Bemessungsvorschrift zu aufwendig.

Im Stahlbetonbau haben sich Modelle durchgesetzt, die auf Fachwerklösungen basieren. Sie zeichnen sich durch Transparenz und eine einfache Handhabung aus. Das Standardverfahren und das Verfahren der variablen Druckstrebenneigung kommen im derzeit gültigen Regelwerk EC2 [code_6] gleichberechtigt zur Anwendung. Beide Modelle sind nicht unumstritten. Abschnitt 2 zeigt, dass die normative Entwicklung noch nicht abgeschlossen ist. Das Standardverfahren als additives Konzept setzt voraus, dass der Querkrafttraganteil des Betons vor und nach der Querkrafrisbildung unverändert bleibt (vgl. Abschn. 2.1.1). Dieser Ansatz begründet sich in traglaststeigernden Effekten (Rissverzahnung bzw. Rissreibung der Querkrafris, Verdübelungswirkung der Längsbewehrung), die explizit im Modell keine Berücksichtigung finden. Das Standardverfahren ist umstritten, weil der Querkrafttraganteil des Betons unabhängig von der konstruktiven Durchbildung der Querkraftbewehrung definiert ist und so bei schwach querkraftbewehrten Bauteilen die Tragfähigkeit nach einer Querkrafrisbildung überschätzt werden kann.

Einen sinnvollen Ansatzpunkt bei der Modellbildung liefert das durch Thürlimann auf der Grundlage der Plastizitätstheorie zum Verfahren der variablen Druckstrebenneigung weiterentwickelte Fachwerkmodell [thür_3] (vgl. Abschn. 2.1.1). Bei der Herleitung des Verfahrens wird davon ausgegangen, dass aufgrund des nichtlinearen Materialverhaltens der Querkraftbewehrung Veränderungen des inneren Lastflusses möglich sind. Infolge der Lasteinwirkung führt das Fließen der Querkraftbewehrung zu einer stärkeren Druckstrebenneigung. Diese bedeutet für das Fachwerkmodell die Aktivierung einer größeren Querkraftbewehrungsmenge zur Abtragung der Querkraft. Voraussetzung für derartige Umlagerungsprozesse ist eine wirksame Rissverzahnung in den Querkrafris. Kupfer zeigt anhand weiterführender Überlegungen und auf der Grundlage experimenteller Untersuchungen dieser Problematik für den Normalbeton [kupf_5, walr_1, coll_1, u.a.], dass die Rissverzahnung eine Richtungsänderung der kleinsten Hauptspannungen und damit eine Neigung der Druckstrebe nach abgeschlossener Querkrafrisbildung ermöglicht. Die Rissverzahnung ist an bestimmte Rissöffnungen gebunden. Das Fließen der Querkraftbewehrung bedingt eine Querkrafrisöffnung, die den positiven Effekt der Rissverzahnung aufhebt und damit die Umlagerungen begrenzt. Aus diesem Grund ist die Neigung der Druckstrebe geeignet zu beschränken.

Denkbar sind des Weiteren Ansätze, die auf Gleichgewichtsbetrachtungen am Schrägriss beruhen. Das Schrägrissmodell kommt in der russischen Bemessungsvorschrift für den querkraftbewehrten Porenbeton zur Anwendung. Vergleichsrechnungen auf der Grundlage der Posobie [code_16] zeigen, dass die Querkrafttragfähigkeit des querkraftbewehrten Porenbetons deutlich überschätzt wird. Die Querkrafttragfähigkeit ergibt sich aus der Addition der Traganteile des Betons Q_b und der Querkraftbewehrung Q_{sw} , wobei diese unabhängig von der konstruktiven Durchbildung betragsmäßig gleich groß sind.

Zurückführen lässt sich diese Besonderheit auf die Herleitung der für das betrachtete Bauteil kritischen Schrägrisslänge c . Grundlage für die Herleitung der Schrägrisslänge bildet die Überlegung, dass die Querkrafttragfähigkeit als Summation der Traganteile des Betons und der Bewehrung minimal ist. Die Traganteile sind abhängige Funktionen der Schrägrisslänge. Das Minimum der Querkrafttragfähigkeit ($dQ_b/dc + dQ_{sw}/dc$) wird durch den gemeinsamen Schnittpunkt der Funktionen $Q_b(c)$ und $Q_{sw}(c)$ gebildet und bedeutet die betragsmäßige Übereinstimmung der beiden Traganteile, die sich mechanisch nicht eindeutig erklären lässt.

Im Entwurf der DIN 4223 [code_14] zur Bemessung von Bauteilen aus Porenbeton kommt für querkraftbewehrte Elemente das Standardverfahren zur Anwendung. Es bleibt zu prüfen, inwieweit der Ansatz geeignet ist, die Querkrafttragfähigkeit des querkraftbewehrten Porenbetons zu beurteilen. Im Folgenden soll untersucht werden, ob die Anwendung des Verfahrens der variablen Druckstrebenneigung möglich ist und eine Alternative zur derzeitigen Lösung darstellt.

7.1 Anwendung des Verfahrens der variablen Druckstrebenneigung

7.1.0 Voraussetzungen

Thürlimann [thür_3] leitet das Verfahren der variablen Druckstrebenneigung aus einem Schubwandelement ab. Das Schubwandelement wird durch die Querkrafttrissbildung in einzelne Druckstreben zerlegt. Das Fachwerk wird aus den geneigten Druckstreben, dem Zuggurt und der Querkraftbewehrung gebildet. Die zwischen den Rissufern der Querkrafttrisse wirksame Rissverzahnung in Zusammenhang mit der Verdübelungswirkung der Längsbewehrung ermöglicht nach der Querkrafttrissbildung eine weitere Verringerung des Neigungswinkels zwischen der Druckstrebe und der Längsachse des Bauteils (vgl. auch Abschn. 2.1.1).

Das Verfahren der variablen Druckstrebenneigung setzt somit ein physikalisch nichtlineares und hinreichend duktileres Materialverhalten der Querkraftbewehrung sowie eine wirksame Rissreibung zwischen den Querkrafttrissen voraus.

Für den querkraftbewehrten Porenbeton kann in der Regel ein Fließen der Querkraftbewehrung ausgeschlossen werden. Zum einen ist, wie die Balkenversuche zeigen, die Bügelauslastung vergleichsweise gering; zum andern dienen die Bügel gleichzeitig zur Verankerung der Längsbewehrung, so dass aufgrund der hier wirksamen Beanspruchung sehr kleine Stabdurchmesser ausgeschlossen sind.

Nach den Ausziehversuchen kann jedoch ein Last-Verformungsverhalten der Verankerung festgestellt werden, dass einem Fließen des Bewehrungsstahls gleichkommt und damit die Anwendung des auf der Grundlage der Plastizitätstheorie erweiterten Fachwerkmodells gestattet (vgl. Abschn. 4.2). Begrenzt werden die Verformungen der Verankerung durch ein sprödes Versagen durch das Abplatzen der seitlichen Betonüberdeckung, wenn das Verhältnis aus seitlicher Betonüberdeckung zum Verankerungsstabdurchmesser e/d_{sA} nicht hinreichend ist.

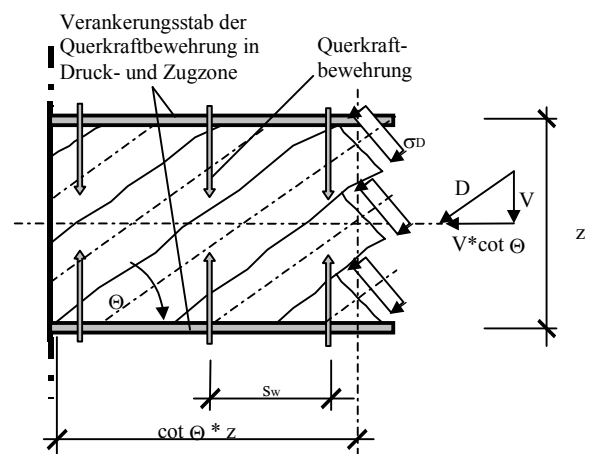


Abb. 7.1 Verlauf der inneren Kräfte am Schubwandelemente nach [thür_3]

Experimentelle Untersuchungen zur wirksamen Rissverzahnung in Porenbeton bzw. zur Übertragung von Schubspannungen über Risse in Abhängigkeit der Rissöffnung liegen derzeit nicht vor. Bei entsprechenden Untersuchungen an Proben aus Leichtbeton durch Daschner [dasc_5] wurde eine Rissbildung durch das Zuschlagskorn beobachtet. Die übertragbaren Schubspannungen sind hier niedriger als die des Normalbetons, weil der Verzahnung des Größtkorns keine Bedeutung mehr zukommt. Trotzdem konnten bei einer Rissöffnung von 0,4mm noch ca. 50% der Schubspannungen übertragen werden, die beim Normalbeton festgestellt wurden ($\tau_{LB}=0,5*\tau_{NB}$ bei einer Rissöffnung $w=0,4mm$). Ein analoges Verhalten kann deshalb für den zuschlagsfreien Porenbeton ebenfalls vermutet werden.

7.1.1 Relevante Versagenszustände

Entsprechend den in Abschnitt 6.8 aufgezeigten relevanten Versagenszuständen sind im Hinblick auf den Nachweis der Querkrafttragfähigkeit die Tragfähigkeit der Querkraftbewehrung bzw. der Verankerung der Querkraftbewehrung und der Betondruckstrebe sicherzustellen.

Die Tragfähigkeit der Endverankerung der Längsbewehrung ist durch das von der Neigung der Betondruckstrebe abhängige Versatzmaß an die Querkraftproblematik gekoppelt. Die Verankerung der Längsbewehrung wird in einem separaten Nachweis behandelt.

7.1.1.0 Tragfähigkeit der Verankerung der Querkraftbewehrung

Bei Erreichen einer kritischen Lochleibungspressung (vgl. Abschn. 4.2) kommt es unterhalb des Verankerungsstabes zu bereichsweisen Verdichtungserscheinungen des Porenbetons. Diese führen zu einer Lastverteilung und Aktivierung passiver Bereiche der Verankerung.

Voraussetzung hierfür ist eine hinreichende seitliche Betonüberdeckung. Nach Abschnitt 4.2 ist bei einem Verhältnis aus seitlicher Randüberdeckung zum Verankerungsstabdurchmesser $e/d_{sA} \geq 2$ ein solches Verhalten möglich. Damit ist im Hinblick auf die bautechnische Durchbildung der Balkenelemente eine solche konstruktive Bedingung einzuhalten.

Hinsichtlich der Lastumlagerungsprozesse sind jedoch übermäßige Deformationen der Bügelverankerung auszuschließen. Anhand der Ausziehversuche kann hier ein Grenzwert für die zulässigen Lochleibungspressungen in der Größenordnung der einachsigen Druckfestigkeit abgeleitet werden.

Weiteren Einfluss auf das Verformungsverhalten der Verankerung der Querkraftbewehrung hat entsprechend der durchgeführten Balken- und Ausziehversuche der Abstand der Lasteinleitungspunkte und damit der Bügelabstand.

Aus diesem Grund wird die zur Verankerung rechnerisch ansetzbare Verankerungslänge in Abhängigkeit der Verankerungsstabbiegesteifigkeit auf $14 d_{sA}$ begrenzt.

Diese Begrenzung nach [jano_1] entspricht der Regelung im Entwurf der DIN 4223 [code_14].

Für die Berechnung werden die Hilfswerte k bzw. k_I eingeführt:

$$k = \frac{s_w}{d_{sA}} \leq 14$$

$$k_I = \frac{d_{sA}}{s_w} k \leq 1 \quad [7.1]$$

wobei sind:

d_{sA}	Verankerungsstabdurchmesser der Querkraftbewehrung
s_w	Bügelabstand
k, k_I	Hilfswerte zur Berücksichtigung der nachgiebigen Verankerung der Querkraftbewehrung

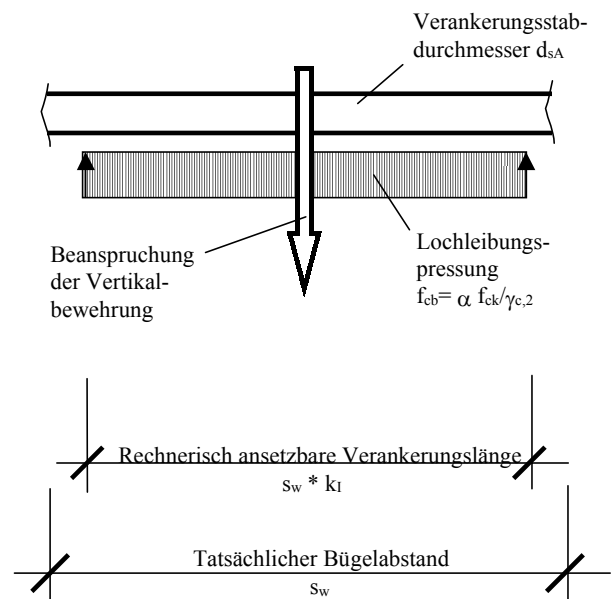


Abb. 7.2 Tragfähigkeit der Zugstrebe

Damit kann für die Beschreibung der Tragfähigkeit der Bügelverankerung unter Berücksichtigung der Sicherheitsfaktoren und der dauerhaften Lasteinwirkung folgende Beziehung vorgeschlagen werden:

$$V_{wd} = \frac{\alpha f_{ck}}{\gamma_{c,2}} \cot \Theta * z * n * d_{sA} * k_I \quad [7.2]$$

wobei sind:

α	Abminderungsfaktor zur Berücksichtigung andauernder Beanspruchung des Porenbetons
f_{ck}	Nennfestigkeit des Porenbetons
Θ	Neigungswinkel der Druckstrebe
$\gamma_{c,2}$	Material Sicherheitsfaktor
z	Innerer Hebelarm
n	Schnittigkeit der Querkraftbewehrung
d_{sA}	Verankerungsstabdurchmesser der Querkraftbewehrung
k_I	Hilfsvariable zur Berücksichtigung der nachgiebigen Verankerung der Querkraftbewehrung

7.1.1.1 Tragfähigkeit der Querkraftbewehrung

Die Gleichung [7.2] kann in einen Ausdruck überführt werden, der eine Begrenzung der Stahlspannungen σ_{swd} in der Querkraftbewehrung unter Berücksichtigung der Tragfähigkeit der Verankerung ermöglicht. An diesen Ausdruck wird eine Begrenzung der Stahlspannungen unter Berücksichtigung der Stahlfestigkeit f_{yd} angehängt, um dem Bruch der Querkraftbewehrung vorzubeugen:

$$\sigma_{swd} = \frac{4}{\pi} * \frac{\alpha f_{ck}}{\gamma_{c,2}} k \frac{d_{sA}^2}{d_{sw}^2}$$

mit: $k = \text{MIN} \left\{ \frac{s_w}{d_{sA}}; 14 \right\}$ entsprechend Gleichung [7.1] kann geschrieben werden:

$$\sigma_{swd} = \frac{4}{\pi} * \frac{\alpha f_{ck}}{\gamma_{c,2}} \frac{s_w}{d_{sA}} \frac{d_{sA}^2}{d_{sw}^2} \leq f_{yd} \quad [7.3]$$

wobei sind:

α	Abminderungsfaktor zur Berücksichtigung andauernder Beanspruchung des Porenbetons
f_{ck}	Nennfestigkeit des Porenbetons
f_{yd}	Bemessungswert der Stahlfestigkeit
$\gamma_{c,2}$	Materialsicherheitsfaktor
d_{sA}	Verankerungsstabdurchmesser der Querkraftbewehrung
d_{sw}	Durchmesser der Querkraftbewehrung
s_w	Bügelabstand
k	Hilfsvariable zur Berücksichtigung der nachgiebigen Verankerung der Querkraftbewehrung

7.1.1.2 Tragfähigkeit der geneigten Betondruckstrebe

Die Geometrie der Druckstrebe wird durch Bauteilabmessungen und ihre Neigung bedingt. Damit ergibt sich in Übereinstimmung mit der bekannten Regelung aus dem Stahlbetonbau zur Beschreibung des Bauteilwiderstandes der Betondruckstrebe:

$$V_{Rd2} = f_{cd,2} * b_w * z * \frac{\cot \Theta}{1 + \cot^2 \Theta} \quad [7.4]$$

wobei sind:

$f_{cd,2}$	Rechenwert der Betondruckfestigkeit der geneigten Druckstrebe
b_w	Kleinste Querschnittsbreite
z	Innerer Hebelarm
Θ	Neigungswinkel der Druckstrebe

Die durchgeführten Balkenversuche zeigen, dass der Knotenpunkt zwischen der geneigten Betondruckstrebe und der Vertikalbewehrung im Hinblick auf das Querkraftversagen kritisch ist. Aufgrund der Verbundproblematik und der daran gekoppelten diskreten Verankerung der Vertikalbewehrung resultieren daraus eine Konzentration der Umlenkkräfte im Bereich der Verankerungsstäbe.

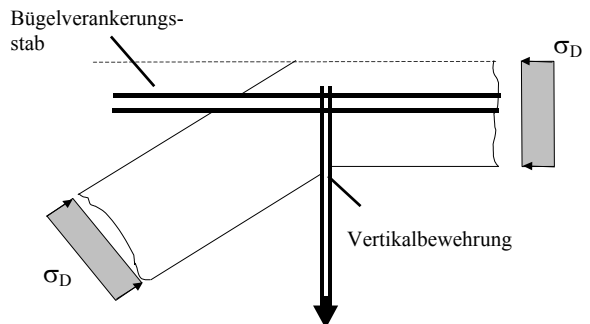


Abb. 7.3 Tragfähigkeit der Betondruckstrebe

Aufgrund dessen wird bei der Modellbildung die rechnerisch ansetzbare Druckstrebenquerschnittsbreite um $1/3b_w$ reduziert. Zur Vereinfachung wird diese Reduzierung bei der Ermittlung der anrechenbaren Festigkeit $f_{cd,2}$ der Druckstrebe berücksichtigt:

$$f_{cd,2} = \frac{2}{3} v \frac{f_{ck}}{\gamma_{c,2}} \quad [7.5]$$

wobei sind:

v	Abminderungsfaktor der Betonfestigkeit infolge andauernder und zweiaxialer Beanspruchung der geneigten Druckstrebe
f_{ck}	Nennfestigkeit des Porenbetons
$\gamma_{c,2}$	Materialsicherheitsfaktor

Neben dem Materialsicherheitsfaktor $\gamma_{c,2}$ fließt der Abminderungsfaktor v zur Berücksichtigung der Dauerstandsfestigkeit und der gleichzeitigen Beanspruchung des Druckfeldes durch Längsdruck- und Querkzugspannungen ein.

7.1.2 Begrenzung der Betondruckstrebenneigung

Entsprechend den plastizitätstheoretischen Überlegungen Thürlimann's [thür_3] kann die Neigung der Druckstrebe nach abgeschlossener Umlagerung durch das Gleichsetzen der Traganteile von Druck- und Zugstrebe erfolgen. Nach entsprechender Umstellung ergibt sich folgender Zusammenhang:

$$\cot \Theta = \sqrt{\left(\frac{f_{cd,2} * b_w}{\alpha * f_{cd} * n * d_{sA} * k_I} - 1 \right)} \leq 2,5. \quad [7.6]$$

wobei sind:

$f_{cd,2}$	Rechenwert der Betondruckfestigkeit der geneigten Druckstrebe
b_w	Kleinste Querschnittsbreite
f_{cd}	Rechenwert der Betondruckfestigkeit
α	Abminderungsfaktor zur Berücksichtigung andauernder Beanspruchung des Porenbetons
n	Schnittigkeit der Querkraftbewehrung
d_{sA}	Verankerungsstabdurchmesser der Querkraftbewehrung
k_I	Hilfsvariable zur Berücksichtigung der nachgiebigen Verankerung der Querkraftbewehrung

Entsprechend den Überlegungen Thürlimanns ist weiterhin die Neigung der Druckstrebe in geeigneter Weise zu begrenzen, um einer starken Querkrafrissöffnung und dem Ausfall der Rissverzahnung der Querkrafrisse vorzubeugen.

Experimentelle Untersuchungen zur Übertragung von Schubspannungen über Risse, wie sie für Normalbeton vorliegen [kupf_5, walr_1, coll_1], sind für den Porenbeton nicht gegeben. Damit kann keine kritische Rissöffnung direkt abgeleitet bzw. ein Grenzwert der Druckstrebenneigung definiert werden.

Anhand durchgeführter Vergleichsrechnungen und unter Berücksichtigung der derzeitigen konstruktiven Durchbildung des Balkensortimentes nach Zulassung Z-2.1-23 [rich_11] lässt sich folgende Beschränkung ableiten:

$$1 \leq \cot \Theta \leq 2,5 \quad [7.7]$$

wobei ist:

Θ	Neigungswinkel der Druckstrebe
----------	--------------------------------

7.1.3 Berücksichtigung auflagnaher Lastanteile

Bei der in den Querkraftversuchen durchgeführten Variation der Schubschlankheit a/d kann kein von direkter Lastabtragung freier Lastfluss erreicht werden. Aus den vergleichenden Berechnungen ist dieser Zustand für Schubschlankheiten $a/d > 4.0$ zu erwarten, wobei hier ein Biegeversagen üblich bewehrter Porenbetonquerschnitte maßgeblich sein wird.

In den Querkraftversuchen kann festgestellt werden, dass bei einer Vergrößerung der Schubschlankheit $a/d > 2,0$ keine signifikante Änderung der über die Bügel abgetragenen Querkraft auftritt (vgl. Abschn. 6.2.4). Damit soll in Hinblick auf einen Modellvorschlag die Grenze zur Berücksichtigung einer direkten Lastabtragung mit diesen Wert festgelegt werden. Der Querkraftanteil zur Ermittlung der Querkraftbewehrung einer im Abstand von $x \leq 2d$ vom Auflager rand wirkender Einzellast kann bei direkter Auflagerung durch Interpolation mit dem Beiwert β abgemindert werden:

$$\beta = \frac{x}{2d} \leq 1. \quad [7.8]$$

wobei sind:

x	Abstand der Einzellast vom nächstgelegenen Auflager
d	Statische Nutzhöhe

7.1.4 Beurteilung der Querkrafttragfähigkeit in Abhängigkeit der konstruktiven Durchbildung

Wie bereits in der Literatur [jano_1, brie_1] beschrieben und in den Balkenversuchen (vgl. Abschn. 6) festgestellt, besteht kein direkter Zusammenhang zwischen dem Querkraftbewehrungsgrad ρ_w und der Querkrafttragfähigkeit querkraftbewehrter Elemente aus Porenbeton.

Nach Gleichung [7.6] kann folgender Ausdruck [7.9] zur Beschreibung der Querkrafttragfähigkeit querkraftbewehrter Elemente aus Porenbeton abgeleitet werden (vgl. auch Abschn. 7.3). Zur Vermeidung von Verwechslungen soll dieser im Folgenden als Querkraftbewehrungsrate ρ_R bezeichnet werden.

$$\rho_R = \frac{n * d_{sA} * k_I}{b_w} \quad [7.9]$$

wobei sind:

b_w	Kleinste Querschnittsbreite
n	Schnittigkeit der Querkraftbewehrung
d_{sA}	Verankerungsstabdurchmesser der Querkraftbewehrung
k_I	Hilfsvariable zur Berücksichtigung der nachgiebigen Verankerung der Querkraftbewehrung

In Gleichung [7.9] fließen nach Eliminierung der Festigkeitsparameter ausschließlich konstruktive Parameter wie die Schnittigkeit der Querkraftbewehrung n , der Verankerungsstabdurchmesser d_{sA} , der Abminderungsfaktor k_I zur Berücksichtigung großer Bügelabstände und die Querschnittbreite b_w ein.

7.2 Konstruktive Regelungen

Bei der Festlegung der Verankerungsstabdurchmesser müssen die technologischen Besonderheiten der Herstellung bewehrter Bauteile aus Porenbeton berücksichtigt werden. Beim Einsatz von Stabdurchmessern größer 12mm kommt es beim Auftreiben des Kuchens zu ausgeprägten Gärshatten. Diese bedeuten eine strukturelle Schädigung des Bauteils in Bereichen, die im Nutzungszustand hoch beansprucht werden. Aus diesem Grund scheint hier eine entsprechende Begrenzung der Stabdurchmesser für bewehrte Bauteile aus Porenbeton notwendig. Der Durchmesser der Bügelverankerungsstäbe d_{sA} sollte nachfolgender Regelung entsprechen:

$$4 \leq d_{sA} \leq 12 \quad [\text{mm}].$$

Bei der Festlegung der Mindestquerkraftbewehrung mit:

$$\frac{n * d_{sA} * k_I}{b_w} \geq 0,03 \quad [7.10]$$

wurde das derzeitige Balkensortiment entsprechend der Zulassung Nr.2.1-23 [rich_11] berücksichtigt und entspricht dem aktuellen Entwurf der DIN 4223 (06/2000). Im Hinblick auf den MC 90 sollte diese Begrenzung, unter Voraussetzung einer Druckstrebenneigung von $\cot \Theta = 2,5$, in der Weise ergänzt werden, dass nach Ausfall des Bauteilwiderstandes V_{Rd1} , also nach einer Schrägrißbildung, die Querkraft durch eine entsprechende Querkraftbewehrung aufgenommen werden kann.

Damit ergibt sich eine Mindestquerkraftbewehrung zu:

$$\frac{n * d_{sA} * k_I}{b_w} \geq \frac{0,063}{\cot \Theta * 0,85^2} f_{ck}^{-\frac{1}{2}} * t_{ak} \quad f_{ck} \text{ in } [\text{N/mm}^2] \quad [7.11]$$

mit:

$$t_{ak} = (1 - 0,83 d)(1 + 240 \rho_L) \geq 1. \quad d \text{ in } [\text{m}]$$

Unter Voraussetzung, dass die Neigung der Druckstrebe mit $\cot \Theta = 2,5$ begrenzt wird, vereinfacht sich der angegebene Ausdruck [7.11] zu:

$$\frac{n * d_{sA} * k_I}{b_w} \geq 0,035 f_{ck}^{-\frac{1}{2}} * t_{ak} \quad f_{ck} \text{ in } [\text{N/mm}^2] \quad [7.12]$$

wobei sind:

t_{ak}	Beiwert zur Berücksichtigung der Einflüsse aus der absoluten Bauteilhöhe und des Längsbewehrungsgrades auf die Schrägrißbildung;
k_I	Beiwert zur Berechnung der effektiven Verankerungslänge;
b_w	Kleinste Querschnittsbreite;
n	Schnittigkeit der Querkraftbewehrung;
d_{sA}	Durchmesser des Verankerungsstabes;
Θ	Winkel zwischen der Betondruckstrebe und der Bauteillängsachse;
f_{ck}	Deklarierte Festigkeit;
d	Statische Nutzhöhe;
ρ_L	Längsbewehrungsgrad = $A_{sL}/b_w * d$;

Unter Berücksichtigung des derzeitigen Balkensortiments und der aktuellen Festigkeitsklassen ergibt sich nach Gleichung [7.12] eine erforderliche Mindestquerkraftbewehrungsmenge, die geringer als die Forderung nach Gleichung [7.10] ist.

Als Querkraftbewehrung können offene oder geschlossene, mit Längsstäben verschweißte Bügel vorgesehen werden, die senkrecht zur Bauteilachse angeordnet sind. Dabei sollten nachfolgende Grenzen eingehalten werden, um die Funktionalität der Querkraftbewehrung zu gewährleisten:

- in Bauteillängsrichtung:

- in Bauteilquerrichtung:

$$5\text{cm} \leq s_w \leq \begin{cases} 20 \text{ cm} \\ d \end{cases} \quad 5\text{cm} \leq s_{w,q} \leq \begin{cases} 30 \text{ cm} \\ 2d \end{cases} \quad [7.13]$$

wobei sind:

s_w	Bügelabstand in Bauteillängsrichtung;
$s_{w,q}$	Bügelabstand in Bauteilquerrichtung;
d	Statische Nutzhöhe;

Die Ausziehversuche zeigen, dass sich bei einer geringen seitlichen Betonüberdeckung ein vorzeitiger Bruch der Verankerung einstellt. Zur Vermeidung eines vorzeitigen, spröden Versagens durch das Abplatzen der seitlichen Betonüberdeckung $\text{nom } c$ sollte nach Abschnitt 4.2.1 ihre Dimension nachfolgende Werte nicht unterschreiten:

$$\text{nom } c \geq 20\text{mm}$$

$$\text{nom } c \geq 2 * d_{sA}$$

[7.14]

wobei sind:

$\text{nom } c$ Nennmaß der Betonüberdeckung;
 d_{sA} Durchmesser des Verankerungsstabes;

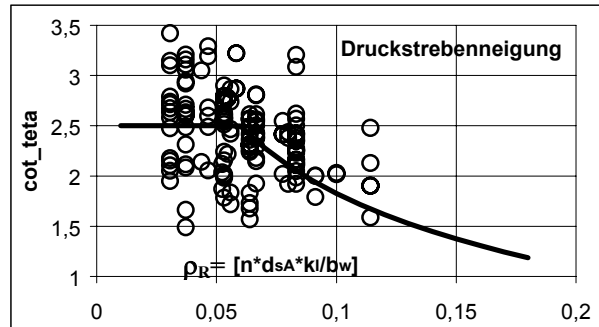
7.3 Vergleichsrechnungen

Anhand der im Rahmen dieses Forschungsprojektes durchgeführten Balkenversuche und anhand von vorliegenden Werksüberprüfungen von Sturzelementen aus Porenbeton erfolgen Vergleichsrechnungen. Damit stehen zur Validierung des Modellvorschlages 163 Prüfergebnisse von Balkenversuchen zur Verfügung. Dazu wird anhand der Querkraftbewehrungsrate ρ_R nach Gleichung [7.13] die rechnerische Druckstrebenneigung Θ im Bruchzustand bestimmt, die rechnerische Querkrafttragfähigkeit abgeleitet und mit den Versuchsbeobachtungen verglichen.

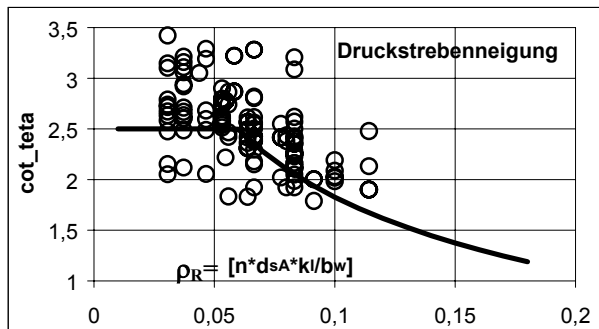
Zur besseren Übersicht werden in den Diagrammen 7.1-3 nicht die Bruchquerkräfte, sondern die rechnerisch und experimentell ermittelte Druckstrebenneigung $\cot \Theta$ in Abhängigkeit der Querkraftbewehrungsrate ρ_R miteinander in Beziehung gesetzt. Die stark gezeichnete Linie stellt den rechnerischen Zusammenhang zwischen Druckstrebenneigung und Querkraftbewehrungsrate dar. Die hellen Kreise stellen die experimentellen Ergebnisse dar. Die zugehörigen Berechnungsschritte und Quellen werden in Anhang D tabellarisch angegeben.

In Hinblick auf die Vergleichsrechnung sind nur Prüfergebnisse interessant, bei denen ein Querkraftversagen festgestellt wurde. In den zur Verfügung stehenden Unterlagen der werksseitigen Prüfungen wurden nicht generell Aussagen zur Versagensart getroffen. Aus diesem Grund werden die Ergebnisse dreigeteilt dargestellt. In Diagramm 7.1 werden der rechnerischen Druckstrebenneigung alle zur Verfügung stehenden Testergebnisse gegenübergestellt. In Diagramm 7.2 werden nur diejenigen Versuchsergebnisse berücksichtigt, denen kein Biegeversagen zugeordnet werden kann. In Diagramm 7.3 werden alle Testergebnisse berücksichtigt, bei denen entsprechend den vorliegenden Prüfprotokollen ein Querkraftbruch festgestellt wurde.

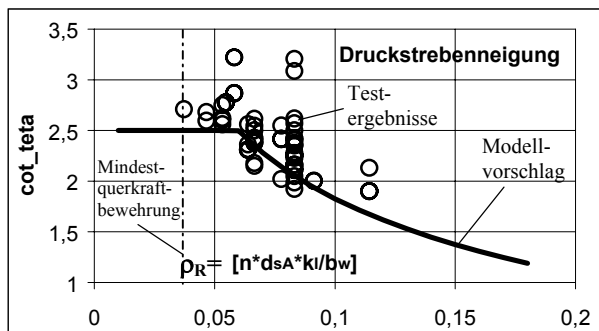
Wie in Diagramm 7.3 ersichtlich, liegen die experimentellen Ergebnisse der Druckstrebenneigung $\cot \Theta$ im Bereich bzw. oberhalb der berechneten Werte. Entsprechend Gleichung [7.2] korrespondiert eine größere Druckstrebenneigung mit einer größeren Querkraft im Bruchzustand. Damit kann anhand der Vergleichsrechnungen gezeigt werden, dass der Modellvorschlag eine sichere und zugleich realistische Einschätzung der Querkrafttragfähigkeit beliebig bewehrter Bauteile ermöglicht.



Dia. 7.1 Gegenüberstellung von rechnerisch und experimentell ermittelter Druckstrebenneigung unter Berücksichtigung aller Tests



Dia. 7.2 Gegenüberstellung von rechnerisch und experimentell ermittelter Druckstrebenneigung unter Berücksichtigung einer Auswahl von Testergebnissen



Dia. 7.3 Gegenüberstellung von rechnerisch und experimentell ermittelter Druckstrebenneigung unter Berücksichtigung der Tests mit eindeutigem Querkraftversagen

7.4 Einschätzung der Ergebnisse

Anhand einer systematischen Analyse des derzeitigen Balkensortimentes sollen der Modellvorschlag mit dem auf dem Standardverfahren basierenden Nachweiskonzept des Entwurfes der DIN 4223 (06/2000) [code_14] (vgl. Abschn. 2.2) verglichen werden. Hierzu werden für alle Balkentypen entsprechend der Zulassung Nr.2.1-23 [rich_11] die Querkkräfte auf der Grundlage des Modellvorschlages, der derzeitigen Zulassung und dem Nachweiskonzept in [code_14] ermittelt. Ergänzt werden die Ergebnisse der experimentellen Untersuchungen.

Die Vergleichsrechnung erfolgt:

- unter Berücksichtigung der vorgesehenen Sicherheitsfaktoren und Abminderungsfaktoren für andauernde Beanspruchungszustände sowie des Bemessungswertes der Porenbetonfestigkeit f_{cd} ,
- unter Vernachlässigung der vorgesehenen Sicherheitsfaktoren und Abminderungsfaktoren für andauernde Beanspruchungszustände sowie des Mittelwertes der Porenbetonfestigkeit f_{cm} .

Die Berechnungsergebnisse werden in tabellarischer Form und in Form von Diagrammen für die einzelnen Typenreihen im Anhang aufgeführt. Anhand der Diagramme D1-14 wird deutlich, dass durch beide Modellvorschläge die Entwicklung der Querkrafttragfähigkeit in Abhängigkeit einer variierenden, konstruktiven Durchbildung, wie der Querschnittsbreite, dem Verankerungsstabdurchmesser oder dem Bügelabstand, hinreichend erfasst werden. Es zeigt sich weiterhin, dass durch die Vorschläge eine exaktere Beschreibung des Grenzzustandes der Tragfähigkeit möglich wird und aufgrund dessen die Bauteile gegenüber der derzeitigen Zulassung einer höheren Querkraftbeanspruchung ausgesetzt werden können.

Abweichungen werden bei der Einschätzung der Querkrafttragfähigkeit von Balkenelementen mit einer geringen Querkraftbewehrungsrate ρ_R nach Gleichung [7.9] deutlich. Der Querkrafttraganteil des Betons, der beim Standardverfahren unabhängig von der konstruktiven Durchbildung der Querkraftbewehrung ermittelt wird, ist deutlich größer als der Traganteil der Querkraftbewehrung. Aufgrund des additiven Ansatzes kommt es entsprechend Diagramm D14 zu einer Überschätzung der Querkrafttragfähigkeit. Zu vergleichbaren Ergebnissen kommt Zilch [zilc_1] bei der Beurteilung der normativen Regelung für den Stahlbeton.

Es soll angemerkt werden, dass sowohl das Standardverfahren im Entwurf der DIN 4223 [code_14] als auch das für den Porenbeton modifizierte Verfahren der variablen Druckstrebenneigung auf vereinfachten Modellvorstellungen beruhen. Wie sich in den durchgeführten Querkraftversuchen zeigt, ist eine sorgfältige Verankerung der Längszugbewehrung am Endauflager von außerordentlicher Bedeutung. Um hier Schäden auszuschließen, ist eine realistische Einschätzung der wirksamen Beanspruchung des Zuggurtes im Auflagerbereich zwingende Voraussetzung. Dabei zeigt sich klar, dass das vorgeschlagene Modell der variablen Druckstrebenneigung den in den Versuchen beobachteten Neigungswinkeln zwischen 26° und 38° deutlich näher kommt als das Standardverfahren nach [code_14]. Bei Anwendung des Modellvorschlages auf der Grundlage variabler Druckstrebenneigungen wird das Versatzmaß in Abhängigkeit der Druckstrebenneigung ermittelt, so dass die am Endauflager zu verankernde Zugkraft wirklichkeitsnah eingeschätzt werden kann.

Durch die Berücksichtigung einer variablen Druckstrebenneigung kann der Beschreibung des Lastflusses gegenüber dem derzeitigen Entwurf der DIN 4223 (06/2000) auf der Grundlage der klassischen Fachwerk-analogie besser entsprochen werden.

8 Zusammenfassung und Ausblick

Für querkraftbewehrte Elemente aus Porenbeton kann hinsichtlich der Querkrafttragfähigkeit ein gegenüber vergleichbaren Bauteilen aus Normal- oder üblichen Leichtbetonen abweichendes Trag-, Verformungs- und Bruchverhalten festgestellt werden. Bedingt wird dieses Verhalten durch die Interaktion der an der Verbundkonstruktion beteiligten Materialien. Der kontinuierliche Verbund spielt dabei eine untergeordnete Rolle. Die Interaktion wird durch diskrete Verankerungselemente realisiert. Wie Ausziehversuche an Verankerungsstäben in Porenbeton zeigen, sind zur Aktivierung einer Verankerung deutliche Verschiebungen notwendig, die zu Lastumlagerungen innerhalb der Verbundkonstruktion führen und damit den Lastfluss bedingen.

Bei querkraftbewehrten Elementen aus Porenbeton kann eine Abhängigkeit der Querkrafttragwirkung von der Steifigkeit der Bügelverankerung festgestellt werden. Das führt zu der Beobachtung [jano_1, brie_1], dass der Querkraftbewehrungsgrad ρ_w keine hinreichende Beurteilung der Querkrafttragfähigkeit ermöglicht.

In den durchgeführten Balkenversuchen sind Zusammenhänge zwischen konstruktiven Parametern und der Querkrafttragwirkung feststellbar. Relevante Parameter sind:

- die Balkenbreite (b_w),
- die Schnittigkeit der Querkraftbewehrung (n),
- der Verankerungsstabdurchmesser der Querkraftbewehrung (d_{sA}) und
- die Verankerungssteifigkeit der Querkraftbewehrung (k_I).

Damit lässt sich eine Kenngröße, die **Querkraftbewehrungsrate**, mit:

$$\rho_R = \frac{n * d_{sA} * k_I}{b_w} \quad [8.1]$$

ableiten, die eine Beurteilung der Querkrafttragfähigkeit beliebig bewehrter Elemente gestattet.

Anders als bei Stahlbetonkonstruktionen spielt im Hinblick auf den Bruchzustand bei querkraftbewehrten Elementen aus Porenbeton die Verankerung der Querkraftbewehrung eine bedeutsame Rolle. Durch die diskrete Verankerung der Querkraftbewehrung in der Balkendruckzone und die gleichzeitige Wirkung der Biegedruckspannungen kommt es zur Ausbildung eines räumlichen Spannungszustandes, der das Versagen der Verankerung durch das Abplatzen der seitlichen Randüberdeckung bedingen kann. Das Fließen der Querkraftbewehrung hat aufgrund herstellungstechnologischer und baupraktischer Randbedingungen hypothetischen Charakter. Das Querkraftversagen kann sich wie folgt einstellen als:

- Bruch der geeigneten Druckstrebe durch Erreichen der Festigkeit (Querkraftdruckbruch),
- Bruch der Verankerung der Querkraftbewehrung (Querkraftzugbruch),
- Bruch durch Fließen der Querkraftbewehrung.

Des Weiteren kann das Bauteilversagen durch starke inelastische Verformungen der Verankerung der Längszugbewehrung eingeleitet werden.

Ein deutlicher Einfluss der thermischen Vorspannung auf die Querkrafttragfähigkeit kann aufgrund der in den Versuchen beobachteten inelastischen Deformation der Verankerung der Längsbewehrung gegenüber dem bettenden Porenbeton (Schlupf) ausgeschlossen werden. Die Vorspannung wirkt sich im Gebrauchszustand positiv auf die Durchbiegung und die Rissentwicklung aus.

Einen sinnvollen Ansatzpunkt bei der Modellbildung liefert das durch Thürlimann auf der Grundlage der Plastizitätstheorie zur Methode der variablen Druckstrebenneigung weiterentwickelte Fachwerkmodell [thür_3] (vgl. Abschn. 2.1.1). Unter Berücksichtigung der gegenüber dem Stahlbeton veränderten Tragwirkung und der Besonderheiten im Bruchverhalten kann ein geeignetes Modell für den querkraftbewehrten Porenbeton entwickelt werden. Anhand von 163 Versuchsergebnissen aus Balkenversuchen und werkseigenen Überwachungen lässt sich der Modellvorschlag validieren.

Der bestehende Bemessungsvorschlag im Entwurf der DIN 4223 (06/2000) basiert auf einem additiven Konzept, wonach sich die Querkrafttragfähigkeit aus einem Betontraganteil und einem Traganteil der Querkraftbewehrung zusammensetzt (Standardverfahren). Der Traganteil der Querkraftbewehrung wird unter Voraussetzung einer konstanten Druckstrebenneigung von 45° ermittelt. Die in den Balkenversuchen beobachtete Druckstrebenneigung ist entsprechend der konstruktiven Durchbildung mit $26^\circ \dots 38^\circ$ deutlich größer und wird durch das vorgeschlagene Verfahren, basierend auf dem Konzept der variablen Druckstrebenneigung, wirklichkeitsnah erfasst. Des Weiteren führt die Anwendung des Standardverfahrens bei Bauteilen mit einer geringen Querkraftbewehrungsrate zu einer Überschätzung der Tragfähigkeit. Das vorgeschlagene Verfahren der variablen Druckstrebenneigung gestattet eine präzisere Einschätzung der Tragwirkung und sollte deshalb Eingang in die Normen finden.

In ergänzenden Versuchen zum Materialverhalten können Gemeinsamkeiten und Unterschiede zum Normalbeton herausgearbeitet werden. Der Porenbeton besteht aus einer Matrix, die in ihrem chemischen Aufbau

ähnlich der Zementmatrix des Normalbetons ist. Daraus ergeben sich Gemeinsamkeiten im Materialverhalten zum Normalbeton.

So kann für Porenbeton ein dem Normalbeton ähnliches Bruchverhalten festgestellt werden. Der Bruch tritt außer bei räumlichen Druckspannungszuständen durch das Erreichen der kritischen Hauptspannungsdifferenz ein (vgl. hierzu Abschn. 3.2.1). Des Weiteren konnten Ähnlichkeiten im Entfestigungsverhalten (*tension softening*), im Verlauf des Entfestigungsastes und in der charakteristischen Ausdehnung der Rissprozesszone infolge einer Zugbeanspruchung festgestellt werden (vgl. hierzu Abschn. 3.2.2). In Untersuchungen zur Schädigungsmechanik des Porenbetons unter einachsiger Druckbeanspruchung sind Parallelen festzustellen. Hier wurde deutlich, dass die Längsrisssbildung, wie auch beim Leicht- oder Normalbeton, den maßgeblichen Schädigungsvorgang darstellt und damit Einfluss auf das Querdehnungsverhalten hat (vgl. Abschn. 3.2.5).

Eine eindeutige Ableitung der Dauerstandsfestigkeit des Porenbetons anhand von Kurzzeitversuchen ist nicht möglich. Jedoch kann nach den experimentellen Untersuchungen nach Abschnitt 3.2.4-5 eine Verminderung der einachsigen Druckfestigkeit unter andauernder Beanspruchung in der gleichen Größenordnung wie für Normalbeton vermutet werden.

Aufgrund des herstellungsbedingten Treibprozesses und den daran gebundenen hohen Luftporengehalt von ca. 80-Vol.%, zeichnet sich der Porenbeton durch ein anisotropes Materialverhalten aus. Die Steifig- bzw. Festigkeit des Materials variieren über die Treibhöhe. Des Weiteren bedingt der hohe Luftporengehalt Besonderheiten im Bruchverhalten. Erfährt der Porenbeton eine einachsige Beanspruchung bei gleichzeitiger Verhinderung der Querdehnung, so dass sich ein räumlicher Druckspannungszustand einstellt ($\sigma_1 < \sigma_2 = \sigma_3 = v \cdot \sigma_1$), dann ist eine Änderung im Bruchverhalten festzustellen. Der Bruch infolge Erreichens der kritischen Hauptspannungsdifferenz begleitet durch einen Scher- bzw. Trennbruch wird abgelöst durch eine Zerstörung des Materials in Form von Porenquetsungen bzw. Materialverdichtungen. Dieses Verhalten bleibt bei abnehmender Hauptspannungsdifferenz ($\sigma_1 \leq \sigma_2 = \sigma_3 \leq v \cdot \sigma_1$) erhalten.

Das Auftreten derartiger räumlicher Druckspannungszustände kann beispielsweise bei diskreten Lasteinleitungen beobachtet werden und ist zumeist lokal begrenzt, so dass eine Materialzerstörung durch Verdichtung des Porenbetons nur örtlich stattfindet. Dieses Materialverhalten bedingt die in den experimentellen Untersuchungen [rüs_1, sch_2, u.a.] beobachtete "Empfindlichkeit" des Porenbetons gegenüber Lochleibungsbeanspruchungen. Der Begriff der Empfindlichkeit ist in diesem Zusammenhang nicht geeignet, das Problem zu beschreiben, denn diese lokalen Zerstörungen bedingen nicht das Bauteilversagen, sondern ermöglichen innerhalb bestimmter Grenzen, einer Plastizierung gleich, Umlagerungsprozesse (vgl. Abschn. 4.2).

In den aufgezeigten experimentellen Untersuchungen konnten nicht alle Problemkreise zufriedenstellend beantwortet werden. So kann in den Untersuchungen des Porenbetons unter zyklischer und statischer Kurzzeitbelastung keine eindeutige betragsmäßige Bestimmung der Dauerstandsfestigkeit erfolgen. Zur sicheren Beurteilung der Trag- und Nutzungsfähigkeit von Tragstrukturen aus Porenbeton über ihre gesamte Lebensdauer erscheinen entsprechende experimentelle Untersuchungen dringend notwendig.

Die aufgezeigten Ansätze zur numerischen Simulation sind als Anregung zu verstehen. Wie Abschnitt 3.4 zeigt, verbleiben hinsichtlich der Berechnungsmethodik eine Reihe weiterer Möglichkeiten, die aufgrund des begrenzten Bearbeitungszeitraums nicht ausgeschöpft werden konnten. Des Weiteren konnten nur ausgewählte Problemkreise, beispielsweise die Verbund- oder die Verankerungsproblematik, durch numerische Simulationen untermauert bzw. ergänzt werden.

Die ganzheitliche Abbildung eines querkraftbewehrten Bauteils aus Porenbeton war aufgrund der Komplexität der Problemstellung nicht möglich. Jedoch erscheinen im Hinblick auf die industrielle Fertigung bewehrter Elemente aus Porenbeton und die damit verbundene hohe Stückzahl gleichartiger Bauteile numerische Simulationen als Hilfsmittel für den Entwurf neuer Bauteile oder für die Optimierung bestehender Konstruktionen sinnvoll.

9 Literaturverzeichnis

- [aron_1] Aroni, S.: Shear strength of reinforced aerated concrete beams with shear reinforcement. In: Materials and Structures 23 (1990) S. 217-222
- [bake_1] Baker, A. L.L.; Sarfraz, A.: A statically indeterminate truss model for reinforced concrete beams failing by shear. Lausanne: 1964. (CEB Bulletin d' Information No. 40)
- [baum_1] Baumann, T.: Versuche zum Studium der Verdübelungswirkung der Biegezugbewehrung eines Stahlbetonbalkens. Ernst&Sohn (1970) (DAfStb, Heft 210)
- [baza_1] Bazant, Z.P.; Kim J. K.: Size effect in shear of longitudinally reinforced beams, In: ACI Journal (1984) S. 456-468
- [baza_2] Bazant, Z.P.; u. a.: Fracture and size effect in concrete and other quasibrittle materials. CRC Press (1998)
- [baza_3] Bazant, Z.P.: Fracture and damage in quasibrittle structures/ experiment, modelling and computer analysis. E&FN Spon (1994) Proceedings of the US-Europe workshop on fracture and damage in quasibrittle structures, held on Prague (1994)
- [baza_4] Bazant, Z.P.; u.a.: Fracture Mechanics of concrete structures. Elsevier, London (1992)
- [baza_5] Bazant, Z.P.; u.a.: Current trends in concrete fracture research. Kluwer Academics Publisher (1991)
- [baza_6] Bazant, Z. P.; Oh, B. H.: Crack Band Theory for Fracture of Concrete. In: Materials and Structures/ Research and Testing (RILEM, Paris), Vol. 16, No.93 (1983)
- [blum_1] Blumenauer, H.; Pusch, G.: Technische Bruchmechanik. Deutscher Verlag für Grundstoffindustrie, 1993
- [bocc_1] Boccaccini, A. R.: Zur Abhängigkeit der mechanischen Eigenschaften zweiphasiger und poröser Werkstoffe von der Gefüge- bzw. Porositätsstruktur. Dissertation, RWTH Aachen (1994)
- [boll_1] Bolle, G.: Zur Bewertung des Belastungsgrades biegebeanspruchter Stahlbetonkonstruktionen anhand von Last-Verformungs-Informationen. Dissertation, Bauhaus-Universität Weimar (1999)
- [bris_1] Briesemann, D.: Die Schubtragfähigkeit bewehrter Platten und Balken aus dampfgehärtetem Gasbeton nach Versuchen. Berlin: Ernst&Sohn, 1979 (DAfStb Heft 314)
- [bout_1] Bourtos, M.; Saverimutto, L.: Anchorage capacity of reinforcing bars in autoclaved aerated concrete lintels. In: Materials and Structures 30 (1997) S. 552-555
- [cede_1] Cederwall, K.: Tests on reinforced lightweight concrete beams. Rilem-Symposium – Light-wight concrete. Göteborg, (1960) S. 167-172
- [cerv_1] Cervenka, V.: Program documentation –Sbeta- computer program for nonlinear finite element analysis in plane stress state. Prague (1996)
- [dasc_1] Daschner, F.; Zilch, K.: Kriechen des Porenbetons im Bereich der zur Verankerung der Längsbewehrung dienenden Querstäbe und Tragfähigkeit der Verankerung. Berlin: Ernst&Sohn, 200?. (DAfStb Heft *offen*)
- [dasc_2] Daschner, F.; Zilch, K.: Kriechen von unbewehrten Platten. Berlin: Ernst&Sohn, 200?. (DAfStb Heft *offen*)
- [dasc_3] Daschner, F.; Zilch, K.: Abschlußbericht zum AiF-Forschungsvorhaben Nr. 9292/ Schubtragfähigkeit bewehrter Porenbetonbauteile. Forschungsbericht der TU-München (1998)
- [dasc_4] Daschner, F.; Zilch, K.: Biegebewehrte Porenbetonbauteile ohne Schubbewehrung/ Versuche zum Tragverhalten. In: Beton- und Stahlbetonbau 8 (1999) S. 314-320
- [dasc_5] Daschner, F.; Kupfer, H.: Versuche zur Schubübertragung in Rissen von Normal- und Leichtbeton. In: Bauingenieur 57 (1982) S. 57-60
- [dasc_6] Daschner, F.; Kupfer, H.: Begründung zum AiF-Forschungsantrag – Schubtragfähigkeit bewehrter Bauteile aus Porenbeton, TU München (1992)
- [dasc_7] Daschner, F.: Versuche zur Ermittlung der thermischen Vorspannung bewehrter Porenbetonbauteile. Berlin: Ernst&Sohn, 2001(DAfStb Heft ??, steht noch zur Veröffentlichung aus)
- [ebel_1] Ebel, L.; Raue, E.: Bericht zum Forschungsprojekt "Teilflächenbelastung an Porenbeton". Bauhaus-Universität Weimar (1995)
- [fisc_1] Fischer, J.; König, G.: Pure mechanical model for diagonal tension failure. In Leipziger Annual Civil Engineering Report No. 1 (1996) S: 269-285
- [fisc_2] Fischer, J.; König, G.: Versagensmodell für schubslanke Balken. Berlin: Beuth, 1997 (DAfStb Heft 480)
- [gaed_1] Gaede, K.: Versuche über die Festigkeit und die Verformung von Beton bei Druck-Schwellbeanspruchung. Berlin: Ernst & Sohn, 1962 (DAfStb Heft 144)
- [girk_1] Girkmann, K.: Flächentragwerke. 6. Aufl., Wien (1963)
- [gras_1] Grasser; Kupfer; Pratsch; Feix: Bemessung von Stahlbeton- und Spannbetonbauteilen nach EC2 für Biegung, Längskraft, Querkraft und Torsion. Berlin: Ernst&Sohn, Beton-Kalender (1996)
- [gura_1] Guralnick, S.A.: Strength of reinforced concrete beams/ Transactions ASCE. Vol. 125, Part 1 (1960) S. 603-633

- [hane_1] Hanecka, K.; Simor, J.; Hanecka, S.: Shear resistance of reinforced aerated Concrete members subjected to bending moment. CEB/FIP – Concrete Seminar, Helsinki (1974)
- [hane_1] Hanecka, K.: Some remarks on problems discussed by the session of the twelfth CEB committee "Lightweight concrete" held at Scheveningen in September 1969.
- [hawk_1] Hawkins, N. M.; Wyss, A. N.; Mattock, A. H.: Fracture analysis of cracking in concrete beams. Journal of the structural division. ASCE, Vol. 5, (1977) S. 1015-1030
- [herz_1] Herzog, M.: Die Schubbruchlast von Spannbetonbalken nach Versuchen. In: Beton- und Stahlbetonbau 11 (1972) und 12 (1974)
- [holm_1] Holmen, J.O. (1979). Fatigue of concrete by constant and variable amplitude loading. Institutt for Betonkonstruksjoner, Bulletin. Nr. 79/1, Trondheim.
- [hord_1] Hordijk, D. A.: Tensile and tensile fatigue behaviour of concrete. University of Technology Delft, Heron 37/1 (1992)
- [hsu_1] Hsu, T.T.C.; SLATE, F.O. Tensile strength between aggregate and cement paste or mortar. Proc. Amer. Concr. Inst. 60 Nr. 4. (1963) pp. 465-485.
- [jano_1] Janovic, K; Grasser, E.; Kupfer, H.: Bericht über Versuche zur Biege- und Schubtragfähigkeit von bewehrten Gasbetonbauteilen. Forschungsbericht der TÜ-München (1975)
- [jano_2] Janovic, K; Grasser, E.; Bericht über die Bemessung der Endverankerung der Längsbewehrung in auf Biegung und Schub beanspruchten Gasbetonbauteilen. Forschungsbericht der TU-München (1977)
- [jano_3] Janovic, K; Grasser, E.; Abschlußbericht zum AiF-Forschungsvorhaben Nr. 5475/ Grundlagen für die Schub- Endverankerungsbemessung bewehrter Gasbetonbauteile. Forschungsbericht der TU-München (1987)
- [kani_1] Kani, G.N.J.: The riddle of shear failure and its solution. In: ACI Journal 61 (1964) S. 441-467
- [kani_2] Kani, G.N.J.: A rational theory for the function of web reinforcement. In: ACI Journal 3 (1969)
- [kirm_1] Kirmair, H.: Das Schubtragverhalten schlanker Stahlbetonbalken. Berlin: Ernst&Sohn 1987. (DAfStb Heft 385)
- [klau_1] Klausen, D.: Festigkeit und Schädigung von Beton bei häufig wiederholter Beanspruchung. Dissertation, Technische Hochschule Darmstadt (1978)
- [kord_1] Kordina, K.; Blume, F.: Empirische Zusammenhänge zur Ermittlung der Schubtragfähigkeit stabförmiger Stahlbetonelemente. Berlin: Ernst&Sohn, 1985. (DAfStb Heft 364)
- [kord_2] Kordina, K.; Hegger, J.: Zur Schubtragfähigkeit von Stahlbeton- und Spannbetonbalken. In: Beton- und Stahlbetonbau 1 (1987)
- [kupf_1] Kupfer, H.: Erweiterung der Mörsch'schen Fachwerkanalogie mit Hilfe des Prinzips vom Minimum der Formänderungsarbeit. Lausanne: 1964. (CEB Bulletin d' Information No. 40)
- [kupf_2] Kupfer, H.; Mang, R.; Karavesyoglou, M.: Bruchzustand der Schubzone von Stahlbeton- und Spannbetonträgern – Eine Analyse unter Berücksichtigung der Rißverzahnung. In: Bauingenieur 58 (1983) S. 143-149
- [kupf_3] Kupfer, H.: Das Verhalten des Betons unter mehrachsiger Kurzzeitbelastung unter besonderer Berücksichtigung der zweiachsigen Beanspruchung. Berlin: Ernst&Sohn, 1973 (DAfStb Heft 229)
- [laup_1] Laupa, A.; Siess, C.P.; Newmark, N.M.: Strength in shear of reinforced concrete beams. University of Illinois, Engineering Experiment Station, Bulletin No. 428 (1955)
- [leon_1] Leonhardt, F.; Walther, R.: Schubversuche an einfeldrigen Stahlbetonbalken mit und ohne Schubbewehrung zur Ermittlung der Schubtragfähigkeit und der oberen Schubspannungsgrenze. Berlin: Ernst&Sohn, 1962 (DAfStb Heft 151)
- [leon_2] Leonhardt, F.: Die verminderte Schubdeckung bei Stahlbetontragwerken. In: Der Bauingenieur 40 (1965) S. 1-15
- [leon_3] Leonhardt, F.: Schub bei Stahl- und Spannbeton – Grundlage der neueren Schubbemessung. In: Beton- und Stahlbetonbau 11, 12 (1977)
- [leon_4] Leonhardt, F.: Shear in concrete structures. In: CEB-Bulletin No. 126 "Shear and Torsion" (06/1978)
- [lins_4] Linse, D.; Stegbauer, A.: Festigkeit und Verformungsverhalten von Leichtbeton, Gasbeton, Zementstein und Gips unter zweiachsiger Kurzzeitbeanspruchung. Berlin: Ernst&Sohn, 1976 (DAfStb Heft 254)
- [liu_1] Liu, H.: Forschungsbericht aus dem Fachbereich Bauwesen/ Nichtlineare bruchmechanische Untersuchungen an Beton und Stahlbeton. Universität Essen (1996)
- [lusc_1] Lusche, M.: Beitrag zum Bruchmechanismus von auf Druck beanspruchtem Normal- und Leichtbeton mit geschlossenem Gefüge. In: Schriftenreihe der Zementindustrie, 39. (1972) Düsseldorf: Beton – Verlag GmbH
- [mall_1] Malleé, R.: Zum Schubtragverhalten stabförmiger Stahlbetonelemente. Berlin: Ernst&Sohn, 1981. (DAfStb Heft 323)
- [malm_1] Malmeisters, A.; Tamuzs, V.; Teters, G.: Mechanik der Polymerwerkstoffe. Akademie-Verlag-Berlin. 1977
- [mans_1] Mansour, T.: Porenbeton/ Korrosionsschutz von Bewehrungsstahl. In: Beton- und Stahlbetonbau (08/1999)

- [mans_2] Mansour, T.: Korrosionsverhalten und Lebenserwartung von Stahlleichtbeton-Bauteilen im Freien. In: Beton- und Stahlbetonbau 93 H. 6 (1998) S. 155-159
- [maru_1] Maruschky, R.: Versuche zum Widerstand von Porenbeton gegenüber räumlichen Beanspruchungssituationen. Diplomarbeit der Professur für Massivbau 1, Bauhaus-Universität Weimar (2000)
- [mart_1] Martin, H.; Naokowski, P.: Verbundverhalten von Betonstählen – Untersuchung auf der Grundlage von Ausziehversuchen. Berlin: Ernst & Sohn, 1981 (DAfStb Heft 319)
- [mate_1] Materialprüfungsamt für das Bauwesen der technischen Universität München. (1990). Einfluß der Prüf – Feuchtigkeit des Gasbetons auf seine Druckfestigkeit. Untersuchungsbericht Nr. 20.
- [mehm_1] Mehmel, A.; KERN, E.: Elastische und plastische Stauchungen von Beton infolge Druckschwell- und Standbelastung. Berlin: Ernst & Sohn, 1962 (DAfStb Heft 153)
- [mier_1] Van Mier J. G. M.: Fracture of concrete under complex stress. University of Technology Delft, Heron 31/3 (1986)
- [moos_1] Moosecker, W.: Zur Bemessung der Schubbewehrung von Stahlbetonbalken mit möglichst gleichmäßiger Zuverlässigkeit. Berlin: Ernst&Sohn, 1979. (DAfStb Heft 307)
- [müll_1] Müller, F.P.; Keintzel, E.; Charlier, H.: Dynamische Probleme im Stahlbetonbau/ Der Baustoff Stahlbeton unter dynamischer Beanspruchung. Berlin: Ernst & Sohn, 1983 (DAfStb Heft 342)
- [nieu_1] Van Nieuwenburg, D.; de Blaere, B.: Comparative study of empirical design formulas for shear capacity/ Calculation of reinforced autoclaved aerated concrete components. Forschungsbericht Universiteit Gent
- [nieu_2] van Nieuwenburg, D.; de Blaere, B.: Bond tests on autoclaved aerated concrete. Laboratorium Magnel voor Betononderzoek, Universität Gent (1995)
- [nils_1] Nilsson, S. Compressive reinforcement of light-weight concrete, Rilem-Symposium – Light-weight concrete. Göteborg, (1960) S. 203-211
- [plac_1] De Place Hansen E. J.; Stang, H.: Determination of the fracture energy of concrete. Department of structural engineering and materials, Technical University of Denmark, Serie R, No.43 (1998)
- [quas_1] Quast, U.; Steffens, R.; Los, M.: Einfluß von Langzeitwirkungen auf den Neigungswinkel von Schubrisen. Schlussbericht zum Forschungsvorhaben QU 48/5-1 der DFG, TU Hamburg-Harburg (1999)
- [rega_1] Regan, P.E.: Shear in reinforced aerated concrete. In: The international Journal of Lightweight concrete Vol.1 No.2 (1979) S. 47-61
- [rega_2] Regan, P.E.; Placas, A.: Shear failure of reinforced concrete beams. In: ACI Journal, Vol. 68 (1971) S. 763-773
- [rega_3] Regan, P.E.; Placas, A.: Limit-state design for shear in rectangular and T beams. In: Magazine of Concrete Research, Vol. 22 No. 73 (1970) S. 197-203
- [rega_4] Regan, P.E.: Comments on the Model Code clauses for shear and torsion. In: CEB-Bulletin No. 126 "Shear and Torsion" (06/1978)
- [rein_1] Reineck, K.-H.: Ein mechanisches Modell für Stahlbetonbauteile ohne Stegbewehrung. In: Bauingenieur 66 (1991) S. 157-165
- [rein_2] Reineck, K.-H.: Ein mechanisches Modell für Stahlbetonbauteile ohne Schubbewehrung. In: Bauingenieur 66 (1991) S. 323-332
- [remm_1] Rimmel, G.: Zum Zug- und Schubtragverhalten von Bauteilen aus hochfestem Beton. Berlin: Beuth, 1994. (DAfStb Heft 444)
- [rots_1] Rots, G.J.; Blaauwendraad, J.: Crack models for concrete: Discrete or smeared? Fixed, multi-directional or rotating? Heron. Delft University of Technology (1987)
- [rüsc_1] Rüsck, H.: Gas- und Schaumbeton/ Schubsicherung von bewehrten Balken. Berlin: Ernst&Sohn, 1956 (DAfStb Heft 121)
- [rüsc_2] Rüsck, H.: Über die Grenzen der Anwendung der Fachwerkanalogie bei der Berechnung der Schubfestigkeit von Stahlbetonbalken. In: Festschrift Prof. Campus, Lüttich (1964)
- [rüsc_3] Rüsck, H.: Stahlbeton – Spannbeton. Band 1. Düsseldorf: Werner-Verlag. (1972)
- [sähn_1] Sähn, S.; Göldner, H.: Bruch- und Beurteilungskriterien in der Festigkeitslehre. Fachbuchverlag Leipzig GmbH, ISBN 3-343-00854-0 (1993)
- [schä_1] Schäffler, H.; Graf, O.: Gas- und Schaumbeton/ Tragfähigkeit von Wänden und Schwinden. Berlin: Ernst&Sohn, 1954. (DAfStb Heft 117)
- [schä_2] Schäffler, H.: Gas- und Schaumbeton/ Druckfestigkeit nach verschiedener Lagerung und Tragfähigkeit von bewehrten Platten. Berlin: Ernst&Sohn, 1959. (DAfStb Heft 133)
- [schä_3] Schäffler, H.: Gas- und Schaumbeton/Verankerung der Bewehrung und Kriechen von bewehrten Platten. Berlin: Ernst&Sohn, 1960. (DAfStb Heft 136)
- [schm_3] Schmidt-Hurtienne, K.-D.: Druckfestigkeit von Leichtbeton. Ein Beitrag zur Frage der Vorausbestimmung der Leichtbetondruckfestigkeit und der Zuschlagprüfung. Berlin: Ernst & Sohn, 1974 (DAfStb Heft 245)

- [siga_1] Sigalov, E.E.; Baikov V.N.: Stahlbetonkonstruktionen.
- [schl_1] Schlaich, E.; Schäfer, K.: Konstruieren im Stahlbetonbau. Betonkalender Band II (1993)
- [scho_1] Scholz, H.: Ein Querkraftmodell für Bauteile ohne Schubbewehrung im Bruchzustand aus normalfestem und hochfestem Beton. Berlin: Diss., 1994. (Berichte aus dem Konstruktiven Ingenieurbau der TU Berlin Heft 21)
- [schö_1] Schölzel, T.: Untersuchungen zur Tragfähigkeit von bewehrten Konstruktionen aus Porenbeton unter Berücksichtigung bruchmechanische Aspekte. Diplomarbeit der Professur für Massivbau 1, Bauhaus-Universität Weimar (2000)
- [sell_1] Sell, R.; Zelger, C.: Festigkeit und Verformung von Gasbeton unter zweiaxialer Zug-Druck-Beanspruchung und Versuche über den Verbund bei bewehrten Gasbeton. Berlin: Ernst&Sohn, 1970 (DAfStb Heft 209)
- [sell_2] Sell, R.; Zelger, C.: Versuche zur Dauerstandfestigkeit von Leichtbetonen. Berlin: Ernst&Sohn, 1969 (DAfStb Heft 207)
- [spec_1] Specht, M.; Scholz, H.: Ein durchgängiges Ingenieurmodell zur Bestimmung der Querkrafttragfähigkeit im Bruchzustand von Bauteilen aus Stahlbeton mit und ohne Vorspannung der Festigkeitsklassen C12 bis C115. Berlin: Beuth, 1995. (DAfStb Heft 453)
- [spec_2] Specht, M.: Ingenieurmodelle zur Beschreibung der Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetonträgern im Bruchzustand. In: Bautechnik 11 (1987)
- [spec_3] Specht, M.: Mindestbügelbewehrung, Abzugswert und Festigkeit des schrägen Druckfeldes eines querkraftbeanspruchten Biegeträgers aus Stahlbeton. In: Beton- und Stahlbetonbau 4 (1989)
- [spec_3] Specht, M.: Zur Querkrafttragfähigkeit im Stahlbetonbau. In Beton- und Stahlbetonbau 8 (1989) und 9 (1989)
- [stau_1] Stauch, M.: Entwicklung eines Querkraftmodells für Durchlaufträger aus Stahlbeton. Berichte aus dem Konstruktiven Ingenieurbau/ Technische Universität (Diss.) Berlin 26 (1996)
- [tart_1] Tartsch, E.: Versuche zum Widerstand von Porenbeton unter zyklischen Beanspruchungen und Untersuchungen zur Schadensakkumulation bei statischen Kurzzeitversuchen. Diplomarbeit der Professur für Massivbau 1, Bauhaus-Universität Weimar (2000)
- [tayl_1] Taylor, H. P. J.: Some shear tests on reinforced concrete beams without shear reinforcement. In: Magazin of concrete research, Vol. 12 No. 35 (1960)
- [tayl_2] Taylor, H. P. J.: Shear stress in reinforced concrete beams without shear reinforcement. Cement and Concrete Association, London (1970) Publication No. 42.407
- [tayl_3] Taylor, H. P. J.: Investigation of the forces carried across cracks in reinforced concrete beams in shear by interlock of the aggregate. Cement and Concrete Association, London (1970) Publication No. 42.447
- [thor_1] Thorenfeldt, R.; Drangsholt, G.: Shear capacity of reinforced high-strength concrete beams. Utilization of high-strength concrete, Symposium Berkley (1990)
- [thür_1] Thürlimann, B.; Bachmann, H.: Schubbemessung von Balken und Platten aus Stahlbeton und Spannbeton. In: Schweizer Bauzeitung 33, 34, 84 (1966)
- [thür_2] Thürlimann, B.; Bachmann, H.: Versuche über das plastische Verhalten von zweifeldrigen Stahlbetonbalken. Forschungsberichte 6203-1, 6203-2 der Eigenössischen Technischen Hochschule Zürich (1965)
- [thür_3] Thürlimann, B.; Grob, J.: Bruchwiderstand und Bemessung von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken. In: Schweizer Bauzeitung 40 (1976)
- [thür_4] Thürlimann, B.; Zimmerli, B.; Ritz, P.: Anwendung der Plastizitätstheorie auf Stahlbeton. Vorlesungsskript der Eigenössischen Technischen Hochschule Zürich (1983)
- [thür_5] Thürlimann, B.: Shear strength of reinforced and prestressed concrete beams. In: Bulletin d'Information Shear and Torsion, No. 126 (1978)
- [walr_1] Walraven, J.C.: Experiments on shear transfer in cracks in concrete. Part II: Analysis of results. Report 5-79-10, University of Technology Delft
- [walr_2] Walraven, J.C.: Aggregat interlock: a theoretical and experimental analysis. Dissertation, University of Technology Delft (1981)
- [walr_3] Walraven, J.C.: The influence of depth on shear strength of lightweight concrete beams without shear reinforcement. Report 5-78-? (1978) University of Technology Delft
- [walr_4] Walraven, J.C.: Scale effects in beams with unreinforced webs loaded in shear. Progress in concrete research, Vol. 1 (1990) S.103-112 University of Technology Delft
- [walt_1] Walther, R.: Zum Problem der Schubsicherheit im Spannbetonbau. In: Schweizer Archiv für angewandte Wissenschaft und Technik 9 (1959)
- [walt_2] Walther, R.; Leonhardt, F.: Beiträge zur Behandlung der Schubprobleme. In: Beton- und Stahlbetonbau 2 (1962) S. 40-44
- [walt_3] Walther, R.: Über die Berechnung der Schubtragfähigkeit von Stahl- und Spannbetonbalken – Schubbruchtheorie, Beton- und Stahlbetonbau (1962) S. 261-271
- [weig_1] Weigler, H.; Becker, G.: Zur Frage der Schubdruckfestigkeit von Beton. In: Beton- und Stahlbetonbau 5 (1964) S. 101-105

- [weig_2] Weigler, H.; Reissmann, K.: Untersuchungen an Konstruktionsleichtbetonen. Betonstein-Zeitung 31 (1965) H. 11, S. 615-629.
- [weig_3] Weigler, H.; Freitag, W.: Dauerschwell- und Betriebsfestigkeit von Konstruktions-Leichtbeton. Berlin: Ernst & Sohn, 1975 (DAfStb Heft 247)
- [weig_4] Weigler, H.; Rings, K.-H.: Unbewehrter und bewehrter Beton unter Wechselbeanspruchung. Berlin: Ernst & Sohn, 1987 (DAfStb Heft 383)
- [weig_5] Weigler, H.; Karl, S.: Beton – Arten, Herstellung und Eigenschaften. Berlin: Ernst & Sohn, 1989
- [witt_1] Witt, F.J.: 5th annual information meeting paper no. 12 (1971)
- [witt_2] Wittmann, F.H.: Bestimmung der spezifischen Bruchenergie von Porenbeton. ETH Zürich Laborberichte Nr. 1332, 1371
- [witt_3] Wittmann F. H.: Numerical Models in Fracture Mechanics of Concrete. A. A. Balkema, Rotterdam, ISBN 90 5410 353 1 (1993)
- [witt_4] Wittmann F.H.; Metzner-Gheorghita: La mécanique de la rupture appliquée au béton cellulaire autoclave.
In: Chronique des matériaux de construction; Chantier/Suisse, Vol. 15, 3/84 (1984)
- [witt_5] Wittmann, F.H.; Xinhua; Zhong: On some experiments to study the influence of size on strength and fracture energy of concrete. In: Building materials report No. 2, Fraunhofer IBR Verlag (1996)
- [witt_6] Wittmann, F.H.; Zaitsev, J.: Verformung und Bruchvorgang poröser Baustoffe bei kurzzeitiger Belastung und Dauerlast. Berlin: Ernst & Sohn, 1974 (DAfStb Heft 232)
- [witt_6] Wittmann, F.H.; Roelfstra, P.E.; Sadouki, H.: Simulation and Analysis of Composite Structures. Materials Structures and Engineering. Vol. 68, pp. 239-248 (1984)
- [zelg_1] Zelger, C.: Liegt der Unterschied zwischen Leichtbeton und Normalbeton nur im Gewicht? Beton 20, H. 3 (1970) S. 90-95.

Normen

- [code_1] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton: DIN 1045 (01/72) Beton- und Stahlbetonbau/ Bemessung und Ausführung. Berlin: Beuth-Verlag (Januar, 1972)
- [code_2] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton: DIN 1045 (12/78) Beton- und Stahlbetonbau/ Bemessung und Ausführung. Berlin: Beuth-Verlag (Dezember, 1978)
- [code_3] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton: DIN 1045 (07/88) Beton- und Stahlbetonbau/ Bemessung und Ausführung. Berlin: Beuth-Verlag (Juli, 1988)
- [code_4] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton: DIN 4227 (12/79) Spannbeton. Berlin: Beuth-Verlag (Dezember, 1979)
- [code_5] Model Code for concrete structures. Bulletin No. 125-E, Comité Euro-International du Béton, 6 rue Lauriston, Paris. 04/1978
- [code_6] DIN V ENV 1992 Teil 1-1 (Eurocode 2) (06/92)
- [code_7] Model Code for concrete structures. Bulletin No. 3/ Textbook on Behavior, Design and Performance Update knowledge of the CEB/FIP Model Code 1990, Comité Euro-International du Béton, 6 rue Lauriston, Paris. (1999)
- [code_8] Normenausschuss für Bauwesen im DIN: Entwurf DIN 1045-1 (02/97) Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton/ Bemessung und Konstruktion. Berlin: Beuth-Verlag (Februar, 1997)
- [code_9] Normenausschuss für Bauwesen im DIN: Entwurf DIN 1045-1 (09/99) Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton/ Bemessung und Konstruktion. Berlin: Beuth-Verlag (September, 1999)
- [code_10] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton: DIN 4223 (06/58) Bewehrte Dach- und Deckenplatten aus dampfgehärtetem Gas- und Schaumbeton. Berlin: Beuth-Verlag (Juli, 1958)
- [code_11] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton: Entwurf DIN 4223 (08/78) Gasbeton/ Bewehrte Bauteile. Berlin: Beuth-Verlag (August, 1978)
- [code_12] Fachbereichstandard-Betonbau: TGL 33405/04 (06/85) Nachweis der Trag- und Nutzungsfähigkeit von Konstruktionen aus Gasbeton. Leipzig: Verlag für Standardisierung (Juni, 1985)
- [code_13] Normenausschuss für Bauwesen im DIN: Entwurf DIN EN 12602 (01/97) Vorgefertigte bewehrte Bauteile aus dampfgehärtetem Porenbeton. Berlin: Beuth-Verlag (Januar, 1997)
- [code_14] Normenausschuss für Bauwesen im DIN: Entwurf DIN 4223 (06/00) Vorgefertigte bewehrte Bauteile aus dampfgehärtetem Porenbeton. Berlin: Beuth-Verlag (Juni, 2000)
- [code_15] SINP-betonie i schelesobetonie konstruktii – 2.03.01-84, Moskwa (1985)
- [code_16] Posobie po projektirovaniu betonich i schelesenbetonich konstruktii is jazenstich betonov -k SNIP 2.03.01-84, Moskwa, (1985)
- [code_17] DIN 50100 (78) Dauerschwingversuche/ Begriffe, Zeichen, Durchführung, Auswertung. Berlin: Beuth-Verlag (1978)
- [code_18] DIN 51228 (93) Schwingprüfmaschinen. Berlin: Beuth-Verlag (1993)

Richtlinien

- [rich_1] Rilem-50-FmC Draft Recommendation: Determination of the fracture energy of mortar and concrete. In: *Materiaux et Constructions*, Vol. 18, No. 106, (1985)
- [rich_2] Normenausschuß für Bauwesen im DIN: EN 678 (02/94) Bestimmung der Trockenrohdichte von dampfgehärtetem Porenbeton. Berlin: Beuth-Verlag (Februar, 1994)
- [rich_3] Normenausschuß für Bauwesen im DIN: EN 679 (02/94) Bestimmung der Druckfestigkeit von dampfgehärtetem Porenbeton. Berlin: Beuth-Verlag (Februar, 1994)
- [rich_4] Normenausschuß für Bauwesen im DIN: EN 680 (02/94) Bestimmung des Schwindens von dampfgehärtetem Porenbeton. Berlin: Beuth-Verlag (Februar, 1994)
- [rich_5] Normenausschuß für Bauwesen im DIN: EN 989 (09/95) Bestimmung des Verbundverhaltens zwischen Bewehrungsstab und dampfgehärtetem Porenbeton mit Hilfe der Ausdrückprüfung. Berlin: Beuth-Verlag (September, 1995)
- [rich_6] Normenausschuß für Bauwesen im DIN: EN 1351 (01/97) Bestimmung der Biegezugfestigkeit von dampfgehärtetem Porenbeton. Berlin: Beuth-Verlag (Januar, 1997)
- [rich_7] Normenausschuß für Bauwesen im DIN: EN 1352 (02/97) Bestimmung des statischen Elastizitätsmoduls unter Druckbeanspruchung von dampfgehärtetem Porenbeton und haufwerksporigem Leichtbeton. Berlin: Beuth-Verlag (Februar, 1997)
- [rich_8] Normenausschuß für Bauwesen im DIN: EN 1353 (02/97) Bestimmung des Feuchtegehaltes von dampfgehärtetem Porenbeton. Berlin: Beuth-Verlag (Februar, 1997)
- [rich_9] Normenausschuß für Bauwesen im DIN: EN 1354 (02/97) Bestimmung der Druckfestigkeit von haufwerksporigem Leichtbeton. Berlin: Beuth-Verlag (Februar, 1997)
- [rich_10] Normenausschuß für Bauwesen im DIN: EN 1356 (12/96) Bestimmung des Tragverhaltens von vorgefertigten Bauteilen aus dampfgehärtetem Porenbeton oder aus haufwerksporigem Leichtbeton unter quer zur Bauteilebene wirkender Belastung. Berlin: Beuth-Verlag (Dezember, 1996)
- [rich_11] Deutsches Institut für Bautechnik: Zulassung -Hebel Stürze- Nr.2.1-23. Berlin: (Juni/86)

10 Verzeichnis häufig verwendeter Formelzeichen und Abkürzungen in alphabetischer Ordnung

Tiefgestellte Indizes

0	Ursprungs- Anfangswert
1,2,3	Bezeichnung der Hauptachsen
c	Betongröße
cal	Berechnete Größe
cb	Größe der Betonlochleibungspressung
cp	Größe der Betonvorspannung
cr	Rissbildungsgröße
d	Bemessungsgröße
el	Elastische Größe bzw. Anteil
exp	Experimentell ermittelte Größe
k	Charakteristische Größe
M	Kennzeichnung einer Mantelbeanspruchung
m	Mittlere Größe
mod	Modifizierte Größe
p	Kennzeichnung einer Druckbeanspruchung
pl	Plastische Größe bzw. Anteil
R	Widerstand
r	Kennzeichnung einer radialen Beanspruchung
S	Einwirkung
s	Stahlgröße
sec	Sekantengröße
sp	Kennzeichnung einer Spaltzugbeanspruchung
sw	Größe der Querkraftbewehrung
t	Kennzeichnung einer Zugbeanspruchung
u	Kenngöße im Bruchzustand
y	Fließgrenze

Hochgestellte Indizes

00	Kennzeichnung einer Vorbeanspruchung
T	Transponierte einer Matrix oder eines Vektors

Allgemeine Größen

a/d	Schubslankheit
B	Differentialoperator
C	Elastizitätsmatrix
D _S	Strukturveränderungsenergie
D _D	Anteil der Strukturveränderungsenergie infolge viskoser/ trockener Reibung
e	seitliche Randüberdeckung
g	Erdbeschleunigung
L _{ij}	Richtungsvektoren des Eigenvektors
M	Moment
m	Masse
N	Normalkraft
P	Einzellast
q	Linienlast
T	Transformationsmatrix
V	Querkraft (in der Literatur zum Teil mit Q gekennzeichnet)
v	Verschiebungsvektor
W	Arbeit
w	Verschiebung
σ	Spannung
σ _o (σ _u)	Ober- bzw. Unterspannung bei zyklischer Beanspruchung
τ	Schubspannung
ε _{ij}	Verzerrungstensor im globalen Koordinatensystem
ε _i	Verzerrungstensor der Hauptachsen

ε	Dehnung
γ	Schubgleitung
ω	Verdrehung

Größen zur Bestimmung physikalischer Eigenschaften

E_i	Elastizitätsmodul einer Hauptachse
f	Festigkeit
$G_{i,j}$	Schubmodul zweier Hauptachsen
G_{IC}	Rissfortschrittsenergie
G_F	Bruchenergie
k_{IC}	Bruchzähigkeit
L_C	Charakteristische Länge als Maß der Sprödigkeit
L_b	Rissbandbreite, Breite der Prozesszone
V_{ind}	Querkrafttraganteil, der indirekt über die Bügel abgetragen wird
ν_{ij}	Querdehnzahl zweier Hauptachsen

Geometrische Größen

A	Querschnittsfläche
A_{Lig}	Ligamentfläche eines Dreipunkt-Biegeversuchskörpers
b_w	Kleinste Querschnittsbreite
d	Statische Nutzhöhe eines Balkenelementes
d_{sA}	Durchmesser des Verankerungsstabes
k, k_I	Hilfsgrößen zur Berücksichtigung der Verankerungssteifigkeit
s_w	Bügelabstand
s_L	Endschlupf der Längsbewehrung
z	Innerer Hebelarm
κ	Korrekturfaktor zur Berücksichtigung von Maßstabeffekten
Θ	Winkel zwischen der geneigten Druckstrebe und der Bauteillängsachse (in der Literatur auch als α bezeichnet)
ρ_L	Längsbewehrungsgrad
ρ_w	Querbewehrungsgrad

Allgemeine Abkürzungen und Formelzeichen

GZG	Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit
GZT	Grenzzustand der Tragfähigkeit
VB	Verträglichkeitsbedingung

Abkürzungen nach gängigen Regelwerken

R	Einwirkung
S	Widerstand
V_{Sd}	Bemessungswert der einwirkenden Querkraft
V_{Rd1}	Bauteilwiderstand des nichtquerkraftbewehrten Elementes
V_{Rd3}	Bauteilwiderstand des querkraftbewehrten Elementes
τ_{Rd1}	Bemessungswert der aufnehmbaren Schubspannung
γ	Sicherheitsfaktor
α	Abminderungsfaktor zur Berücksichtigung andauernder Belastung
ν	Abminderungsfaktor zur Berücksichtigung mehraxialer, andauernder Belastung

11 Verzeichnis der Abbildungen und Tabellen

Abbildungen

- Abb. 1.1 Überblick über die geplanten experimentellen Untersuchungen
- Abb. 2.0.1 [leon_1] links : Größe und Richtung der Hauptspannungen bei Balken mit Gleichlast im Zustand I
rechts: Idealierte Spannungsverteilung im Zustand II nach Leonhardt unter Voraussetzung einer unter 45° geneigten Querkraftbewehrung und Druckstrebe
- Abb. 2.1.0.1 Bogen-Zugband-Modell und Sprengwerkmodell
- Abb. 2.1.0.2 Modelle nach Walther [walt_3]
- Abb. 2.1.0.3 Zahnmodell nach Kani/ neu Fischer S. 33
- Abb. 2.1.0.4 Zahn-Modell für den Trägerbereich am Endauflager und Querkrafttragwirkung mit Belastung des Zahns im Druckgurt [rein_1]
- Abb. 2.1.0.5 Gleichgewicht der Kräfte am Trägerende und Verträglichkeit bei Rissuferverschiebung infolge der Rotation der Betonzähne [rein_1]
- Abb. 2.1.0.6 Verhalten von Beton auf Zug [rein_1]
- Abb. 2.1.0.7 [rein_1] oben: Fachwerkmodell bei Berücksichtigung ungerissener Bereiche a) Endauflager im Zustand I
b) Übergangsbereich c) Zahnmodell d) Lasteinleitungsbereich
unten: Vereinfachtes Fachwerkmodell mit parallelen Gurten
- Abb. 2.1.0.8 Parabel-Schrägrissmodell [fisc_1]
- Abb. 2.1.0.9 Kräftespiel am Biegeriss [code_5]
- Abb. 2.1.0.10 Querkrafttraganteile im nicht querkraftbewehrten Querschnitt nach [code_5]
- Abb. 2.1.0.11 [code_7] oben: Wirksame Querkrafttraganteile am Biegeriss
untern: Resultierende Spannungsverteilung im Biegeriss
- Abb. 2.1.1.1 Klassisches Fachwerkmodell nach Mörsch zur Betrachtung querkraftbewehrter Stahlbetonbalken im Zustand II [leon_3]
- Abb. 2.1.1.2 Rissbild im Bruchzustand querkraftbewehrter Balken nach den Stuttgarter Versuchen [leon_1]
- Abb. 2.1.1.3 Erweitertes Fachwerkmodell mit geneigtem Obergurt [leon_2]
- Abb. 2.1.1.4 [leon_2] oben: Auftretende Schubspannungen an den Rissufern infolge Rissreibung,
unten: Schematische Darstellung der Dübelwirkung der Längsbewehrung
- Abb. 2.1.1.5 [thür_3] oben: Schubwandelement mit dem Verlauf der inneren Kräfte
unten: Verformungsdiagramm des Schubwandelementes
- Abb. 2.1.1.6 Entwicklung von fächerförmigen Druckfeldern im Bereich der Krafteinleitung (Störbereiche) [thür_3]
- Abb. 2.1.1.7 Querkraftmodell nach Moosecker [moos_1]
- Abb. 2.1.1.8 Versuchskörper mit den Hochdruckschläuchen zur Risserzeugung und den Messgeräten für die Messung der Rissbreite und der Relativverschiebung [dasc_5]
- Abb. 2.1.1.9 Kräfte an einer geneigten Druckstrebe unter Vernachlässigung der Strebenbiegung [kupf_2]
- Abb. 2.1.1.10 [krim_1] oben links: qualitative Querkraftübertragung am Schrägriss
unten links: Zweiachsiger Spannungszustand in den Betondruckstreben infolge äußerer Belastung unter Berücksichtigung der Rissverzahnung und unter Vernachlässigung der Verbundkräfte der Bewehrung
unten rechts: Rotation der Betondruckstrebe
- Abb. 2.1.1.11 Dreiteilige Modellierung des Kraftflusses querkraftbewehrter Bauteile nach Specht [spec_1]
- Abb. 2.1.1.12 [spec_3] oben: Gemessene Bügelspannung in Abhängigkeit der Belastung
unten: Verschiedene Möglichkeiten der vektoriellen Beschreibung des Querkrafttragvermögens in Abhängigkeit der Bügelauslastung

Abb. 2.1.1.13	[quas_1] links: Bewehrungsführung der Probekörper rechts: Versuchsanordnung mit Mess- und Belastungstechnik
Abb. 2.1.1.14	Gleichgewicht der Kräfte am querkräftbewehrten Bauteil [BK_96]
Abb. 2.1.1.15	Versagensmodi querkräftbeanspruchter Bauteile nach [code_2]
Abb. 2.1.1.16	Einfluss der Flanschdimensionierung auf die Querkrafttragfähigkeit
Abb. 2.1.1.17	Gleichgewichtsbedingungen im Fachwerkmodell [MC 90]
Abb. 2.1.1.18	Endauflager eines Balkens mit am Schrägriss angreifenden Kräften nach Reineck [zilc_1]
Abb. 2.1.2.1	Kräfte am Schrägriss [siga_1]
Abb. 2.1.2.2	Versagensbedingung der Biegedruckzone nach [gura_1]
Abb. 2.1.2.3	Verformungen in der Schubdruckzone nach [walt_1]
Abb. 2.1.2.4	Spannungen in der Versagensebene beim Schubzugbruch nach [rega_2-3]
Abb. 2.2.1	[rüsc_1] links: Schematische Darstellung der untersuchten nicht querkräftbewehrten Elementen rechts: Rissbilder der zerstörten Proben
Abb. 2.2.2	[rüsc_1] links: Schematische Darstellung der untersuchten Ausziehkörper rechts oben: Last-Schlupfbeziehung rechts unten: Lokale Zerstörung des Porenbetons infolge der Lochleibungsbeanspruchung
Abb. 2.2.3	[rüsc_1] links: Schematische Darstellung der untersuchten querkräftbewehrten Elemente rechts: Rissbilder der zerstörten Proben
Abb. 2.2.4	Spannungsverteilung am Querschnitt für biegebeanspruchte Elemente nach [schä_2]
Abb. 2.2.5	Ausziehversuche nach [schä_2]
Abb. 2.2.6	Abmessung, Bewehrung und Endverankerung der Versuche nach [sell_1]
Abb. 2.2.7	Rissbilder querkräftbewehrter Balkenelemente nach [jano_1]
Abb. 2.2.8	Untersuchte Formen der Querkraftbewehrung [brie_1]
Abb. 2.2.9	Tragmodell für querkräftbewehrten Porenbeton. Fachwerk mit geneigtem Obergurt und veränderlichen Druckstrebenneigungen überlagert mit einem Sprengwerk nach [brie_1]
Abb. 3.1	Struktureller Aufbau des Porengerüsts
Abb. 3.2.1.1	Untersuchungen zur Querkrafttragfähigkeit bewehrter Elemente aus Porenbeton
Abb. 3.2.1.2	Festigkeitsverhalten des Porenbetons unter zweiachsiger Beanspruchung [lins_1]
Abb. 3.2.1.3	Schematische Darstellung des zu untersuchenden Bruchkörpers im Raum der Hauptspannungen
Abb. 3.2.1.4	Überblick über die geplanten Versuche
Abb. 3.2.1.5	a Geöffnete Triaxialzelle mit PU-Manschette; b Querschnitt durch die Triaxialzelle; c Schematische Darstellung der Wirkungsweise der Triaxialzelle
Abb. 3.2.1.6a	Versuchsaufbau bei Eintragung axialer Druckbeanspruchung
Abb. 3.2.1.6b	Versuchsaufbau bei Eintragung axialer Zugbeanspruchung
Abb. 3.2.1.7	Lasteinleitungskranz
Abb. 3.2.1.8	Typische Bruchformen
Abb. 3.2.1.9	Zuordnung der Versagensarten zu den einzelnen Versuchsserien
Abb. 3.2.1.10	Versuchsergebnisse mit zugehörigen, typischen Bruchformen
Abb. 2.3.1.11	Auf die einachsige Druckfestigkeit bezogene Bruchspannungswerte/ Versuchsreihe 3
Abb. 3.2.1.12	Auf die einachsige Druckfestigkeit bezogene Bruchspannungswerte/ Versuchsreihe 1-2

Abb. 3.2.1.13	Verschiebung der Regressionskurven entsprechend den Hypothesen bezüglich der Anisotropie des Porenbetons
Abb. 3.2.1.14	Darstellung der Versuchsergebnisse im Normalspannungs- Schubspannungsdiagramm
Abb. 3.2.1.15	Ergänzung der Umhüllenden
Abb. 3.2.1.16	Schematische Darstellung des räumlichen Bruchmodells
Abb. 3.2.1.17	Quadrantenweise Zerlegung des abstrahierten räumlichen Bruchmodells
Abb. 3.2.2.1	Untersuchungen zur Tragfähigkeit von Verankerungsstäben in Porenbeton
Abb. 3.2.2.2	a) Dehnungskonzentration im Probekörper [baza_1] b) Idealisierung beim Fiktiven Rissmodell FCM c) Idealisierung beim Rissbandmodell CBM d) Verschiebungs- und Dehnungsverteilung beim FCM [baza_2] e) Verschiebungs- und Dehnungsverteilung beim CBM [baza_2]
Abb. 3.2.2.3	a) Mittige Zugprobe b) „compact tension“ CT-Probe c) Dreipunkt-Biegebalken [plac_1]
Abb. 3.2.2.4	Prinzipielle Darstellung des Probekörpers während der Versuchsdurchführung
Abb. 3.2.2.5	Versuchsaufbau/ Prüfmaschine TIRA-test 24100
Abb. 3.2.2.6	a) Probekörper während der Versuche (links) b) Krafteinleitungsrolle in Balkenmitte (rechts oben) c) Angriffspunkt des induktiven Wegaufnehmers (rechts unten)
Abb. 3.2.2.7	Last-Verschiebungskurve zur Bestimmung der Bruchenergie [baza_2]
Abb. 3.2.2.8a-c	Last-Verschiebungs-Kurven der Serien 1-3
Abb. 3.2.2.9	Rissentwicklung; Bild oben Sammelrissbildung, Bild unten durchlaufender Riss nach Abschluss des Versuches
Abb. 3.2.2.10a+b	Darstellung der Versuchsergebnisse in Abhängigkeit von der Ligamentfläche und -höhe
Abb. 3.2.2.11	Prinzipbeispiel Maßstabseffekt [baza_2]
Abb. 3.2.2.12	Auswertung der Kraft-Durchbiegungskurve einer 3 PB-Probe
Abb. 3.2.2.13	Entwicklung der Biegezugfestigkeit
Abb. 3.2.2.14	Schematische Darstellung des Spannungsverlaufes im geschwächten Querschnittsbereich nach Elices/Planas [baza_2]
Abb. 3.2.2.15	Approximation des Entfestigungsverhaltens von Porenbeton/ (<i>softening curve</i>)
Abb. 3.2.2.16	Idealisiertes Verformungsverhalten des Dreipunktbiegetests
Abb. 3.2.2.17	Spannungs-Dehnungsverteilung entsprechend der Modellannahmen
Abb. 3.2.2.18	Spannungs-Rissöffnungsbeziehung
Abb. 3.2.3.1	Versuchsstand mit Triaxialzelle; erweitert um IWT 5 mm
Abb. 3.2.3.2a-c	Bruchbilder der Versuchsserien 1-3
Abb. 3.2.4.1	Zeitstand- bzw. Dauerstandsfestigkeit von Leichtbeton mit geschlossenem Gefüge und von Normalbeton [weig_5]
Abb. 3.2.4.2	Verlauf der Druckfestigkeit von Porenbeton als Funktion einer hohen Dauerlast [witt_6]
Abb. 3.2.4.3	Abhängigkeit der Standzeit von der Dauerspannung bei Porenbeton [sell_2]
Abb. 3.2.4.4	Sinusförmige Druckschwellbeanspruchung
Abb. 3.2.4.5	Schwingprüfmaschine PSB 500/2
Abb. 3.2.4.6	Typisches Bruchbild bei Dauerversuchen
Abb. 3.2.5.1	Spannungsverteilung an einem Einschluss für Normalbeton nach [lusc_1]
Abb. 3.2.5.2	Spannungsverteilung an einem Einschluss für Leichtbeton nach [lusc_1]
Abb. 3.2.5.3	Energieanteile, ermittelt aus Last-Verformungs-Informationen
Abb. 3.2.5.4	Belastungsregime

Abb. 3.2.5.5	Verformungsmesseinrichtung für Längs- und Querverformungen
Abb. 3.2.5.6	Bruchbild
Abb. 3.4.1	Schematische Darstellung einer diskreten Rissbildung
Abb. 3.4.2	Schematische Darstellung einer verschmierten Rissbildung
Abb. 3.4.3	Rotation der größten Hauptspannungskomponente bei konstanter Erstrisorientierung (fixed crack)
Abb. 3.4.4	Rotation der größten Hauptspannungskomponente und des Risses (rotated crack)
Abb. 3.4.5	Referenzarbeitslinie
Abb. 3.4.6	Entwicklung der Steifigkeit in Abhängigkeit des Beanspruchungszustands a) Nach Entlastung verbleiben keine inelastischen Verformungen b) Nach Entlastung verbleiben inelastischen Verformungen, Entlastungsast entspricht Ursprungssteifigkeit c) Nach Entlastung verbleiben inelastischen Verformungen, Entlastungsast bildet eine Vertikale
Abb. 3.4.7	Schematische Darstellung der Steifigkeiten bei progressiver Entfestigung
Abb. 3.4.8	Schematischer Ablauf der Berechnung linke Spalte: Ebene der Gesamtstruktur mittlere Spalte: Elementebene rechte Spalte: Integrationspunktebene
Abb. 3.4.9	Aufteilung des Tensors u_{ij} in den symmetrischen Teil ε_{ij} (Verzerrungen) und den antimetrischen Teil ω_{ij} (Drehung)
Abb. 3.4.10	Schematische Darstellung eines spröden Zugstabes
Abb. 3.4.11	Entwicklung der Querdehnzahlen
Abb. 4.1.1	Modellierung der Grenzschicht
Abb. 4.1.2	Vernetzungsstudie
Abb. 4.1.3	Modellstudie zum Verbundverhalten bei unterschiedlichen Verbundlängen
Abb. 4.2.2.1	Ableitung der Versuchskörpergeometrie
Abb. 4.2.2.2	Querkraftversagen durch Abplatzen der seitlichen Betonüberdeckung
Abb. 4.2.2.3	Umlagerungsprozesse im Bügelverankerungsbereich
Abb. 4.2.2.4	Verteilung der Lochleibungsspannungen unterhalb des Verankerungsstabes
Abb. 4.2.2.5	Schematische Darstellung des Berechnungsablaufes
Abb. 4.2.2.6	Inkrementelle Berechnung der Energieanteile aus den Flächeninhalten im Last-Verformungsdiagramm [boll_1]
Abb. 4.2.2.7	Aufspaltung der Energieanteile [boll_1]
Abb. 4.2.3.1	Versuchsaufbau
Abb. 4.2.3.2	Prinzipielle Anordnung der Messaufnehmer
Abb. 4.2.3.3	Entnahme der Probezylinder für die Materialuntersuchungen
Abb. 4.2.3.4	Lastregime für kraftgesteuerte Auszugsversuche
Abb. 4.2.3.5	Vorbereiteter Probekörper
Abb. 4.2.3.6	Detaillösung Lasteinleitungspunkt des Verankerungsstabes
Abb. 4.2.3.7	Probekörper der exzentrischen Auszugsversuche
Abb. 4.2.4.1	Bruch durch Aufspalten der Probekörper
Abb. 4.2.4.2	Untersuchter Verankerungsstabdurchmesser 6mm nach Bruch für Bügelabstände $s_w=5, 10, 15$ [cm]
Abb. 4.2.4.3	Untersuchter Verankerungsstabdurchmesser 12mm nach Bruch für Bügelabstände $s_w=5, 10, 15$ [cm]
Abb. 4.2.4.4	Fließgelenkbildung im Verankerungsstab
Abb. 4.2.4.5	Keilförmig verdichtetes Material unterhalb des Verankerungsstabes

Abb. 4.2.4.6	Ausdehnung der verdichteten Zone unterhalb des Verankerungsstabes
Abb. 4.2.4.7	d_{sA} 10mm; $e=$ 20mm
Abb. 4.2.4.8	d_{sA} 10mm; $e=$ 35mm
Abb. 4.2.4.9	d_{sA} 10mm; $e=$ 50mm
Abb. 4.2.4.10	d_{sA} 10mm; $e=$ 95mm
Abb. 4.2.4.11	Lokale Zerstörungen unterhalb des Verankerungsstabes (d_{sA} 10mm; $e=$ 20mm)
Abb. 4.2.4.12	Lokale Zerstörungen unterhalb des Verankerungsstabes (d_{sA} 10mm; $e=$ 95mm)
Abb. 4.2.5.1	Ableitung des Geometriemodells
Abb. 4.2.5.2	Vernetzung der Prozesszone in der Lastachse
Abb. 4.2.5.3	Festlegung der Randbedingungen
Abb. 4.2.5.4	Entwicklung der Hauptspannungen infolge einer vertikalen Belastung des Verankerungsstabes für die Iterationsschritte Nr. 1, 2, 5 und 34, links: Hauptdruckspannungen, rechts: Hauptzugspannungen
Abb. 4.2.5.5	Detail des Lasteintragungsbereiches
Abb. 4.2.5.6	Ermittlung der Steifigkeit des bettenden Materials
Abb. 4.2.5.7	Entwicklung der Biegelinie
Abb. 4.2.5.8	Entwicklung der Verankerungssteifigkeit
Abb. 4.2.5.9	Abstraktion des statischen Systems und Herleitung der Biegelinie
Abb. 4.3.1	Querschnitt des Balkentyps VI/3/13
Abb. 4.3.2	Verträglichkeitsbedingungen
Abb. 4.3.3	Dehnung in der Messachse
Abb. 4.3.4	Lage der Messstellen und Anordnung der Dehnmessstreifen an den Versuchsbalcken oben: Seitenansicht des Balkentyps VI/3/13 unten: Untersicht auf Längsbewehrung des Balkentyps VI/3/13
Abb. 4.3.5	Schematische Darstellung einer Messstelle
Abb. 4.3.6	Abbildung der applizierten Dehnmessstreifen
Abb. 4.3.7	oben: Für den Versuch vorbereiteter Balken mit den Messstellen an Längs- und Bügelbewehrung links: Detail einer Messstelle im Bereich der Längsbewehrung rechts: Messstellen der Längs- und Bügelbewehrung nach der Trennung
Abb. 4.3.8	Schematischer Verlauf der Normal- und Verbundspannungen am Balkenende
Abb. 4.3.9	Schematischer Verlauf der Verbundspannungen in Abhängigkeit vom Schlupf der Bewehrung
Abb. 4.4.1	Schematische Darstellung der Spannungszustände in einem beanspruchten Balken aus Porenbeton
Abb. 4.4.2	Konstruktive Durchbildung der Typenreihe VI/3/13 nach der Zulassung Z2.1-23 [rich_11]
Abb. 4.4.3	Konstruktive Querschnittsdurchbildung nach der Zulassung Z2.1-23 [rich_11]
Abb. 5.1	Versuchsstand mit Probekbalcken
Abb. 5.2	Schematischer Versuchsaufbau oben: Beanspruchung durch Einzellast unten: Beanspruchung durch Linienlast
Abb. 5.3	links: Belastungstechnik für Linienbelastung rechts: Detail des Lastgeschirrs
Abb. 5.4	Belastungsschema für die Balkenversuche
Abb. 5.5	Messrahmen zur Erfassung der Bügeldeformationen
Abb. 5.6	links: Versuchsbalken mit Messtechnik rechts oben: Anordnung der Messaufnehmer zur Schlupfmessung der Längszug- und Längsdruckbewehrung rechts unten: Anordnung der Messaufnehmer zur Erfassung der Relativverformung des Bügelverankerungsstabes

Abb. 5.7a-b	Exemplarische Anordnung der Messaufnehmer	a) für Einzellastbeanspruchung b) für Beanspruchung durch Linienlast
Abb. 6.1.1.1	Bruchbild des Versuchsbalkens VI/3/13/1A_1 mit einem Bügelabstand $s_w=5\text{cm}$	
Abb. 6.1.1.2	Bruchbild des Versuchsbalkens VI/3/13/2A_3 mit einem Bügelabstand $s_w=10\text{cm}$	
Abb. 6.1.1.3	Draufsicht auf Versuchsbalken VI/3/13/1A_1	
Abb. 6.1.1.4	Detail der Rissentwicklung an der Oberseite der Versuchsbalken bzw. der abgeplatzten Überdeckung von Versuchsbalken VI/3/13/1A_1	
Abb. 6.1.1.5	Zerstörter Querkraftbereich des Versuchsbalkens VI/3/13/1A_1 (Bügelabstand $s_w=5\text{cm}$) links: Detail des Querkraftbereiches mit Verwerfung des Druckfeldes gegen den Lastenleitungs- punkt rechts: Keilförmig verdichtetes Material unterhalb des Bügelverankerungsstabes nach dem Abplatzen der seitlichen Betonüberdeckung	
Abb. 6.1.1.6	Bruchbild des Versuchsbalkens VI/3/13/2A_5 mit einem Bügelabstand $s_w=10\text{cm}$	
Abb. 6.1.1.7	Bruchbild des Versuchsbalkens VI/3/13/3A_2 mit einem Bügelabstand $s_w=15\text{cm}$	
Abb. 6.1.1.8	Bruchbild des Versuchsbalkens VI/3/13/4A_5 mit einem Bügelabstand $s_w=20\text{cm}$	
Abb. 6.1.1.9	Detail: Fortschreitende Zerstörung der Balkendruckzone (VI/3/13/4A_5 mit einem Bügelabstand $s_w=20\text{cm}$)	
Abb. 6.1.1.10	Detail: Schollenartige Abplatzung des Porenbetons in der Balkendruckzone (VI/3/13/4A_5 mit einem Bügelabstand $s_w=20\text{cm}$)	
Abb. 6.1.2.1	Bruchbild des Versuchsbalkens VI/3/13/1A_1 mit einem Bügelabstand $s_w=5\text{cm}$	
Abb. 6.1.2.2	Bruchbild des Versuchsbalkens VI/3/13/1B_3 mit einem Bügelabstand $s_w=5\text{cm}$	
Abb. 6.1.3.1	Bruchbild des Versuchsbalkens VI/3/13/ds_12_1 mit einem Verankerungsstabdurchmesser 12mm	
Abb. 6.1.3.2	Bruchbild des Versuchsbalkens VI/3/13/1B_1 mit einem Verankerungsstabdurchmesser 10mm	
Abb. 6.1.3.3	Bruchbild des Versuchsbalkens VI/3/13/ds_8_1 mit einem Verankerungsstabdurchmesser 8mm	
Abb. 6.1.3.4	Detail der Versagenszone des Versuchsbalkens VI/3/13/ds_12_1	
Abb. 6.1.3.5	Detail der Versagenszone des Versuchsbalkens VI/3/13/ds_8_1	
Abb. 6.1.3.6	Bruchbild des Versuchsbalkens VI/3/13/ds_8_3 mit einem Verankerungsstabdurchmesser 8mm oben links: Ausbildung von Rissen im momentenkonstanten Bereich, unten links: zerstörte Druckzone, oben rechts: Detailaufnahme der zerstörten Druckzone mit seitlich ausgeknickter Druckbewehrung,	
Abb. 6.1.4.1	Bruchbild des Versuchsbalkens VI/3/13/1AD_1.5_1 mit Schubschlankheit von $a/d=1,5$	
Abb. 6.1.4.2	Bruchbild des Versuchsbalkens VI/3/13/1B_3 mit Schubschlankheit von $a/d=2,2$	
Abb. 6.1.4.3	Bruchbild des Versuchsbalkens VI/3/13/AD_3_3 mit Schubschlankheit von $a/d=3,0$	
Abb. 6.1.4.4	Draufsicht auf Versuchsbalken VI/3/13/AD_1.5_1 mit Schubschlankheit von $a/d=1,5$	
Abb. 6.1.4.5	Ansicht des Versuchsbalkens VI/3/13/AD_3_3 mit Schubschlankheit von $a/d=3$	
Abb. 6.1.5.1	Bruchbild des Versuchsbalkens VI/3/13/1_L_1 mit einer Linienlast	
Abb. 6.1.5.2	Bruchbild des Versuchsbalkens VI/3/13/1B_3 mit einer Viertelpunktlast	
Abb. 6.1.5.3	Zerstörung der Balkendruckzone bei Versuchsbalken VI/3/13/L_1	
Abb. 6.1.5.4	Detaildarstellung der zerstörten Balkendruckzone mit seitlich ausgeknickter Druckbewehrung bei Versuchsbalken VI/3/13/L_1	
Abb. 6.2.0.1	Rissentwicklung des Versuchsbalkens VI/3/13/2A_5	
Abb. 6.2.0.2	Detailausschnitt aus dem betrachteten Versuchsbalken	
Abb. 6.2.0.3	Bügelbeanspruchung in Abhängigkeit der Querkraftrissbildung	
Abb. 6.4.1	Querschnitt des Balkentyps VI_3_13	
Abb. 6.7.1	Varianten der Stabwerksmodelle der Versuchsreihen mit veränderlichem Bügelabstand s_w oben links: Modelle für Balkenserie VI/3/13_4a ($s_w=20\text{cm}$) oben rechts: Modelle für Balkenserie VI/3/13_3a ($s_w=15\text{cm}$)	

unten links: Modelle für Balkenserie VI/3/13_2a ($s_w=10\text{cm}$)
 unten rechts: Aus Gründen der Vereinfachung werden bei der Balkenserie VI/3/13_1a ($s_w=5\text{cm}$) die Bügelschenkel nicht mehr als diskrete Elemente betrachtet und unter Berücksichtigung der veränderten Verankerungssteifigkeit der Querkraftbewehrung die Modelle der Balkenserie VI/3/13_2a ($s_w=10\text{cm}$) verwandt.
 Eine exemplarische Bezeichnung der Stäbe wird in Modellvariante III der Balkenserie VI/3/13_4a (oben links) angegeben.

- Abb. 6.7.2 Berechnungsgrundlagen
 oben links: Kräftekonstellation am biegebeanspruchten Querschnitt
 oben rechts: m/n Interaktionsdiagramm für die untersuchten Längsbewehrungsgrade $\rho_l=0,78$ und $0,62\text{‰}$
 unten links: Arbeitslinie des Porenbetons nach der Materialprüfung und angenommene Arbeitslinie des Bewehrungsstahls
- Abb. 6.7.3 oben links: Federbeziehung für die Vertikalstäbe
 oben rechts: Beanspruchung der Balkendruckzone im unmittelbaren Lasteinleitungsbereich
 unten rechts: Ausschnitt aus der Bruchfigur des Porenbetons unter Zug-Druckbeanspruchung nach Abschnitt 3.1.2, zur Ableitung der versagensbedingenden Spannungskonstellation in der Balkendruckzone
- Abb. 6.7.4 Lastfluss nach den Stabwerksberechnungen bei variablem Bügelabstand
 links: Modellvariante I
 rechts: Modellvariante III
- Abb. 6.7.5 Lastfluss nach den Stabwerksberechnungen bei variierender Bügelverankerungssteifigkeit
 oben: Weiche, porenbetontypische Verankerung der Querkraftbewehrung entsprechend Tab.6.7.1
 unten: Unnachgiebige Verankerung
- Abb. 6.7.6 Untersuchung variierender Schubschlankheiten
 links: Balkenlängsschnitt mit Stabwerksmodellen bei unterschiedlicher Laststellung
 rechts: Lastfluss nach den Stabwerksberechnungen
- Abb. 6.7.7 Mögliche Erweiterung der vergleichenden Berechnung
 oben: Erfassung der Nachgiebigkeit der Bügelverankerung
 unten: Erfassung der Nachgiebigkeit der Verankerung der Längsbewehrung
- Abb. 7.1 Verlauf der inneren Kräfte am Schubwandelemente nach [thür_3]
- Abb. 7.2 Tragfähigkeit der Zugstrebe
- Abb. 7.3 Tragfähigkeit der Betondruckstrebe

Tabellen

- Tab. 3.2.1.1 Bezeichnung der Versuche
- Tab. 3.2.2.1 Abmessungen der zu prüfenden Serien
- Tab. 3.2.2.2 Messtechnik zur Bruchenergiebestimmung
- Tab. 3.2.2.3 Überblick über die Versuchsergebnisse
- Tab. 3.2.2.4 Ableitung der Spannungsintensität nach der Äquivalenzenergiemethode
- Tab. 3.2.3.1 Versuchsprogramm
- Tab. 3.2.3.2 Bruchspannungen und -dehnungen
- Tab. 3.2.3.3 Steifigkeitsentwicklung
- Tab. 3.2.4.1 Probekörperanzahl und Lastgrenzen
- Tab. 3.2.5.1 Angaben zum Belastungsregime
- Tab. 3.2.5.2 Angaben zum Versagen der Proben
- Tab. 4.2.2.1 Übersicht über das Versuchsprogramm der Versuchsreihe I
- Tab. 4.2.2.2 Übersicht über das Versuchsprogramm der Versuchsreihe II
- Tab. 4.2.2.3 Überblick über Untersuchungen zur Tragfähigkeit von Verankerungselementen in Porenbeton
- Tab. 4.2.3.1 Anordnung der Messaufnehmer/ Messstellenplan
- Tab. 4.2.3.2 Mittelwerte der Materialprüfung der zentrischen Auszugsversuche
- Tab. 4.2.3.3 Mittelwerte der Materialprüfung der exzentrischen Auszugsversuche

Tab. 4.2.4.1	Überblick über die Mittelwerte der zentrischen Auszugstests
Tab. 4.2.4.2	Überblick über die Mittelwerte der zentrischen Auszugstests
Tab. 4.2.4.3	Überblick über die Mittelwerte der exzentrischen Auszugstests
Tab. 4.2.5.1	Übersicht über die Versuchsergebnisse beider Versuchsreihen
Tab. 4.2.5.2	Überblick über die numerischen Ergebnisse
Tab. 4.2.5.3	Überblick über die numerischen Ergebnisse
Tab. 4.2.5.4	Überblick über die numerischen Ergebnisse
Tab. 4.2.5.5	Berechnungsergebnisse
Tab. 4.2.5.6	Berechnungsergebnisse der Versuchsreihe II
Tab. 4.2.5.7	Berechnungsergebnisse der Versuchsreihe I
Tab. 4.4.1	Überblick über das Versuchsprogramm der Balkenversuche
Tab. 5.1	Einsatz der Messinstrumente
Tab. 6.1.0.1	Überblick über die mittleren Bruchquerkräfte der einzelnen Versuchsserien
Tab. 6.2.1.1	Bezogene Lochleibungspressungen
Tab. 6.2.2.1	Bezogene Lochleibungspressungen
Tab. 6.2.3.1	Bezogene Lochleibungspressungen
Tab. 6.2.4.1	Bezogene Lochleibungspressungen
Tab. 6.2.5.1	Bezogene Lochleibungspressungen
Tab. 6.3.1.1	Schlupf/ Mittendurchbiegungen
Tab. 6.3.2.1	Schlupf/ Mittendurchbiegungen
Tab. 6.3.3.1	Schlupf/ Mittendurchbiegungen
Tab. 6.3.4.1	Schlupf/ Mittendurchbiegungen
Tab. 6.3.5.1	Schlupf/ Mittendurchbiegungen
Tab. 6.7.1	Ableitung der ideellen Querschnittsfläche der Vertikalstäbe (Zur Berechnung der Bruchlast $P_{cal,u}$ wird die Bettungsfläche unter Berücksichtigung der Störung des vertikal verlaufenden Stabes berechnet: $s_{w,netto} = s_w - d_{sw}$.)
Tab. 6.7.2	Experimentelle und rechnerische Bruchquerkräfte in Abhängigkeit des Bügelabstandes
Tab. 6.7.3	Experimentelle und rechnerische Bruchquerkräfte in Abhängigkeit der Schubslankheit

Diagramme

Dia. 3.2.3.1a-c	Spannungs-Dehnungslinien der Versuchsserien 1-3
Dia. 3.2.3.2	Spannungs-Dehnungslinien in Abhängigkeit von den seitlichen Manteldruckspannungen
Dia. 3.2.3.3	Entwicklung der Steifigkeit in Abhängigkeit des seitlichen Druckes
Dia. 3.2.3.4	Entwicklung der Bruchstauchung in Abhängigkeit des seitlichen Druckes
Dia. 3.2.3.5	Ergebnisse der Festigkeitsuntersuchung nach Abschn. 3.2.1; ergänzt durch die aktuellen Messwerte
Dia. 3.2.3.6	Näherung des Spannungs-Dehnungsbeziehung der untersuchten Serien
Dia. 3.2.4.1	Wöhler-Diagramm für $\sigma_u = 0,07 f_{cm}$
Dia. 3.2.4.2	Wöhler-Diagramm für $\sigma_u = 0,20 f_{cm}$
Dia. 3.2.4.3	Wöhler-Diagramm für $\sigma_u = 0,40 f_{cm}$
Dia. 3.2.4.4	Streuung der Bruchlastzyklen bei Porenbeton (PB) und Leichtbeton (LB)

- Dia. 3.2.4.5 Wöhler-Linien von Leichtbeton (LB) nach [weig_3] und von Porenbeton (PB)
- Dia. 3.2.4.6 Smith-Diagramm für Porenbeton¹ und Leichtbeton ($N = 10^{4,85}$)
- Dia. 3.2.4.7 Verlauf des Sekantenmoduls über der Lebensdauer
- Dia. 3.2.5.1 Spannungs-Dehnungslinien aus der Längsstauchung
- Dia. 3.2.5.2 Spannungs-Dehnungslinien aus der Querdehnung
- Dia. 3.2.5.3 Querdehnzahl ($\nu = \epsilon_q / \epsilon_l$)
- Dia. 3.2.5.4 Verformungen und Querdehnzahl bei stetig steigender, ruhender Belastung (letzte Laststufe)
- Dia. 3.2.5.5 Dissipierte Energie nach Messung der Längsverformung
- Dia. 3.2.5.6 Dissipierte Energie nach Messung der Querverformung
- Dia. 4.1.1a+b Bezogene Verbundspannung in Abhängigkeit von der Art des Korrosionsschutzüberzuges der Firma Hebel und der Firma Siporex
- Dia. 4.1.1c+d Bezogene Verbundspannung in Abhängigkeit von der Profilierung der Bewehrungsstähle (Ytong NL, Siporex) und vom Stabdurchmesser (Siporex)
- Dia. 4.1.2 Konvergenzverhalten bei anwachsender Anzahl an Freiheitsgraden
- Dia. 4.1.3 Zusammenhang zwischen Bruchlasten und Verbundlängen nach den Simulationen
- Dia. 4.2.2.1 Verläufe der Spaltzugspannung in der Lastachse ([girk_1]/ Unendliche Scheibe mit Loch)
- Dia. 4.2.2.2 Verläufe der Spaltzugspannung in der Lastachse (analog Dia. 2.6.1)
- Dia. 4.2.2.3 Randnormalspannungen für Stabdurchmesser 12mm
- Dia. 4.2.2.4 Randnormalspannungen für Stabdurchmesser 6mm
- Dia. 4.2.4.1 Bruchlasten in Abhängigkeit vom Abstand der Lasteinleitungspunkte
- Dia. 4.2.4.2 Bezogene Bruchlasten in Abhängigkeit vom Abstand der Lasteinleitungspunkte
- Dia. 4.2.4.3 Bruchspannungen in Abhängigkeit vom Abstand der Lasteinleitungspunkte
- Dia. 4.2.4.4 Bezogene Bruchspannungen in Abhängigkeit vom Abstand der Lasteinleitungspunkte
- Dia. 4.2.4.5 Last-Verschiebungs-Beziehung d_{sA} 12mm
- Dia. 4.2.4.6 Last-Verschiebungs-Beziehung d_{sA} 6mm
- Dia. 4.2.4.7 Bezogene Last –Verschiebungs-Beziehung d_{sA} 12mm
- Dia. 4.2.4.8 Bezogene Last-Verschiebungs-Beziehung d_{sA} 6mm
- Dia. 4.2.4.9 Spannungs-Verschiebungs-Beziehung des d_{sA} 12mm
- Dia. 4.2.4.10 Spannungs-Verschiebungs-Beziehung d_{sA} 6mm
- Dia. 4.2.4.11 Bezogene Spannungs-Verschiebungs-Beziehung d_{sA} 12mm
- Dia. 4.2.4.12 Bezogene Spannungs-Verschiebungs-Beziehung d_{sA} 12mm
- Dia. 4.2.4.13 Relativverschiebung des Lasteinleitungspunktes bei Erreichen der kritischen Last P_{el}
- Dia. 4.2.4.14 Mittlere Relativverschiebung des Verankerungsstabes bei Erreichen der kritischen Last P_{el}
- Dia. 4.2.4.15 Verschiebungsdifferenz des Verankerungsstabes bei Erreichen der kritischen Last P_{el}
- Dia. 4.2.4.16 Bruchlasten in Abhängigkeit vom Verhältnis e/d_{sA} (Randüberdeckung/ Verankerungsstabdurchmesser)
- Dia. 4.2.4.17 Bezogene Bruchlasten in Abhängigkeit vom Verhältnis e/d_{sA}
- Dia. 4.2.4.18 Bruchspannungen in Abhängigkeit vom Verhältnis e/d_{sA}
- Dia. 4.2.4.19 Bezogene Bruchspannungen in Abh. vom Verhältnis e/d_{sA}
- Dia. 4.2.4.20 Last-Verschiebungskurve Verankerungsstabdurchmesser d_{sA} 6mm

- Dia. 4.2.4.21 Last-Verschiebungskurve Verankerungsstabdurchmesser d_{sA} 8mm
- Dia. 4.2.4.22 Last-Verschiebungskurve Verankerungsstabdurchmesser d_{sA} 10mm
- Dia. 4.2.4.23 Last-Verschiebungskurve Verankerungsstabdurchmesser d_{sA} 12mm
- Dia. 4.2.4.24 Bezogene Spannungen f_{cb}/f_{cm} des Verankerungsstabdurchmesser d_{sA} 6mm
- Dia. 4.2.4.25 Bezogene Spannungen f_{cb}/f_{cm} des Verankerungsstabdurchmesser d_{sA} 8mm
- Dia. 4.2.4.26 Bezogene Spannungen f_{cb}/f_{cm} des Verankerungsstabdurchmesser d_{sA} 10mm
- Dia. 4.2.4.27 Bezogene Spannungen f_{cb}/f_{cm} des Verankerungsstabdurchmesser d_{sA} 12mm
- Dia. 4.2.4.28 Relativverschiebung des Lasteinleitungspunktes bei Erreichen der Bruchlast P_u in Abhängigkeit von der seitlichen Betonüberdeckung
- Dia. 4.2.4.29 Mittlere Relativverschiebung des Verankerungsstabes bei Erreichen der Bruchlast P_u in Abhängigkeit von der seitlichen Betonüberdeckung
- Dia. 4.2.4.30 Verschiebungsdifferenz bei Erreichen der Bruchlast P_u in Abhängigkeit von der seitlichen Betonüberdeckung
- Dia. 4.2.4.31 Relativverschiebung des Lasteinleitungspunktes bei Erreichen der Bruchlast P_u in Abhängigkeit von der seitlichen Betonüberdeckung
- Dia. 4.2.4.32 Mittlere Relativverschiebung des Verankerungsstabes bei Erreichen der Bruchlast P_u in Abhängigkeit von der seitlichen Betonüberdeckung
- Dia. 4.2.4.33 Verschiebungsdifferenz bei Erreichen der Bruchlast P_u in Abhängigkeit von der seitlichen Betonüberdeckung
- Dia. 4.2.5.1 Bezogene Lochleibungspressungen im Bruchzustand in Abhängigkeit von e/d_{sA}
- Dia. 4.2.5.2 Bezogene Lochleibungspressungen zum Zeitpunkt des Verankerungsfließens in Abhängigkeit von e/d_{sA}
- Dia. 4.2.5.3 Bezogene Bruchlast P_u/cm entsprechend der numerischen Simulation
- Dia. 4.2.5.4 Lochleibungspressungen im Bruchzustand entsprechend der numerischen Simulation
- Dia. 4.2.5.5 Lochleibungspressungen im Bruchzustand entsprechend der numerischen Simulation im Vergleich zu den Vorversuchen
- Dia. 4.2.5.6 Rechnerische Lochleibungspressungen im Bruchzustand bezogen auf die einachsige Druckfestigkeit im Vergleich zu den experimentellen Ergebnissen der Vorversuche
- Dia. 4.2.5.7 Bezogene Bruchlast für Stabdurchmesser 6 mm entspr. der numerischen Simulation im Vergleich zur Versuchsreihe II
- Dia. 4.2.5.8 Bezogene Bruchlast für Stabdurchmesser 8 mm entspr. der numerischen Simulation im Vergleich zur Versuchsreihe II
- Dia. 4.2.5.9 Bezogene Bruchlast für Stabdurchmesser 10 mm entspr. der numerischen Simulation im Vergleich zur Versuchsreihe II
- Dia. 4.2.5.10 Bezogene Bruchlast für Stabdurchmesser 12 mm entspr. der numerischen Simulation im Vergleich zur Versuchsreihe II
- Dia. 4.2.5.11 Lochleibungspressungen im Bruchzustand entsprechend der numerischen Simulation im Vergleich zur Versuchsreihe II
- Dia. 4.2.5.12 Rechnerische Lochleibungspressungen im Bruchzustand bezogen auf die einachsige Druckfestigkeit im Vergleich zu den experimentellen Ergebnissen der Versuchsreihe II
- Dia. 4.2.5.13 Bezogene Bruchlast für Stabdurchmesser 6, 12 mm entspr. der numerischen Simulation im Vergleich zur Versuchsreihe I
- Dia. 4.2.5.14 Rechnerische Lochleibungspressungen im Bruchzustand bezogen auf die einachsige Druckfestigkeit im Vergleich zu den experimentellen Ergebnissen der Versuchsreihe I
- Dia. 4.2.5.15 Beispielhafte Last-Verformungskurve des Verankerungsstabdurchmessers 6mm und einer Randüberdeckung von 50mm
- Dia. 4.2.5.16 Strukturveränderungsenergie in Abhängigkeit von der bezogenen Lochleibungspressung für die Randüberdeckung von 20 mm
- Dia. 4.2.5.17 Strukturveränderungsenergie in Abhängigkeit von der bezogenen Lochleibungspressung für die Randüberdeckung von 35 mm
- Dia. 4.2.5.18 Strukturveränderungsenergie in Abhängigkeit von der bezogenen Lochleibungspressung für die Randüberdeckung von 50 mm

- Dia. 4.2.5.19 Strukturveränderungsenergie in Abhängigkeit von der bezogenen Lochleibungspressung für die Randüberdeckung von 95 mm
- Dia. 4.2.5.20 Bezogene Strukturveränderungsenergie in Abhängigkeit von der Belastung
- Dia. 4.2.5.21 Bezogene Strukturveränderungsenergie in Abhängigkeit von der bezogenen Lochleibungspressung
- Dia. 4.2.5.22 Biegelinie nach Berechnung für Verankerungsstabdurchmesser 6mm
- Dia. 4.2.5.23 Biegelinie nach Berechnung für Verankerungsstabdurchmesser 12mm
- Dia. 4.2.5.24 Ergebnisse der Verformungsberechnung im Vergleich zu den Messergebnissen der Versuchsreihe II; elastischer Grenz-zustand
- Dia. 4.2.5.25 Ergebnisse der Verformungsberechnung im Vergleich zu den Messergebnissen der Versuchsreihe II; Bruchzustand
- Dia. 4.2.5.26 Ergebnisse der Verformungsberechnung im Vergleich zu den Messergebnissen der Versuchsreihe I; elastischer Grenz-zustand des Stabdurchmessers 6mm
- Dia. 4.2.5.27 Ergebnisse der Verformungsberechnung im Vergleich zu den Messergebnissen der Versuchsreihe I; Bruchzustand des Stabdurchmessers 6mm
- Dia. 4.2.5.28 Ergebnisse der Verformungsberechnung im Vergleich zu den Messergebnissen der Versuchsreihe I; elastischer Grenz-zustand des Stabdurchmessers 12mm
- Dia. 4.2.5.29 Ergebnisse der Verformungsberechnung im Vergleich zu den Messergebnissen der Versuchsreihe I; Bruchzustand des Stabdurchmessers 12mm
- Dia. 4.3.1 Vordehnung der Längsbewehrung im Längsschnitt
- Dia. 4.3.2 Vordehnung der Längsbewehrung unter Ausnutzung der Symmetrie
- Dia. 4.3.3 Vordehnung der Bügelbewehrung im Längsschnitt
- Dia. 4.3.4 Vordehnung der Bügelbewehrung unter Ausnutzung der Symmetrie
- Dia. 4.3.5 Entwicklung der Vordehnung in Abhängigkeit vom Verhältnis der Dehnsteifigkeit [dasc_1]
- Dia. 4.3.6 Ableitung des Endschlupfes der Längsbewehrung aus den Versuchsergebnissen
- Dia. 4.3.7 Entwicklung der Vordehnung in Abhängigkeit vom Verhältnis der Dehnsteifigkeit [dasc_7]
- Dia. 6.1.1.1 Entwicklung der Bruchquerkraft in Abhängigkeit des Bügelabstandes s_w
- Dia. 6.1.2.1 Entwicklung der Bruchquerkraft in Abhängigkeit des Längsbewehrungsgrades ρ_L
- Dia. 6.1.3.1 Entwicklung der Bruchquerkraft in Abhängigkeit des Bügelverankerungsstabdurchmessers d_{sA}
- Dia. 6.1.4.1 Entwicklung der Bruchquerkraft in Abhängigkeit der Schubslankheit a/d
- Dia. 6.1.5.1 Entwicklung der Bruchquerkraft in Abhängigkeit der Lastart
- Dia. 6.2.1.1 Bügelauslastung in Balkenlängsrichtung für den Bügelabstand $s_w = 5\text{cm}$
- Dia. 6.2.1.2 Bügelauslastung in Balkenlängsrichtung für den Bügelabstand $s_w = 10\text{cm}$
- Dia. 6.2.1.3 Bügelauslastung in Balkenlängsrichtung für den Bügelabstand $s_w = 15\text{cm}$
- Dia. 6.2.1.4 Bügelauslastung in Balkenlängsrichtung für den Bügelabstand $s_w = 20\text{cm}$
- Dia. 6.2.1.5 Bügelauslastung in Balkenlängsrichtung für die Bügelabstände $s_w = 5, 10, 15, 20\text{cm}$
- Dia. 6.2.1.6 Bügelbeanspruchung des IWT_12 in Abhängigkeit der Bügelabstände
- Dia. 6.2.1.7 Bezogene Lochleibungspressung im Bruchzustand $f_{cb,u}/f_{cm}$ über die Balkenlängsachse in Abhängigkeit des Bügelabstandes s_w
- Dia. 6.2.1.8 Lochleibungspressung im Bruchzustand $f_{cb,u}$ in Abhängigkeit des Bügelabstandes s_w
- Dia. 6.2.1.9 Bezogene Lochleibungspressung im Bruchzustand $f_{cb,u}/f_{cm}$ in Abhängigkeit des Bügelabstandes s_w
- Dia. 6.2.1.10 Indirekt übertragener Querkraft $V_{ind,u}$ in Abhängigkeit des Bügelabstandes s_w
- Dia. 6.2.1.11 Indirekt übertragener Querkraftanteil $V_{ind,u}/V_u$ in Abhängigkeit des Bügelabstandes s_w
- Dia. 6.2.2.1 Bügelauslastung in Balkenlängsrichtung der Versuchsserie 1A, $\rho_w = 0,0052$

- Dia. 6.2.2.2 BÜgelauslastung in Balkenlängsrichtung der Versuchsserie 1B, $\rho_w = 0,0065$
- Dia. 6.2.2.3 Indirekt übertragener Querkraft $V_{ind,u}$ in Abhängigkeit des Längsbewehrungsgrades ρ_w
- Dia. 6.2.2.4 Bezogene Lochleibungspressungen nach den Versuchen in Vergleich zu den Ausziehversuchen
- Dia. 6.2.2.5 Indirekt übertragener Querkraft $V_{ind,u}$ in Abhängigkeit des Längsbewehrungsgrades
- Dia. 6.2.2.6 Indirekt übertragener Querkraftanteil $V_{ind,u}/V_u$ in Abhängigkeit des Längsbewehrungsgrades
- Dia. 6.2.2.7 Entwicklung der Bruchquerkraft in Abhängigkeit des Längsbewehrungsgrades ρ_L
- Dia. 6.2.3.1 BÜgelauslastung in Balkenlängsrichtung des Verankerungsstabdurchmessers $d_{sA}=8\text{mm}$
- Dia. 6.2.3.2 BÜgelauslastung in Balkenlängsrichtung des Verankerungsstabdurchmessers $d_{sA}=10\text{mm}$
- Dia. 6.2.3.3 BÜgelauslastung in Balkenlängsrichtung des Verankerungsstabdurchmessers $d_{sA}=12\text{mm}$
- Dia. 6.2.3.4 Indirekt übertragene Querkraft $V_{ind,u}$ in Abhängigkeit der untersuchten Verankerungsstabdurchmesser
- Dia. 6.2.3.5 Bezogene Lochleibungspressungen nach den Versuchen in Vergleich zu den Ausziehversuchen
- Dia. 6.2.3.6 Indirekt übertragene Querkraft $V_{ind,u}$ in Abhängigkeit des Verankerungsstabdurchmessers d_{sA}
- Dia. 6.2.3.7 Indirekt übertragener Querkraftanteil $V_{ind,u}/V_u$ in Abhängigkeit des Verankerungsstabdurchmessers d_{sA}
- Dia. 6.2.3.8 Entwicklung der Bruchquerkraft in Abhängigkeit des BÜgelverankerungsstabdurchmessers d_{sA}
- Dia. 6.2.4.1 BÜgelauslastung in Balkenlängsrichtung für eine Schubschlankheit $a/d = 1,5$
- Dia. 6.2.4.2 BÜgelauslastung in Balkenlängsrichtung für eine Schubschlankheit $a/d = 2,26$
- Dia. 6.2.4.3 BÜgelauslastung in Balkenlängsrichtung für eine Schubschlankheit $a/d = 3,0$
- Dia. 6.2.4.4 Bezogene Lochleibungspressungen im Bruchzustand $f_{cb,u}/f_{cm}$ über die Balkenlängsachse in Abhängigkeit der Schubschlankheit a/d
- Dia. 6.2.4.5 Bezogene Lochleibungspressungen nach den Versuchen in Vergleich zu den Ausziehversuchen
- Dia. 6.2.4.6 Indirekt übertragene Querkraft $V_{ind,u}$ in Abhängigkeit der Schubschlankheit a/d
- Dia. 6.2.4.7 Indirekt übertragener Querkraftanteil $V_{ind,u}/V_u$ in Abhängigkeit der Schubschlankheit a/d
- Dia. 6.2.4.8 Entwicklung der Bruchquerkraft in Abhängigkeit der Schubschlankheit a/d
- Dia. 6.2.5.1 BÜgelauslastung in Balkenlängsrichtung für eine Viertelspunktlast (Schubschlankheit $a/d = 2,26$)
- Dia. 6.2.5.2 BÜgelauslastung in Balkenlängsrichtung für eine Linienlast
- Dia. 6.2.5.3 Indirekt übertragene Querkraft $V_{ind,u}$ in Abhängigkeit der Lastart
- Dia. 6.2.5.4 Bezogene Lochleibungspressungen nach den Versuchen in Vergleich zu den Ausziehversuchen
- Dia. 6.2.5.5 Indirekt übertragene Querkraft $V_{ind,u}$ in Abhängigkeit der Lastart
- Dia. 6.2.5.6 Indirekt übertragener Querkraftanteil $V_{ind,u}/V_u$ in Abhängigkeit der Lastart
- Dia. 6.2.5.7 Entwicklung der Bruchquerkraft in Abhängigkeit der Lastart
- Dia. 6.3.1.1 Mittendurchbiegung in Abhängigkeit der äußeren Belastung der untersuchten BÜgelabstände
- Dia. 6.3.1.2 Schlupf der Längsbewehrung in Abhängigkeit der äußeren Belastung der untersuchten BÜgelabstände
- Dia. 6.3.1.3 Mittendurchbiegung in Abhängigkeit der äußeren Belastung für BÜgelabstand $s_w=5\text{cm}$
- Dia. 6.3.1.4 Mittendurchbiegung in Abhängigkeit der äußeren Belastung für BÜgelabstand $s_w=10\text{cm}$
- Dia. 6.3.1.5 Mittendurchbiegung in Abhängigkeit der äußeren Belastung für BÜgelabstand $s_w=15\text{cm}$
- Dia. 6.3.1.6 Mittendurchbiegung in Abhängigkeit der äußeren Belastung für BÜgelabstand $s_w=20\text{cm}$
- Dia. 6.3.1.7 Schlupf der Längsbewehrung in Abhängigkeit der äußeren Belastung für BÜgelabstand $s_w=5\text{cm}$
- Dia. 6.3.1.8 Schlupf der Längsbewehrung in Abhängigkeit der äußeren Belastung für BÜgelabstand $s_w=10\text{cm}$
- Dia. 6.3.1.9 Schlupf der Längsbewehrung in Abhängigkeit der äußeren Belastung für BÜgelabstand $s_w=15\text{cm}$

- Dia. 6.3.1.10 Schlupf der Längsbewehrung in Abhängigkeit der äußeren Belastung für Bügelabstand $s_w=20\text{cm}$
- Dia. 6.3.2.1 Mittendurchbiegung in Abhängigkeit der äußeren Belastung für den Längsbewehrungsgrad 0,62%
- Dia. 6.3.2.2 Mittendurchbiegung in Abhängigkeit der äußeren Belastung für den Längsbewehrungsgrad 0,78%
- Dia. 6.3.2.3 Schlupf der Längsbewehrung für den Längsbewehrungsgrad 0,62%
- Dia. 6.3.2.4 Schlupf der Längsbewehrung für den Längsbewehrungsgrad 0,78%
- Dia. 6.3.2.5 Mittendurchbiegung in Abhängigkeit der äußeren Belastung für die untersuchten Längsbewehrungsgrade
- Dia. 6.3.2.6 Mittendurchbiegung in Abhängigkeit der äußeren untersuchten Längsbewehrungsgrade
- Dia. 6.3.3.1 Mittendurchbiegung in Abhängigkeit der äußeren Belastung für Verankerungsstabdurchmesser $d_{sA}=8\text{mm}$
- Dia. 6.3.3.2 Mittendurchbiegung in Abhängigkeit der äußeren Belastung für Verankerungsstabdurchmesser $d_{sA}=10\text{mm}$
- Dia. 6.3.3.3 Mittendurchbiegung in Abhängigkeit der äußeren Belastung für Verankerungsstabdurchmesser $d_{sA}=12\text{mm}$
- Dia. 6.3.3.4 Schlupf der Längsbewehrung für Verankerungsstabdurchmesser $d_{sA}=8\text{mm}$
- Dia. 6.3.3.5 Schlupf der Längsbewehrung für Verankerungsstabdurchmesser $d_{sA}=8\text{mm}$
- Dia. 6.3.3.6 Schlupf der Längsbewehrung für Verankerungsstabdurchmesser $d_{sA}=12\text{mm}$
- Dia. 6.3.3.7 Mittendurchbiegung in Abhängigkeit der äußeren Belastung für die untersuchten Verankerungsstabdurchmesser
- Dia. 6.3.3.8 Schlupf der Längsbewehrung für die untersuchten Verankerungsstabdurchmesser
- Dia. 6.3.4.1 Mittendurchbiegung in Abhängigkeit der äußeren Belastung für die Schubschlankheit $a/d=1,5$
- Dia. 6.3.4.2 Mittendurchbiegung in Abhängigkeit der äußeren Belastung für die Schubschlankheit $a/d=2,2$
- Dia. 6.3.4.3 Mittendurchbiegung in Abhängigkeit der äußeren Belastung für die Schubschlankheit $a/d=3,0$
- Dia. 6.3.4.4 Schlupf der Längsbewehrung in Abhängigkeit der äußeren Belastung für die Schubschlankheit $a/d=1,5$
- Dia. 6.3.4.5 Schlupf der Längsbewehrung in Abhängigkeit der äußeren Belastung für die Schubschlankheit $a/d=2,2$
- Dia. 6.3.4.6 Schlupf der Längsbewehrung in Abhängigkeit der äußeren Belastung für die Schubschlankheit $a/d=3,0$
- Dia. 6.3.4.7 Mittendurchbiegung in Abhängigkeit der äußeren Belastung für die untersuchten Schubschlankheiten
- Dia. 6.3.4.8 Schlupf der Längsbewehrung in Abhängigkeit der äußeren Belastung für die unters. Schubschlankheiten
- Dia. 6.3.5.1 Mittendurchbiegung in Abhängigkeit der äußeren Belastung für die Viertelpunktbelastung
- Dia. 6.3.5.2 Mittendurchbiegung in Abhängigkeit der äußeren Belastung für die Linienlast
- Dia. 6.3.5.3 Schlupf der Längsbewehrung in Abhängigkeit der äußeren Belastung für die Viertelpunktbelastung
- Dia. 6.3.5.4 Schlupf der Längsbewehrung in Abhängigkeit der äußeren Belastung für die Linienlast
- Dia. 6.3.5.5 Mittendurchbiegung in Abhängigkeit der äußeren Belastung für die untersuchten Lastarten
- Dia. 6.3.5.6 Schlupf der Längsbewehrung in Abhängigkeit der äußeren Belastung für die untersuchten Lastarten
- Dia. 6.4.1 Stahldehnung in Abhängigkeit der Belastung für die untersuchten Bügelabstände $s_w=5, 10, 15, 20\text{cm}$
- Dia. 6.4.2 Stahldehnung im Zuggurt in Abhängigkeit der Belastung bei einem Bügelabstand $s_w=5\text{cm}$
- Dia. 6.4.3 Verlauf der Zugkraftlinie im Zuggurt über die Balkenlängsachse bei einem Bügelabstand $s_w=5\text{cm}$
- Dia. 6.4.4 Stahldehnung im Zuggurt in Abhängigkeit der Belastung bei einem Bügelabstand $s_w=10\text{cm}$
- Dia. 6.4.5 Verlauf der Zugkraftlinie im Zuggurt über die Balkenlängsachse bei einem Bügelabstand $s_w=10\text{cm}$
- Dia. 6.4.6 Stahldehnung im Zuggurt in Abhängigkeit der Belastung bei einem Bügelabstand $s_w=15\text{cm}$
- Dia. 6.4.7 Verlauf der Zugkraftlinie im Zuggurt über die Balkenlängsachse bei einem Bügelabstand $s_w=15\text{cm}$
- Dia. 6.4.8 Stahldehnung im Zuggurt in Abhängigkeit der Belastung bei einem Bügelabstand $s_w=20\text{cm}$
- Dia. 6.4.9 Verlauf der Zugkraftlinie im Zuggurt über die Balkenlängsachse bei einem Bügelabstand $s_w=20\text{cm}$

- Dia. 6.4.10 Stahldehnung im Zuggurt in Abhängigkeit der Belastung bei Linienbelastung
- Dia. 6.4.11 Verlauf der Zugkraftlinie im Zuggurt über die Balkenlängsachse bei Linienbelastung
- Dia. 6.6.1 Entwicklung der Querkraft im Bruchzustand in Abhängigkeit der Querschnittsbreite b_w
- Dia. 6.7.1 Vergleich der Bruchquerkräfte nach Berechnung und Versuch in Abhängigkeit des Bügelabstandes
- Dia. 6.7.2 Rechnerische und experimentell ermittelte Bügelauslastung bei einem Bügelabstand von $s_w=5\text{cm}$
- Dia. 6.7.3 Rechnerische und experimentell ermittelte Bügelauslastung bei einem Bügelabstand von $s_w=10\text{cm}$
- Dia. 6.7.4 Rechnerische und experimentell ermittelte Bügelauslastung bei einem Bügelabstand von $s_w=15\text{cm}$
- Dia. 6.7.5 Rechnerische und experimentell ermittelte Bügelauslastung bei einem Bügelabstand von $s_w=20\text{cm}$
- Dia. 6.7.6 Bezogene Auslastung des Zuggurtes nach Berechnung und Versuch für variable Bügelabstände s_w
- Dia. 6.7.7 Vergleich der Bruchquerkräfte nach Berechnung und Versuch in Abhängigkeit der Schubslankheit
- Dia. 7.1 Gegenüberstellung von rechnerisch und experimentell ermittelter Druckstrebenneigung unter Berücksichtigung aller Tests
- Dia. 7.2 Gegenüberstellung von rechnerisch und experimentell ermittelter Druckstrebenneigung unter Berücksichtigung einer Auswahl von Testergebnissen
- Dia. 7.3 Gegenüberstellung von rechnerisch und experimentell ermittelter Druckstrebenneigung unter Berücksichtigung der Tests mit eindeutigem Querkraftversagen

Anhang A

Tafeln und Übersichten zu den Ausziehversuchen

A1 Materialprüfung

A2 Ergebnisse der Ausziehversuche

A1 Materialprüfung

A1.1 Ermittlung des statischen Elastizitätsmoduls und der Druckfestigkeit von Porenbeton

A1.1.1 Richtlinien:

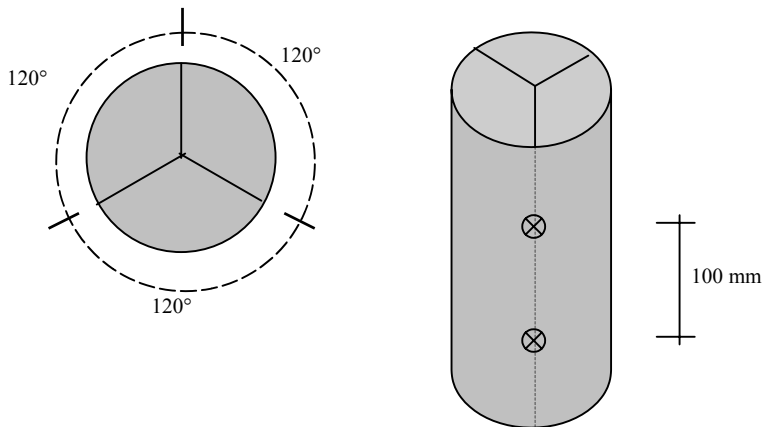
- DIN EN 1352 Bestimmung des statischen Elastizitätsmoduls unter Druckbeanspruchung von dampfgehärtetem Porenbeton und von haufwerksporigem Leichtbeton
- DIN EN 679 Bestimmung der Druckfestigkeit von dampfgehärtetem Porenbeton

A1.1.2 Probekörper:

- erforderliche Abmessungen: $2 < L/D \geq 4$
- $D = 100 \text{ mm}$,
- $L = 200 \text{ mm}$,

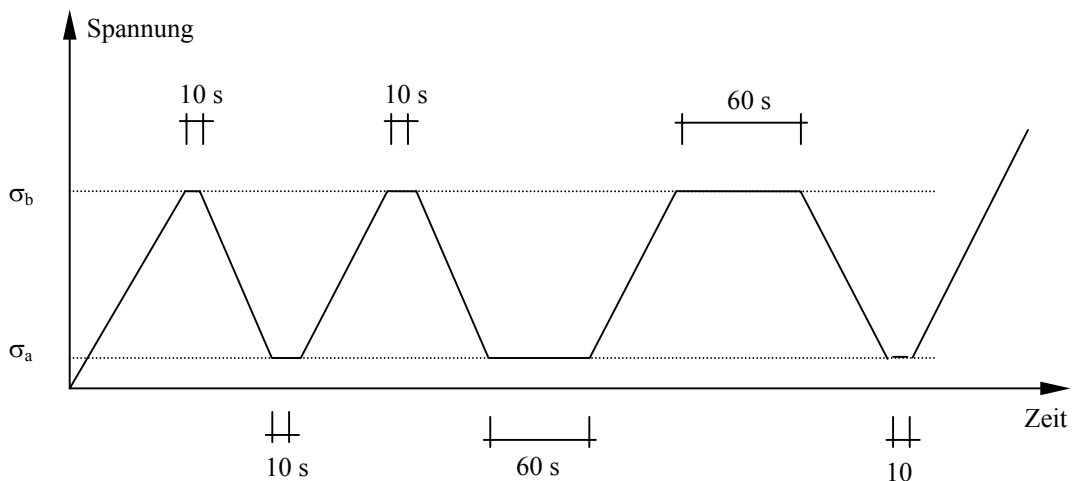
A1.1.3 Durchführung:

- Meßlänge für Dehnungsmessung beträgt 100 mm
- Dehnungsmessung mit 3 IWT (1mm) über den Umfang des Zylinders je 120 ° verteilt
- die Befestigung des jeweiligen IWT sowie dessen Gegenstück sind in den Zylinder eingeklebt



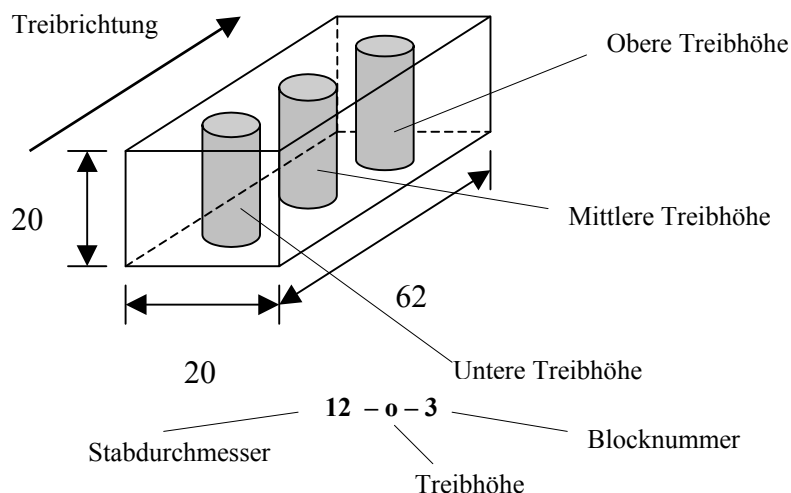
Lastregime:

- untere Prüfspannung $\sigma_a = 5 \% \text{ von } 0,45 \text{ kN/cm}^2 = 0,0225 \text{ kN/cm}^2 \Rightarrow 1,76 \text{ kN } (\varnothing 10 \text{ cm})$
- obere Prüfspannung $\sigma_b = \frac{1}{3} \text{ von } 0,45 \text{ kN/cm}^2 = 0,15 \text{ kN/cm}^2 \Rightarrow 11,76 \text{ kN } (\varnothing 10 \text{ cm})$
- Be- und Entlastungsgeschwindigkeit $0,01 \pm 0,005 \text{ kN/cm}^2 \text{ je s} \Rightarrow 0,784 \text{ kN/s } (\varnothing 10 \text{ cm})$



- Belastung: $\sigma_a \Rightarrow \approx 1,8,0 \text{ kN}$
- $\sigma_b \Rightarrow \approx 11,8 \text{ kN}$

Bezeichnung der pull-out Körper für E-Modul-Messung:



A1.1.4 Ergebnisse:

(senkrecht zur Treibrichtung geprüft)

Festigkeitsklasse P 4,4/ 0,65

Zylinder Nr.	d [mm]	Länge [mm]	m [g]	Bruchstauchung [promill]	Bruchspannung [kN/cm ²]	E- Modul [kN/cm ²]
12-1-o-1	99,3	197,2	916,5	3,852	0,534	199,322
12-1-o-2	99,2	194,7	904,8	4,275	0,573	205,280
12-1-o-3	99,3	198,1	924,5	3,762	0,490	215,123
Mittel Treiblage -oben-				3,963	0,532	206,575
12-1-m-1	99,3	198,2	911,5	3,117	0,569	211,231
12-1-m-2	99,3	195,3	903,1	3,266	0,557	243,763
12-1-m-3	99,2	198,7	913,7	3,348	0,561	234,524
Mittel Treiblage -mittig-				3,244	0,562	229,839
12-1-u-1	99,2	199	906,6	2,904	0,599	261,223
12-1-u-2	99,3	196,5	900	2,680	0,589	235,308
12-1-u-3	99,3	197,8	903,5	2,475	0,566	250,023
Mittel Treiblage -unten -				2,686	0,585	248,852
Mittel				3,298	0,560	228,422

Tab. A1 Stabdurchmesser 12mm

Zylinder Nr.	d [mm]	Länge [mm]	m [g]	Bruchstauchung [promill]	Bruchspannung [kN/cm ²]	E- Modul [kN/cm ²]
10-1-o-1	99,3	190,9	882,4	3,207	0,587	215,352
10-1-o-2	99,2	197,8	913,4	4,955	0,566	198,807
10-1-o-3	99,2	196,4	897,3	2,304	0,532	255,796
Mittel Treiblage -oben-				3,489	0,562	223,318
10-1-m-1	99,3	195,6	902,9	3,042	0,575	233,014
10-1-m-2	99,3	197	919,6	2,599	0,520	233,134
10-1-m-3	99,3	195,3	893	2,795	0,546	228,989
Mittel Treiblage -mittig -				2,812	0,547	231,712
10-1-u-1	99,3	196,4	918,3	3,496	0,588	245,350
10-1-u-2	99,3	198,1	930,3	2,917	0,611	255,687
10-1-u-3	99,3	194,3	903,3	2,754	0,580	268,355
Mittel Treiblage -unten -				3,056	0,593	256,464

Tab. A2a Stabdurchmesser 10mm, Charge I

Zylinder Nr.	d [mm]	Länge [mm]	m [g]	Bruchstauchung [promill]	Bruchspannung [kN/cm ²]	E- Modul [kN/cm ²]
10-2-o-1	99,4	194,4	894,8	3,269	0,552	227,475
10-2-o-2	99,3	196,5	904,9	3,269	0,553	215,964
10-2-o-3	99,3	195,7	894,9	4,799	0,521	222,785
Mittel Treiblage -oben -				3,779	0,542	222,074
10-2-m-1	99,3	196,1	914	4,020	0,513	238,712
10-2-m-2	99,3	197,5	915,8	2,586	0,532	222,358
10-2-m-3	99,3	196,2	908,4	2,608	0,551	209,673
Mittel Treiblage -mittig -				3,071	0,532	223,581
10-2-u-1	99,4	196,3	919,2	4,738	0,533	255,647
10-2-u-2	99,3	196,8	927,1	3,077	0,587	215,479
10-2-u-3	99,3	195,7	915,1	2,986	0,591	247,388
Mittel Treiblage -unten -				3,600	0,570	239,505
Mittel				3,301	0,558	227,540

Tab. A2b Stabdurchmesser 10mm, Charge II

Zylinder Nr.	d [mm]	Länge [mm]	m [g]	Bruchstauchung [promill]	Bruchspannung [kN/cm ²]	E- Modul [kN/cm ²]
8 -1-o-1	99,5	197,3	912,9	2,890	0,544	194,489
8 -1-o-2	99,3	197,3	918,3	4,484	0,479	222,321
8 -1-o-3	99,4	199,2	926,2	3,786	0,508	202,358
Mittel Treiblage -oben -				3,720	0,510	206,389
8 -1-m-1	99,2	195,2	897,4	3,350	0,547	209,493
8 -1-m-2	99,2	199,8	916,5	3,625	0,526	192,474
8 -1-m-3	99,5	197	912,9	2,970	0,551	242,312
Mittel Treiblage -mittig -				3,315	0,541	214,760
8 -1-u-1	99,5	197,5	898,6	3,503	0,544	252,312
8 -1-u-2	99,2	198,8	898,8	3,164	0,565	211,789
8 -1-u-3	99,4	198,1	905,6	2,852	0,534	226,380
Mittel Treiblage -unten -				3,173	0,547	230,160
Mittel				3,403	0,533	217,103

Tab. A3 Stabdurchmesser 8mm

Zylinder Nr.	d [mm]	Länge [mm]	M [g]	Bruchstauchung [promill]	Bruchspannung [kN/cm ²]	E- Modul [kN/cm ²]
6 -1-o-1	99	197,5	915	3,011	0,552	229,753
6 -1-o-2	99,1	197,5	914	3,039	0,551	229,937
6 -1-o-3	99	197	906,4	2,894	0,540	227,515
Mittel Treiblage -oben -				2,981	0,548	229,068
6 -1-m-1	99,1	196	914,5	3,011	0,559	236,321
6 -1-m-2	99	197	909,3	2,552	0,502	230,050
6 -1-m-3	99,1	198	925,2	2,678	0,548	249,113
Mittel Treiblage -mittig -				2,747	0,536	238,495
6 -1-u-1	99,2	197	928,1	2,871	0,582	248,514
6 -1-u-2	99,1	198	930,1	2,986	0,572	237,588
6 -1-u-3	99,1	197,5	938,4	2,963	0,569	242,187
Mittel Treiblage -unten -				2,940	0,574	242,763
Mittel				2,889	0,553	236,775

Tab. A4 Stabdurchmesser 6mm

A1.2 Spaltzugfestigkeit

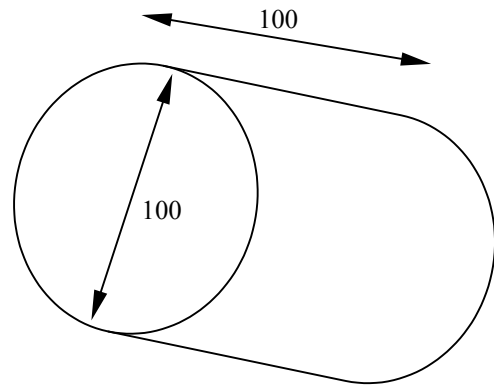
A1.2.1 Richtlinien:

- DIN EN 12362

„Bestimmung der Spaltzugfestigkeit von Probekörpern“

A1.2.2 Probekörper:

erforderliche Abmessungen: $L/D \geq \dots$
D = 100 mm,
L = 100 mm,



A1.2.3 Durchführung:

Zur Einleitung der Last wurden Zwischenstreifen aus

Hartfaserplatten mit folgenden Maßen verwendet:

Breite = 10 mm

Dicke = 4 mm

- Belastungsgeschwindigkeit: gewählt 0,1 kN/s,
- senkrecht zur Treibrichtung geprüft,

(Die Spaltzugprüfung wurde am 25.10.1999 durchgeführt.)

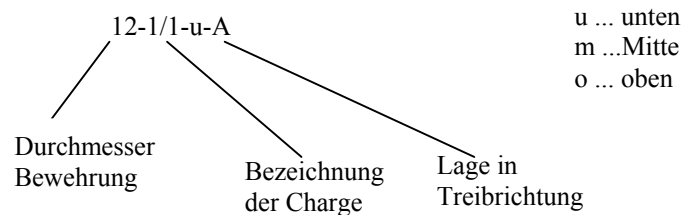
Die Spaltzugspannung berechnet sich nach folgender Gleichung:

$$f_{ct} = \frac{2 \times F}{\pi \times L \times d}$$

Dabei sind:

f_{ct}	Spaltzugfestigkeit
F	Höchstlast
L	Länge der Berührungslinie des Probekörpers
d	Durchmesser des Probekörpers

Bezeichnung der Prüfkörper:



A1.2.4 Ergebnisse:

Körper Nr.	d [mm]	L [mm]	M [g]	F [N]	$f_{ct,splitting}$ [N/mm ²]
12-1/1-u-A	99,2	97,8	454,4	8300	0,545
12-1/1-u-B	99,5	100	465,8	8550	0,547
12-1/4-u-A	99,2	100,15	478,2	8540	0,547
12-1/4-u-B	99,3	98	445	8190	0,536
Mittel Treiblage -unten -				8395	0,544
12-1/1-m-A	99,5	97,2	449,8	7900	0,520
12-1/1-m-B	99,4	100,2	463,4	7980	0,510
12-1/4-m-A	99,4	98,5	449,3	8090	0,526
12-1/4-m-B	99,2	100,5	473,1	8240	0,526
Mittel Treiblage -mittig - Mittel				8053	0,521
				8224	0,532

Tab. A5 Stabdurchmesser 12mm

Körper Nr.	d [mm]	L [mm]	M [g]	F [N]	$f_{ct,splitting}$ [N/mm ²]
10-1/2-u-A	99,4	98,1	454,3	9090	0,593
10-1/2-u-B	99,4	97,6	448,5	9080	0,596
10-1/4-u-A	99,3	100,1	457,8	9290	0,595
10-1/4-u-B	99,4	97,4	449,9	8890	0,585
Mittel Treiblage -unten - Charge I				9088	0,592
10-2/2-u-A	99,5	97,1	436,0	8920	0,580
10-2/2-u-B	99,2	99,9	450,5	8610	0,568
10-2/5-u-A	99,3	98,9	446,1	8390	0,560
10-2/5-u-B	99,6	99,6	454,3	8940	0,573
Mittel Treiblage -unten - Charge I				8715	0,570
10-1/2-m-A	99,2	98,7	465,1	Messfehler	Messfehler
10-1/2-m-B	99,4	97,0	445,7	8660	0,556
10-1/4-m-A	99,3	96,1	445,3	8480	0,550
10-1/4-m-B	99,3	100,0	464,6	8200	0,528
Mittel Treiblage -unten - Charge II				8447	0,545
10-2/2-m-A	99,2	97,3	446,5	8290	0,547
10-2/2-m-B	99,3	99,0	452,1	8720	0,565
Mittel Treiblage -unten - Charge II				8323	0,537
Mittel				8643	0,561

Tab. A6 Stabdurchmesser 10mm

Körper Nr.	d [mm]	L [mm]	M [g]	F [N]	$f_{ct,splitting}$ [N/mm ²]
8-2/2-u-A	99,3	102,2	476,0	7910	0,496
8-2/2-u-B	99,1	98,0	451,0	8320	0,545
8-4/2-u-A	99,3	98,1	457,9	8670	0,567
8-4/2-u-B	99,3	98,3	455,4	7720	0,503
Mittel Treiblage -unten -				8155	0,528
8-2/2-m-A	99,2	97,8	452,6	7670	0,503
8-2/2-m-B	99,2	98,0	461,2	8060	0,528
8-4/2-m-A	99,5	101,8	476,5	8180	0,514
8-4/2-m-B	99,4	97,3	451,9	7890	0,519
Mittel Treiblage -mittig - Mittel				7950	0,516
				8053	0,522

Tab. A7 Stabdurchmesser 8mm

Körper Nr.	d [mm]	L [mm]	M [g]	F [N]	$f_{ct,splitting}$ [N/mm ²]
6-2/2-u-1	99,1	99,2	465,2	7420	0,481
6-2/2-u-2	99,0	96,4	459,4	7410	0,494
6-2/2-u-3	99,1	98,2	455,7	7130	0,466
6-2/2-u-4	99,2	97,4	462,6	7040	0,464
				7250	0,476
6-2/2-m-1	99,1	98,7	464,5	7030	0,458
6-2/2-m-2	99,0	98,6	450,9	7160	0,467
6-2/2-m-3	99,0	98,5	457,2	6250	0,408
6-2/2-m-4	99,1	97,2	453,2	7040	0,465
				6870	0,449
				7060	0,463

Tab. A8 Stabdurchmesser 6mm

A2 Ergebnisse der Ausziehversuche

Die nachfolgende Tabelle A9 gibt Überblick über die Ergebnisse der durchgeführten zentralen Auszugsversuche (Versuchsreihe J).

Probe	d _{sA}	d _{sw}	s _w	l _w	l _{w,netto}	A _{c,netto}	e	e/d _{sA}	P _u	P _{u/cm}	f _{cb,u}	f _{cb,u} /f _{cm}	W _{u,OK}	W _{u,max}	W _{u,min}	W _{u,m}	ΔW _u	P _{el}	P _{el/cm}	f _{cb,el}	f _{cb,el} /f _{cm}	f _{cb,el} /f _{cu}	W _{el,OK}	W _{el,max}	W _{el,min}	W _{el,m}	ΔW _e	Bemerkungen
	[mm]	[mm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[mm]		[kN]	[kN/cm]	[kN/cm ²]		[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[kN]	[kN/cm]	[kN/cm ²]		[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]		
Z/6/3/5/1	6	8	5	15	11,4	6,84	97	16,17	7,77	0,68	1,14	2,143	0,43	17,02	17,17	17,10	-0,15	3,00	0,26	0,44	0,83	0,39	0,17	0,22	0,17	0,19	0,06	
Z/6/3/5/2	6	8	5	15	11,4	6,84	97	16,17	8,21	0,72	1,20	2,265	0,45	17,25	17,18	17,21	0,07	3,00	0,26	0,44	0,83	0,37	0,17	0,28	0,24	0,26	0,04	
Z/6/3/5/3	6	8	5	15	11,4	6,84	97	16,17	8,56	0,75	1,25	2,361	0,47	11,65	11,17	11,41	0,48	3,00	0,26	0,44	0,83	0,35	0,17	0,35	0,08	0,21	0,28	
Mittelwert									8,18	0,72	1,20	2,26	0,45	15,30	15,17	15,24	0,13	3,00	0,26	0,44	0,83	0,37	0,17	0,28	0,16	0,22	0,12	
Standartabw.									0,323				0,018	2,588	2,831	2,709	0,261					0,015	0,029	0,049	0,095	0,053	0,108	
Vari.-koeff.									0,040				0,040	0,169	0,187	0,178	1,958					0,040	0,183	0,170	0,567	0,232	0,879	
Z/6/3/10/1	6	8	10	30	26,4	15,84	97	16,17	21,00	0,80	1,33	2,501	0,50	15,26	-	-	-	8,00	0,30	0,51	0,95	0,38	0,19	0,99	0,36	0,68	0,64	höhere Lasteintragungsgeschwindigkeit.
Z/6/3/10/2	6	8	10	30	26,4	15,84	97	16,17	18,28	0,69	1,15	2,177	0,44	14,58	2,46	8,52	12,12	8,00	0,30	0,51	0,95	0,44	0,19	1,51	0,33	0,92	1,18	
Z/6/3/10/3	6	8	10	30	26,4	15,84	97	16,17	19,52	0,74	1,23	2,325	0,47	15,43	3,16	9,30	12,27	8,00	0,30	0,51	0,95	0,41	0,19	1,12	0,26	0,69	0,85	
Mittelwert									19,60	0,74	1,24	2,33	0,47	15,09	2,81	8,91	12,20	8,00	0,30	0,51	0,95	0,41	0,19	1,21	0,32	0,76	0,89	
Standartabw.									1,112				0,021	0,373	0,357	0,395	0,075					0,023	0,008	0,226	0,039	0,118	0,221	
Vari.-koeff.									0,057				0,045	0,025	0,127	0,044	0,006					0,057	0,043	0,187	0,123	0,155	0,249	
Z/6/3/15/1	6	8	15	45	41,4	24,84	97	16,17	28,81	0,70	1,16	2,188	0,44	18,23	2,20	10,22	16,03	12,00	0,29	0,48	0,91	0,42	0,18	4,39	-0,06	2,17	4,45	
Z/6/3/15/2	6	8	15	45	41,4	24,84	97	16,17	27,19	0,66	1,09	2,065	0,41	17,66	0,29	8,97	17,37	12,00	0,29	0,48	0,91	0,44	0,18	4,37	0,58	2,47	3,79	
Z/6/3/15/3	6	8	15	45	41,4	24,84	97	16,17	28,78	0,70	1,16	2,186	0,44	17,15	0,65	8,90	16,50	12,00	0,29	0,48	0,91	0,42	0,18	4,51	0,56	2,53	3,95	Leichte Schrägstellung der Lastraverse.
Mittelwert									28,26	0,68	1,14	2,15	0,43	17,68	1,05	9,36	16,63	12,00	0,29	0,48	0,91	0,42	0,18	4,42	0,36	2,39	4,06	
Standartabw.									0,757				0,010	0,438	0,829	0,602	0,555					0,012	0,017	0,048	0,299	0,162	0,280	
Vari.-koeff.									0,027				0,024	0,025	0,790	0,064	0,033					0,027	0,097	0,011	0,805	0,067	0,069	
Z/12/3/5/1	12	8	5	15	11,4	13,68	94	7,83	11,36	1,00	0,83	1,567	0,63	2,99	2,93	2,96	0,06	8,00	0,70	0,58	1,10	0,70	0,44	0,31	0,25	0,28	0,06	
Z/12/3/5/2	12	8	5	15	11,4	13,68	94	7,83	10,93	0,96	0,80	1,508	0,60	4,58	4,66	4,62	-0,08	8,00	0,70	0,58	1,10	0,73	0,44	0,01	0,01	0,01	0,01	
Z/12/3/5/3	12	8	5	15	11,4	13,68	94	7,83	10,87	0,95	0,79	1,499	0,60	4,28	4,21	4,24	0,07	8,00	0,70	0,58	1,10	0,74	0,44	-0,03	-0,08	-0,05	0,05	
Mittelwert									11,05	0,97	0,81	1,52	0,61	3,95	3,93	3,94	0,02	8,00	0,70	0,58	1,10	0,72	0,44	0,10	0,06	0,08	0,04	
Standartabw.									0,218				0,010	0,686	0,729	0,707	0,068					0,014	0,037	0,179	0,164	0,171	0,022	
Vari.-koeff.									0,200				0,016	0,174	0,186	0,180	4,109					0,019	0,085	1,773	2,608	2,091	0,573	
Z/12/3/10/1	12	8	10	30	26,4	31,68	94	7,83	24,00	0,91	0,76	1,429	0,57	3,46	3,06	3,26	0,40	15,00	0,57	0,47	0,89	0,63	0,36	0,32	0,23	0,28	0,09	
Z/12/3/10/2	12	8	10	30	26,4	31,68	94	7,83	25,55	0,97	0,81	1,522	0,61	3,49	3,14	3,32	0,35	15,00	0,57	0,47	0,89	0,59	0,36	0,22	0,16	0,19	0,06	
Z/12/3/10/3	12	8	10	30	26,4	31,68	94	7,83	24,53	0,93	0,77	1,461	0,59	3,51	3,79	3,65	-0,28	15,00	0,57	0,47	0,89	0,61	0,36	0,31	0,21	0,26	0,09	Leichte Schrägstellung der Lastraverse.
Mittelwert									24,69	0,94	0,78	1,47	0,59	3,49	3,33	3,41	0,16	15,00	0,57	0,47	0,89	0,61	0,36	0,28	0,20	0,24	0,08	
Standartabw.									0,643				0,015	0,024	0,330	0,175	0,309					0,016	0,022	0,064	0,048	0,056	0,017	
Vari.-koeff.									0,026				0,026	0,007	0,099	0,051	1,975					0,026	0,064	0,215	0,218	0,216	0,206	
Z/12/3/15/1	12	8	15	45	41,4	49,68	94	7,83	42,20	1,02	0,85	1,603	0,64	4,45	3,13	3,79	1,32	24,00	0,58	0,48	0,91	0,57	0,37	0,56	0,23	0,39	0,33	Leichte Schrägstellung der Lastraverse.
Z/12/3/15/2	12	8	15	45	41,4	49,68	94	7,83	41,24	1,00	0,83	1,566	0,63	4,64	2,15	3,40	2,49	24,00	0,58	0,48	0,91	0,58	0,37	0,63	0,20	0,42	0,42	
Z/12/3/15/3	12	8	15	45	41,4	49,68	94	7,83	43,53	1,05	0,88	1,653	0,66	5,36	2,84	4,10	2,52	24,00	0,58	0,48	0,91	0,55	0,37	0,67	0,39	0,53	0,27	
Mittelwert									42,32	1,02	0,85	1,61	0,64	4,82	2,71	3,76	2,11	24,00	0,58	0,48	0,91	0,57	0,37	0,62	0,28	0,39	0,45	0,34
Standartabw.									0,939				0,009	0,396	0,424	0,300	0,559					0,013	0,019	0,031	0,066	0,041	0,061	
Vari.-koeff.									0,022				0,014	0,082	0,157	0,080	0,265					0,022	0,051	0,050	0,247	0,094	0,180	

**Störfäche infolge des Bohrvorganges beträgt 12mm.

Probe	d_{sA}	d_{sw}	s_w	l_w	$l_{w,netto}$	$A_{c,netto}$	e	e/d_{sA}	P_u	P_u/cm	$f_{cb,u}$	$f_{cb,u}/f_{cm}$	$W_{u,OK}$	$W_{u,max}$	$W_{u,min}$	$W_{u,m}$	ΔW_u	P_{el}	P_{el}/cm	$f_{cb,el}$	$f_{cb,el}/f_{cm}$	$f_{cb,el}/f_{cu}$	$W_{el,OK}$	$W_{el,max}$	$W_{el,min}$	$W_{el,m}$	ΔW_e	Bemerkungen	
	[mm]	[mm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[mm]		[kN]	[kN/cm]	[kN/cm ²]		[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[kN]	[kN/cm]	[kN/cm ²]		[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]			
Ex/12/94-1	12	10	15	45	40,5	48,6	94	7,83	27,95	0,69	0,58	1,03	1,084	1,369	0,791	1,082	0,578	21,78	0,538	0,448	0,80	0,779	1,067	1,205	0,692	0,948	0,514		
Ex/12/94-2	12	10	15	45	40,5	48,6	94	7,83	23,89	0,59	0,49	0,88	1,04	0,754	0,278	1,794	0,476	21,78	0,538	-	-	-	-	-	-	-	-	-	Schweißknotenbruch
Ex/12/94-3	12	10	15	45	40,5	48,6	94	7,83	37,63	0,93	0,77	1,38	1,117	2,057	0,986	1,513	1,071	21,78	0,538	0,448	0,80	0,579	0,937	0,593	0,159	0,376	0,435		
Ex/12/94-4	12	10	15	45	40,5	48,6	94	7,83	28,97	0,72	0,60	1,07	0,961	1,282	0,498	0,89	0,784	21,78	0,538	0,448	0,80	0,752	0,927	0,752	0,226	0,489	0,526		
Mittelwert									29,61	0,73	0,61	1,09	1,05	1,37	0,64	1,32	0,73		0,54	0,45	0,80	0,703	0,977	0,850	0,359	0,604	0,492		
Variation									5,005				0,058	0,463	0,271	0,355	0,227					0,089	0,064	0,259	0,237	0,248	0,040		
									0,169				0,056	0,339	0,425	0,269	0,313					0,126	0,065	0,305	0,661	0,410	0,082		
Ex/12/50-1	12	10	15	45	40,5	48,6	50	4,17	36,65	0,90	0,75	1,35	1,039	2,288	1,351	1,819	0,937	21,78	0,538	0,448	0,80	0,594	0,928	0,947	0,594	0,771	0,353		
Ex/12/50-2	12	10	15	45	40,5	48,6	50	4,17	30,71	0,76	0,63	1,13	0,832	1,306	0,781	1,044	0,525	21,78	0,538	0,448	0,80	0,709	0,793	0,822	0,478	0,650	0,345		
Ex/12/50-3	12	10	15	45	40,5	48,6	50	4,17	34,75	0,86	0,72	1,28	0,888	1,996	1,201	1,598	0,795	21,78	0,538	0,448	0,80	0,627	0,830	1,034	0,652	0,843	0,383		
Ex/12/50-4	12	10	15	45	40,5	48,6	50	4,17	33,76	0,83	0,69	1,24	0,679	2,41	1,632	2,021	0,778	21,78	0,538	0,448	0,80	0,645	0,625	1,347	0,996	1,171	0,351		
Mittelwert									33,97	0,84	0,70	1,25	0,86	2,00	1,24	1,62	0,76		0,54	0,45	0,80	0,644	0,794	1,038	0,680	0,859	0,358		
Standartabw.									2,148				0,129	0,428	0,307	0,365	0,148					0,042	0,109	0,194	0,193	0,193	0,015		
Vari.-koeff.									0,063				0,150	0,214	0,248	0,225	0,196					0,065	0,138	0,187	0,284	0,225	0,041		
Ex/12/35-1	12	10	15	45	40,5	48,6	35	2,92	27,60	0,68	0,57	1,01	0,626	1,506	1,076	1,291	0,43	21,78	0,538	0,448	0,80	0,789	0,626	1,506	1,077	1,291	0,430		
Ex/12/35-2	12	10	15	45	40,5	48,6	35	2,92	28,35	0,70	0,58	1,04	0,643	1,459	1,01	1,233	0,449	21,78	0,538	0,448	0,80	0,768	0,626	1,242	0,869	1,056	0,373		
Ex/12/35-3	12	10	15	45	40,5	48,6	35	2,92	21,41	0,53	0,44	0,79	0,699	0,985	0,652	0,819	0,333	21,78	0,538	0,448	0,80	-	-	-	-	-	-	Versagen vor Plastizierung	
Ex/12/35-4	12	10	15	45	40,5	48,6	35	2,92	21,65	0,53	0,45	0,80	0,508	1,019	0,745	0,882	0,274	21,78	0,538	0,448	0,80	-	-	-	-	-	-	Versagen vor Plastizierung	
Mittelwert									24,75	0,61	0,51	0,91	0,62	1,24	0,87	1,06	0,37		0,54	0,45	0,80	0,779	0,626	1,374	0,973	1,174	0,402		
Standartabw.									3,235				0,070	0,241	0,177	0,208	0,071					0,010	0,000	0,132	0,104	0,118	0,028		
Vari.-koeff.									0,131				0,112	0,194	0,203	0,197	0,192					0,013	0,000	0,096	0,107	0,100	0,070		
Ex/12/20-1	12	10	15	45	40,5	48,6	20	1,67	24,13	0,60	0,50	0,89	0,882	1,016	0,774	0,895	0,242	21,78	0,538	-	-	-	-	-	-	-	-	Versagen vor Plastizierung	
Ex/12/20-2	12	10	15	45	40,5	48,6	20	1,67	22,30	0,55	0,46	0,82	0,743	1,004	0,739	0,872	0,265	21,78	0,538	-	-	-	-	-	-	-	-	Versagen vor Plastizierung	
Ex/12/20-3	12	10	15	45	40,5	48,6	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-					-	-	-	-	-	-	Versagen vor Plastizierung	
Ex/12/20-4	12	10	15	45	40,5	48,6	20	1,67	25,73	0,64	0,53	0,95	0,612	1,089	0,741	0,915	0,348	21,78	0,538	-	-	-	-	-	-	-	-	Versagen vor Plastizierung	
Mittelwert									24,05	0,59	0,49	0,88	0,75	1,04	0,75	0,89	0,29					-	-	-	-	-	-		
Standartabw.									1,401				0,110	0,038	0,016	0,018	0,046					-	-	-	-	-	-		
Vari.-koeff.									0,058				0,148	0,036	0,021	0,020	0,160					-	-	-	-	-	-		

Die nachfolgende Tabelle A10 gibt Überblick über die Ergebnisse der durchgeführten exzentrischen Auszugsversuche (Versuchreihe II) am Verankerungsstabdurchmesser 12mm.

Probe	d_{sA}	d_{sW}	s_w	l_w	$l_{w,netto}$	$A_{c,netto}$	e	e/d_{sA}	P_u	P_u/cm	$f_{cb,u}$	$f_{cb,u}/f_{cm}$	$W_{u,OK}$	$W_{u,max}$	$W_{u,min}$	$W_{u,m}$	ΔW_u	P_{el}	P_{el}/cm	$f_{cb,el}$	$f_{cb,el}/f_{cm}$	$f_{cb,el}/f_{cu}$	$W_{el,OK}$	$W_{el,max}$	$W_{el,min}$	$W_{el,m}$	ΔW_e	Bemerkungen	
Durchmesser des Verankerungsstabes	Durchmesser der Auszugsstäbe	Abstand der Lasteinleitungspunkte	Länge der Probekörper; (3 s_w)	Bettungslänge nach Abzug der Störstellen;	Bettungsfläche nach Abzug der Störstellen;	Seitliche Betonüberdeckung	Verhältnis e/d_{sA}	Bruchlast	Auf eine lfd. cm bezogene Bruchlast	Lochleibungspressungen im Bruchzustand	Auf f_{cm} bezogene Bruchlochleibungspressungen	Vertikalversch. bei Bruch OK Probekörper	Vertikalversch. bei Bruch der Lasteinleitungspunkte	Vertikalversch. bei Bruch der Pkt. zwischen Lastpkt.	mittlere Vertikalverschiebung bei Bruch	Vertikalverschiebung-differenz $W_{max}-W_{min}$ bei Bruch	Last bei inela. Def.	Auf eine lfd. cm bezogene Last bei inel. Def.	Lochleibungspressungen bei inel. Def.	Auf f_{cm} bez. Lochleibungspressungen bei inel. Def.	Auf f_{cu} bez. Lochleibungspressungen bei inel. Def.	Vertikalversch. bei P_{el} OK Probekörper	Vertikalversch. bei P_{el} der Lasteinleitungspunkte	Vertikalversch. bei P_{el} der Pkt. zwischen Lastpkt.	mittlere Vertikalverschiebung bei P_{el}	Vertikalverschiebung-differenz $W_{max}-W_{min}$ bei P_{el}			
[mm]	[mm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[mm]		[kN]	[kN/cm]	[kN/cm ²]		[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[kN]	[kN/cm]	[kN/cm ²]		[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]				
Ex/10/95-1	10	8	12	36	31,5	31,5	95	9,5	28,03	0,89	0,89	1,59	1,444	3,182	2,428	2,805	0,754	22,05	0,7	0,700	1,25	0,787	0,966	0,826	0,391	0,608	0,436		
Ex/10/95-2	10	8	12	36	31,5	31,5	95	9,5	29,55	0,94	0,94	1,68	1,694	3,022	1,468	2,245	1,554	22,05	0,7	0,700	1,25	0,746	0,792	1,225	1,077	1,151	0,148		
Ex/10/95-3	10	8	12	36	31,5	31,5	95	9,5	30,11	0,96	0,96	1,71	0,791	3,801	3,209	3,505	0,592	22,05	0,7	0,700	1,25	0,732	0,549	0,879	0,727	0,803	0,153		
Ex/10/95-4	10	8	12	36	31,5	31,5	95	9,5	30,97	0,98	0,98	1,76		2,7	Messfehler	1,409	Messfehler	22,05	0,7	0,700	1,25		Messfehler						
Mittelwert									29,67	0,94	0,94	1,69	1,31	3,18	2,37	2,49	0,97		0,70	0,70	1,25	0,755	0,769	0,977	0,731	0,854	0,245		
Standartabw.									1,071				0,381	0,400	0,712	0,768	0,421					0,023	0,171	0,177	0,280	0,224	0,135		
Vari.-koeff.									0,036				0,291	0,126	0,301	0,308	0,435					0,031	0,222	0,181	0,383	0,263	0,549		
Ex/10/50-1	10	8	12	36	31,5	31,5	50	5	27,84	0,88	0,88	1,58	1,203	1,707	1,012	1,360	0,695	22,05	0,7	0,700	1,25	0,792	0,966					0,194	
Ex/10/50-2	10	8	12	36	31,5	31,5	50	5	27,90	0,89	0,89	1,59	1,421	1,213	0,685	0,949	0,529	22,05	0,7	0,700	1,25	0,790	0,993					0,226	
Ex/10/50-3	10	8	12	36	31,5	31,5	50	5	27,73	0,88	0,88	1,58	1,050	1,623	0,919	1,271	0,705	22,05	0,7	0,700	1,25	0,795	0,775	0,193	0,015	0,104	0,178		
Ex/10/50-4	10	8	12	36	31,5	31,5	50	5	22,34	0,71	0,71	1,27	1,667	0,964	0,676	0,820	0,289	22,05	0,7	0,700	1,25	0,987	1,470	0,512	0,430	0,471	0,082		
Mittelwert									26,45	0,84	0,84	1,51	1,34	1,38	0,82	1,10	0,55		0,70	0,70	1,25	0,841	1,051	0,353	0,223	0,288	0,170		
Standartabw.									2,375				0,233	0,303	0,146	0,222	0,169					0,084	0,256	0,160	0,208	0,184	0,053		
Vari.-koeff.									0,090				0,174	0,220	0,178	0,202	0,304					0,100	0,244	0,453	0,933	0,639	0,315		
Ex/10/35-1	10	8	12	36	31,5	31,5	35	3,5	24,32	0,77	0,77	1,38	0,838	1,412	0,733	1,073	0,679	22,05	0,7	0,700	1,25	0,907	0,595	0,596	0,444	0,520	0,152		
Ex/10/35-2	10	8	12	36	31,5	31,5	35	3,5	21,42	0,68	0,68	1,22	1,632	0,220	0,000	0,110	0,220	22,05	0,7	0,700	1,25	1,029	1,455					0,151	
Ex/10/35-3	10	8	12	36	31,5	31,5	35	3,5	25,05	0,80	0,80	1,43	0,800	1,199	0,537	0,800	0,662	22,05	0,7	0,700	1,25	0,880	0,891	0,333	0,185	0,259	0,148		
Ex/10/35-4	10	8	12	36	31,5	31,5	35	3,5																					
Mittelwert									23,60	0,75	0,75	1,34	1,09	0,94	0,42	0,66	0,39		0,70	0,70	1,25	0,939	0,980	0,465	0,315	0,390	0,150		
Standartabw.									1,568				0,384	0,519	0,310	0,405	0,291					0,065	0,357	0,132	0,130	0,131	0,002		
Vari.-koeff.									0,066				0,352	0,550	0,732	0,613	0,745					0,069	0,364	0,283	0,412	0,335	0,011		
Ex/10/20-1	10	8	12	36	31,5	31,5	20	2	19,44	0,62	0,62	1,11	1,311	0,703	0,448	0,576	0,255	22,05	0,7	0,700	1,25	1,134	1,249	0,601	0,409	0,505	0,193		
Ex/10/20-2	10	8	12	36	31,5	31,5	20	2	22,33	0,71	0,71	1,27	0,8	0,471	0,107	0,289	0,364	22,05	0,7	0,700	1,25	0,987	0,666	0,269	0,052	0,160	0,217		
Ex/10/20-3	10	8	12	36	31,5	31,5	20	2	23,04	0,73	0,73	1,31	0,995	0,665	0,301	0,483	0,364	22,05	0,7	0,700	1,25	0,957	0,811	0,354	0,223	0,288	0,132		
Ex/10/20-4	10	8	12	36	31,5	31,5	20	2	15,64	0,50	0,50	0,89	0,735	0,56	0,339	0,449	0,221	22,05	0,7	0,700	1,25	-	-	-	-	-	-	Versagen vor Plastizierung	
Mittelwert									20,11	0,64	0,64	1,14	0,96	0,60	0,30	0,45	0,30		0,70	0,70	1,25	1,026	0,909	0,408	0,228	0,318	0,180		
Standartabw.									2,913				0,224	0,091	0,123	0,104	0,064					0,077	0,248	0,141	0,146	0,142	0,036		
Vari.-koeff.									0,145				0,233	0,152	0,412	0,230	0,213					0,075	0,273	0,345	0,641	0,448	0,200		

Die nachfolgende Tabelle A11 gibt Überblick über die Ergebnisse der durchgeführten exzentrischen Auszugversuche (Versuchreihe II) am Verankerungsstabdurchmesser 10mm.

Probe	d _{sA}	d _{sw}	s _w	l _w	l _{w,netto}	A _{c,netto}	e	e/d _{sA}	P _u	P _{u/cm}	f _{cb,u}	f _{cb,u} /f _{cm}	W _{u,OK}	W _{u,max}	W _{u,min}	W _{u,m}	ΔW _u	P _{el}	P _{el/cm}	f _{cb,el}	f _{cb,el} /f _{cm}	f _{cb,el} /f _{cu}	W _{el,OK}	W _{el,max}	W _{el,min}	W _{el,m}	ΔW _e	Bemerkungen
Durchmesser des Verankerungsstabes	Durchmesser der Auszugsstäbe	Abstand der Lasteinleitungspunkte	Länge der Probekörper; (3 s _w)	Bettungslänge nach Abzug der Störstellen;	Bettungsfläche nach Abzug der Störstellen;	Seitliche Betonüberdeckung	Verhältnis e/d _{sA}	Bruchlast	Auf eine lfd. cm bezogene Bruchlast	Lochleibungspressungen im Bruchzustand	Auf f _{cm} bezogene Bruchleibungspressungen	Vertikalversch. bei Bruch OK Probekörper	Vertikalversch. bei Bruch der Lasteinleitungspunkte	Vertikalversch. bei Bruch der Pkt. zwischen Lastpkt.	mittlere Vertikalverschiebung bei Bruch	Vertikalverschiebung-differenz W _{max} -W _{min} bei Bruch	Last bei inela. Def.	Auf eine lfd. cm bezogene Last bei inel. Def.	Lochleibungspressungen bei inel. Def.	Auf f _{cm} bez. Lochleibungspressungen bei inel. Def.	Auf f _{cu} bez. Lochleibungspressungen bei inel. Def.	Vertikalversch. bei P _{el} OK Probekörper	Vertikalversch. bei P _{el} der Lasteinleitungspunkte	Vertikalversch. bei P _{el} der Pkt. zwischen Lastpkt.	mittlere Vertikalverschiebung bei P _{el}	Vertikalverschiebung-differenz W _{max} -W _{min} bei P _{el}		
[mm]	[mm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[mm]		[kN]	[kN/cm]	[kN/cm ²]		[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[kN]	[kN/cm]	[kN/cm ²]		[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]			
Ex/8/96-1	8	8	10	30	26,1	20,88	96	12	24,26	0,93	1,16	2,18	0,943	3,357	2,654	3,005	0,703	11,13	0,426	0,533	1,0	0,459	0,648	0,552	0,382	0,467	0,170	
Ex/8/96-2	8	8	10	30	26,1	20,88	96	12	25,60	0,98	1,23	2,30	1,146	3,261	2,545	2,903	0,716	11,13	0,426	0,533	1,0	0,435	0,761	0,232	0,094	0,163	0,138	
Ex/8/96-3	8	8	10	30	26,1	20,88	96	12	23,38	0,90	1,12	2,10	1,041	2,207	1,678	1,943	0,529	11,13	0,426	0,533	1,0	0,476	0,678	0,122	0,005	0,063	0,118	
Ex/8/96-4	8	8	10	30	26,1	20,88	96	12	25,25	0,97	1,21	2,27	0,985	2,895	2,195	2,545	0,7	11,13	0,426	0,533	1,0	0,441	0,644	0,092	0,000	0,046	0,092	
Mittelwert									24,62	0,94	1,18	2,21	1,03	2,93	2,27	2,60	0,66					0,453	0,683	0,249	0,120	0,185	0,130	
Standartabw.									0,870				0,076	0,452	0,381	0,415	0,077					0,016	0,047	0,182	0,156	0,169	0,029	
Vari.-koeff.									0,035				0,074	0,154	0,168	0,160	0,116					0,036	0,069	0,730	1,298	0,914	0,220	
Ex/8/50-1	8	8	10	30	26,1	20,88	50	6,25	22,68	0,87	1,09	2,04	0,726	2,582	2,098	2,34	0,484	11,13	0,426	0,533	1,0	0,491	0,522	0,588	0,582	0,585	0,006	
Ex/8/50-2	8	8	10	30	26,1	20,88	50	6,25	23,19	0,89	1,11	2,08	0,907	2,181	1,67	1,925	0,511	11,13	0,426	0,533	1,0	0,480	0,615	0,198	0,079	0,138	0,120	
Ex/8/50-3	8	8	10	30	26,1	20,88	50	6,25	21,19	0,81	1,01	1,90	1,013	1,866	1,353	1,61	0,513	11,13	0,426	0,533	1,0	0,525	0,683	0,287	0,151	0,219	0,137	
Ex/8/50-4	8	8	10	30	26,1	20,88	50	6,25	22,17	0,85	1,06	1,99	1,07	1,791	1,315	1,553	0,476	11,13	0,426	0,533	1,0	0,502	0,794	0,160	0,003	0,079	0,163	
Mittelwert									22,31	0,85	1,07	2,00	0,93	2,11	1,61	1,86	0,50					0,499	0,654	0,308	0,202	0,255	0,106	
Standartabw.									0,739				0,131	0,312	0,314	0,313	0,016					0,017	0,099	0,168	0,226	0,197	0,060	
Vari.-koeff.									0,033				0,141	0,148	0,195	0,168	0,033					0,034	0,152	0,544	1,118	0,771	0,564	
Ex/8/35-1	8	8	10	30	26,1	20,88	35	4,38	21,33	0,82	1,02	1,92	0,868	2,077	1,523	1,8	0,554	11,13	0,426	0,533	1,0	0,522	0,564	0,381	0,255	0,318	0,126	
Ex/8/35-2	8	8	10	30	26,1	20,88	35	4,38	18,81	0,72	0,90	1,69	0,705	1,845	1,568	1,707	0,277	11,13	0,426	0,533	1,0	0,592	0,552	0,371	0,261	0,316	0,110	
Ex/8/35-3	8	8	10	30	26,1	20,88	35	4,38	20,09	0,77	0,96	1,80	1,069	1,915	1,578	1,747	0,337	11,13	0,426	0,533	1,0	0,554	0,752	0,355	0,231	0,293	0,125	
Ex/8/35-4	8	8	10	30	26,1	20,88	35	4,38	18,90	0,72	0,91	1,70	0,806	1,511	1,19	1,35	0,321	11,13	0,426	0,533	1,0	0,589	0,550	0,327	0,230	0,278	0,097	
Mittelwert									19,78	0,76	0,95	1,78	0,86	1,84	1,46	1,65	0,37					0,564	0,605	0,358	0,244	0,301	0,114	
Standartabw.									1,026				0,133	0,206	0,160	0,177	0,107					0,029	0,085	0,020	0,014	0,016	0,012	
Vari.-koeff.									0,052				0,154	0,112	0,109	0,107	0,288					0,051	0,141	0,057	0,057	0,055	0,105	
Ex/8/20-1	8	8	10	30	26,1	20,88	20	2,5	15,57	0,60	0,75	1,40		0,847	0,694	0,77	0,153	11,13	0,426	0,533	1,0	0,715	1,718	0,395	0,310	0,353	0,085	
Ex/8/20-2	8	8	10	30	26,1	20,88	20	2,5	17,50	0,67	0,84	1,57	0,711	1,088	0,845	0,966	0,243	11,13	0,426	0,533	1,0	0,636	0,614	0,337	0,235	0,286	0,102	
Ex/8/20-3	8	8	10	30	26,1	20,88	20	2,5	16,25	0,62	0,78	1,46	0,739	0,929	0,733	0,831	0,196	11,13	0,426	0,533	1,0	0,685	0,570	0,369	0,263	0,316	0,106	
Ex/8/20-4	8	8	10	30	26,1	20,88	20	2,5	17,75	0,68	0,85	1,59	0,677	1,518	1,252	1,385	0,266	11,13	0,426	0,533	1,0	0,627	0,515	0,491	0,390	0,316	0,101	
Mittelwert									16,77	0,64	0,80	1,51	0,71	1,10	0,88	0,99	0,21					0,666	0,854	0,398	0,300	0,318	0,099	
Standartabw.									0,895				0,025	0,259	0,221	0,240	0,044					0,036	0,500	0,058	0,059	0,024	0,008	
Vari.-koeff.									0,053				0,036	0,236	0,251	0,243	0,203					0,054	0,585	0,145	0,196	0,074	0,080	

Die nachfolgende Tabelle A12 gibt Überblick über die Ergebnisse der durchgeführten exzentrischen Auszugsversuche (Versuchsreihe II) am Verankerungsstabdurchmesser 8mm.

Probe	d_{sA}	d_{sW}	s_w	l_w	$l_{w,netto}$	$A_{c,netto}$	e	e/d_{sA}	Bruchlast	Auf eine lfd. cm bezogene Bruchlast	Lochleibungspressungen im Bruchzustand	Auf f_{cm} bezogene Bruchlochleibungspressungen	Vertikalversch. bei Bruch OK Probekörper	Vertikalversch. bei Bruch der Lasteinleitungsstelle	Vertikalversch. bei Bruch der Pkt. zwischen Lastpkt.	mittlere Vertikalverschiebung bei Bruch	Vertikalverschiebungsdifferenz $w_{max}-w_{min}$ bei Bruch	Last bei inela. Def.	Auf eine lfd. cm bezogene Last bei inel. Def.	Lochleibungspressungen bei inel. Def.	Auf f_{cm} bez. Lochleibungspressungen bei inel. Def.	Auf f_{cu} bez. Lochleibungspressungen bei inel. Def.	Vertikalversch. bei P_{el} OK Probekörper	Vertikalversch. bei P_{el} der Lasteinleitungsstelle	Vertikalversch. bei P_{el} der Pkt. zwischen Lastpkt.	mittlere Vertikalverschiebung bei P_{el}	Vertikalverschiebungsdifferenz $w_{max}-w_{min}$ bei P_{el}	Bemerkungen	
	[mm]	[mm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[mm]		[kN]	[kN/cm]	[kN/cm ²]		[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[kN]	[kN/cm]	[kN/cm ²]			[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]		
Ex/6/97-1	6	6	8	24	21	12,6	97	16,2	17,59	0,84	1,40	2,52	0,490	3,110	2,330	2,720	0,780	9,06	0,431	0,719	1,3	0,515	0,194	0,068	0,000	0,034	0,068		
Ex/6/97-2	6	6	8	24	21	12,6	97	16,2	16,06	0,76	1,27	2,30	0,436	3,750	2,957	3,354	0,793	9,06	0,431	0,719	1,3	0,564	0,256	0,061	0,000	0,031	0,061		
Ex/6/97-3	6	6	8	24	21	12,6	97	16,2	15,68	0,75	1,24	2,25	0,346	3,520	2,763	3,142	0,757	9,06	0,431	0,719	1,3	0,578	0,223	0,022	0,000	0,011	0,022		
Ex/6/97-4	6	6	8	24	21	12,6	97	16,2																					Ermittlung der Energiedissipation
Mittelwert									16,44	0,78	1,31	2,36	0,42	3,46	2,68	3,07	0,78					0,552	0,224	0,050	0,000	0,025	0,050		
Standartabw.									0,826				0,059	0,265	0,262	0,263	0,015					0,027	0,025	0,020	0,000	0,010	0,020		
Vari.-koeff.									0,050				0,140	0,077	0,098	0,086	0,019					0,049	0,113	0,405	0,000	0,405	0,405		
Ex/6/50-1	6	6	8	24	21	12,6	50	8,33	15,10	0,72	1,20	2,17	0,374	2,119	1,540	1,830	0,579	9,06	0,431	0,719	1,3	0,600	0,193	0,063	0,000	0,031	0,063		
Ex/6/50-2	6	6	8	24	21	12,6	50	8,33	18,86	0,90	1,50	2,71	0,565	1,586	1,019	1,302	0,568	9,06	0,431	0,719	1,3	0,480	0,309	0,145	0,020	0,083	0,125		
Ex/6/50-3	6	6	8	24	21	12,6	50	8,33	15,27	0,73	1,21	2,19	0,448	2,268	1,718	1,993	0,551	9,06	0,431	0,719	1,3	0,593	0,242	0,176	0,089	0,132	0,088		
Ex/6/50-4	6	6	8	24	21	12,6	50	8,33																					Ermittlung der Energiedissipation
Mittelwert									16,41	0,78	1,30	2,36	0,46	1,99	1,43	1,71	0,57					0,56	0,25	0,13	0,04	0,08	0,09		
Standartabw.									1,734				0,079	0,293	0,297	0,295	0,012					0,055	0,048	0,048	0,038	0,041	0,026		
Vari.-koeff.									0,106				0,170	0,147	0,208	0,173	0,021					0,098	0,193	0,375	1,048	0,503	0,280		
Ex/6/35-1	6	6	8	24	21	12,6	35	5,83	13,04	0,62	1,03	1,87	0,498	1,114	0,682	0,898	0,432	9,06	0,431	0,719	1,3	0,695	0,293	0,113	0,000	0,056	0,113		
Ex/6/35-2	6	6	8	24	21	12,6	35	5,83	13,85	0,66	1,10	1,99	0,403	1,226	0,810	1,018	0,416	9,06	0,431	0,719	1,3	0,654	0,237	0,046	0,000	0,023	0,046		
Ex/6/35-3	6	6	8	24	21	12,6	35	5,83	12,71	0,61	1,01	1,82	0,641	1,036	0,673	0,855	0,363	9,06	0,431	0,719	1,3	0,713	0,293	0,113	0,000	0,056	0,113		
Ex/6/35-4	6	6	8	24	21	12,6	35	5,83																					Ermittlung der Energiedissipation
Mittelwert									13,20	0,63	1,05	1,89	0,51	1,13	0,72	0,92	0,40					0,69	0,27	0,09	0,00	0,05	0,09		
Standartabw.									0,479				0,098	0,078	0,063	0,069	0,029					0,025	0,026	0,031	0,000	0,016	0,031		
Vari.-koeff.									0,036				0,190	0,069	0,087	0,075	0,073					0,036	0,096	0,347	0,000	0,347	0,347		
Ex/6/20-1	6	6	8	24	21	12,6	20	3,33	11,86	0,56	0,94	1,70	0,400	0,585	0,323	0,454	0,262	9,06	0,431	0,719	1,3	0,764	0,236	0,058	0,000	0,029	0,058		
Ex/6/20-2	6	6	8	24	21	12,6	20	3,33	13,64	0,65	1,08	1,96	0,641	0,409	0,120	0,264	0,290	9,06	0,431	0,719	1,3	0,664	0,251	0,139	0,000	0,070	0,139		
Ex/6/20-3	6	6	8	24	21	12,6	20	3,33	13,45	0,64	1,07	1,93	0,647	0,384	0,093	0,238	0,292	9,06	0,431	0,719	1,3	0,674	0,406	-	-	-	-		
Ex/6/20-4	6	6	8	24	21	12,6	20	3,33																					Ermittlung der Energiedissipation
Mittelwert									12,98	0,62	1,03	1,86	0,56	0,46	0,18	0,32	0,28					0,70	0,30	0,10	0,00	0,05	0,10		
Standartabw.									0,798				0,115	0,089	0,103	0,096	0,014					0,045	0,077	0,041	0,000	0,020	0,041		
Vari.-koeff.									0,061				0,204	0,194	0,577	0,301	0,049					0,064	0,258	0,411	0,000	0,411	0,411		

Die nachfolgende Tabelle A13 gibt Überblick über die Ergebnisse der durchgeführten exzentrischen Auszugsversuche (Versuchsreihe II) am Verankerungsstabdurchmesser 6mm.

Anhang B

Tafeln und Übersichten zu den Balkenversuchen

B1 Materialprüfung
B2 Tabelle der Versuchsbalken
B3 Rissbilder

B1 Materialprüfung

Die in der Tabelle B1 angegebenen Werte der Materialprüfung werden entsprechend der Vorgehensweise nach Anhang A ermittelt.

Zylinder Nr	d [mm]	l [mm]	m [g]	A _q [cm ²]	Bruchkraft	Bruchspannung [kN/cm ²]	Bruchstauchung [promill]	E-Modul [kN/cm ²]	Bemerkung	Gewicht feucht [g]	Gewicht trocken [g]	Feuchtigkeitsgehalt [M %]
VI 3 13 L	93,0	200,0	936,3	67,929087	36,60	0,539	3,159		289,99	384,7	354,4	8,550
VI 3 13 L	93,0	201,5	940,4	67,929087	37,23	0,548	3,237	229,19				
VI 3 13 AI	92,0	200,5	881,5	66,476101	40,45	0,608	3,351	233,91		423,9	408,7	3,719
VI 3 13 AI	92,5	201,0	942,7	67,20063	43,42	0,646	3,839	248,79		591,0	573,3	3,087
VI 3 13 AI	93,0	201,0	899,7	67,929087	44,30	0,652	3,800	250,27		715,9	696,5	2,785
VI 3 13 AI	93,0	201,0	943,2	67,929087	46,59	0,686	3,422		345,14	660,1	640,0	3,141
VI 3 13 1A	92,0	202,0	904,0	66,476101	40,20	0,605	3,296	252,81		488,6	465,5	4,962
VI 3 13 1A	92,5	201,5	883,9	67,20063	42,50	0,632			keine Textda	358,7	346,1	3,641
VI 3 13 1A	92,0	193,5	874,2	66,476101	40,53	0,610	3,780	254,47				
VI 3 13 1A	93,0	189,0	838,7	67,929087	37,87	0,557	3,080	224,02				
VI 3 13 1B	93,0	199,5	905,4	67,929087	38,60	0,568	3,705	230,14				
VI 3 13 1B	92,5	199,5	943,1	67,20063	42,80	0,637	3,288	245,49				
VI 3 13 1B	92,0	200,0	945,9	66,476101	45,10	0,678	4,601	219,44				
VI 3 13 1B	93,0	201,0	950,7	67,929087	47,30	0,696	3,450		293,97	479,0	464,4	3,144
VI 3 13 2A	93,0	200,5	900,6	67,929087	36,10	0,531	3,825	226,29		651,2	632,3	2,989
VI 3 13 2A	92,5	205,0	899,0	67,20063	40,65	0,605	4,264	232,20		515,9	502,0	2,769
VI 3 13 2A	92,5	201,5	882,1	67,20063	34,80	0,518	4,370	235,72		607,5	591,6	2,688
VI 3 13 2A	93,0	201,5	885,7	67,929087	40,00	0,589	3,767	226,39		493,5	480,0	2,813
VI 3 13 2A	92,0	200,0	874,5	66,476101	31,76	0,478	3,216	250,87		313,0	304,8	2,690
VI 3 13 3A	92,5	201,0	888,0	67,20063	37,12	0,552	2,533	266,82		468,6	456,5	2,651
VI 3 13 3A	91,0	201,0	912,3	65,038822	35,65	0,548	3,202	232,05		465,0	453,0	2,649
VI 3 13 3A	92,5	200,0	906,5	67,20063	33,99	0,506	3,329		281,34	458,7	446,4	2,755
VI 3 13 3A	92,0	200,0	879,7	66,476101	37,90	0,570	3,002	240,21		484,0	471,9	2,564
VI 3 13 4A	93,0	201,5	914,1	67,929087	32,83	0,483	3,245	220,96	Körper wird	459,0	447,6	2,547
VI 3 13 4A	92,5	201,0	909,1	67,20063	32,51	0,484	4,308	213,63	zusammenge	359,9	350,5	2,682
VI 3 13 4A	92,0	201,5	885,6	66,476101	37,89	0,570	2,936	215,6	kein typische	420,5	410,0	2,561
VI 3 13 4A	92,0	200,0	900,7	66,476101	30,62	0,461	4,772		149,37	490,0	477,2	2,682
VI 3 13 ds	92,5	201,5	882,3	67,20063	40,35	0,600	3,180	256,51		484,0	472,2	2,499
VI 3 13 ds	92,0	201,0	880,6	66,476101	39,56	0,595	3,145	260,92		490,8	478,7	2,528
VI 3 13 ds	93,0	200,1	903,8	67,929087	39,15	0,576	3,798	242,86		431,7	420,1	2,761
VI 3 13 d8	93,0	200,0	1059,4	67,929087	27,18	0,400	4,096		143,4	444,2	404,2	9,896
VI 3 13 d8	93,0	200,0	1093,4	67,929087	32,27	0,475	2,785		511,58	551,7	485,3	13,682
VI 3 13 d8	92,5	200,5	1081,3	67,20063	27,35	0,407	3,755		175,17	465,4	410,6	13,346
Mittelwerte	92,48	200,00	919,87	67,17	36,80	0,55	3,58	236,56		476,68	457,97	4,14

Tab. B1 Ergebnisse der Bohrkernprüfung -senkrecht zur Treibrichtung geprüft; Festigkeitsklasse 4

B2 Überblick über die Balkenversuche

lfd.	Balkentyp nach	zul p	Festigkeit	Querschnittsgeometrie						bez.	Bewehrungsdurchbildung					
Nr.	Zulassung		f _{cm}	b	h	d	L	Leff	a	Schubsl.	dsA	n	dsL	n	dsw	sw
			[kN/xm ²]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	a/2d	[cm]	Stk.	[cm]	Stk.	[cm]	[cm]
1	VI_3_13_L_1	13	0,56	24	24,9	21,5	225	190		0,00	1	2	1	5	0,65	5
2	VI_3_13_L_2	13	0,56	24	24,9	21,5	225	190		0,00	1	2	1	5	0,65	5
3	VI_3_13_AD_1.5_1	13	0,56	24	24,9	21,5	225	190	63	1,47	1	2	1	5	0,65	5
4	VI_3_13_AD_1.5_2	13	0,56	24	24,9	21,5	225	190	63	1,47	1	2	1	5	0,65	5
5	VI_3_13_AD_3_1	13	0,56	24	24,9	21,5	225	190	63	1,47	1	2	1	5	0,65	5
6	VI_3_13_AD_3_2	13	0,56	24	24,9	21,5	225	190	63	1,47	1	2	1	5	0,65	5
7	VI_3_13_AD_3_3	13	0,56	24	24,9	21,5	225	190	63	1,47	1	2	1	5	0,65	5
8	VI_3_13_1A_1	13	0,56	24	24,9	21,25	225	190	47,5	1,12	1	2	1	4	0,65	5
9	VI_3_13_1A_2	13	0,56	24	24,9	21,25	225	190	47,5	1,12	1	2	1	4	0,65	5
10	VI_3_13_1A_3	13	0,56	24	24,9	21,25	225	190	47,5	1,12	1	2	1	4	0,65	5
11	VI_3_13_1A_4	13	0,56	24	24,9	21,25	225	190	47,5	1,12	1	2	1	4	0,65	5
12	VI_3_13_1B_1	13	0,56	24	24,9	21,5	225	190	47,5	1,10	1	2	1	5	0,65	5
13	VI_3_13_1B_2	13	0,56	24	24,9	21,5	225	190	47,5	1,10	1	2	1	5	0,65	5
14	VI_3_13_1B_3	13	0,56	24	24,9	21,5	225	190	47,5	1,10	1	2	1	5	0,65	5
15	VI_3_13_1B_4	13	0,56	24	24,9	21,5	225	190	47,5	1,10	1	2	1	5	0,65	5

Tab. B2a Ergebnisse der Balkenversuche

lfd. Nr.	Balkentyp nach Zulassung	Schnittigkeit	Laststellung	roh_L	Versagenslast [kN]	Last aus Traverse [kN]	Last aus Eigengewicht [kN]	Summe der Lasten/ Bruch [kN]	Querkraft Bruchzustand [kN]	Querkraft Berücksicht. dir. Lastabtr. [kN]	Bruch-Ursache
			a/d							a/d < 2	
1	VI_3_13_L_1		2,26	0,008	110,00	1,00	0,68	111,68	55,84	0,00	Biegung
2	VI_3_13_L_2		2,26	0,008	110,00	1,00	0,68	111,68	55,84	0,00	Biegung
								Mittelwert	55,84		
3	VI_3_13_AD_1.5_1	2	1,50	0,008	125,00	0,50	0,68	126,18	63,09	63,09	Querkraft
4	VI_3_13_AD_1.5_2	2	1,50	0,008	130,00	0,50	0,68	131,18	65,59	65,59	Querkraft
								Mittelwert	59,24		
5	VI_3_13_AD_3_1	2	2,26	0,008	85,00	0,50	0,68	86,18	43,09	43,09	Querkraft
6	VI_3_13_AD_3_2	2	2,26	0,008	85,00	0,50	0,68	86,18	43,09	43,09	Querkraft
7	VI_3_13_AD_3_3	2	2,26	0,008	80,00	0,50	0,68	81,18	40,59	40,59	Querkraft
								Mittelwert	42,26		
8	VI_3_13_1A_1	2	2,26	0,006	95,00	0,50	0,68	96,18	48,09	48,09	Querkraft
9	VI_3_13_1A_2	2	2,26	0,006	90,00	0,50	0,68	91,18	45,59	45,59	Querkraft
10	VI_3_13_1A_3	2	2,26	0,006	95,00	0,50	0,68	96,18	48,09	48,09	Querkraft
11	VI_3_13_1A_4	2	2,26	0,006	85,00	0,50	0,68	86,18	43,09	43,09	Querkraft
								Mittelwert	46,22		
12	VI_3_13_1B_1	2	3,00	0,008	95,00	0,50	0,68	96,18	48,09	48,09	Querkraft
13	VI_3_13_1B_2	2	3,00	0,008	105,00	0,50	0,68	106,18	53,09	53,09	Querkraft
14	VI_3_13_1B_3	2	3,00	0,008	90,00	0,50	0,68	91,18	45,59	45,59	Querkraft
15	VI_3_13_1B_4	2	3,00	0,008	105,00	0,50	0,68	106,18	53,09	53,09	Querkraft
								Mittelwert	49,97		

Fortsetzung Tab. B2a

lfd.	Balkentyp nach	zul p	Festigkeit	Querschnittsgeometrie							bez.	Bewehrungsdurchbildung					
Nr.	Zulassung		f _{cm}	b	h	d	L	Leff	a	Schubschl.	dsA	n	dsL	n	dsw	sw	
			[kN/xm ²]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	a/2d	[cm]	Stk.	[cm]	Stk.	[cm]	[cm]	
16	VI_3_13_2A_1	13	0,56	24	24,9	21,25	225	190	47,5	1,12	1	2	1	4	0,65	10	
17	VI_3_13_2A_2	13	0,56	24	24,9	21,25	225	190	47,5	1,12	1	2	1	4	0,65	10	
18	VI_3_13_2A_3	13	0,56	24	24,9	21,25	225	190	47,5	1,12	1	2	1	4	0,65	10	
19	VI_3_13_2A_4	13	0,56	24	24,9	21,25	225	190	47,5	1,12	1	2	1	4	0,65	10	
20	VI_3_13_2A_5	13	0,56	24	24,9	21,25	225	190	47,5	1,12	1	2	1	4	0,65	10	
21	VI_3_13_3A_1	13	0,56	24	24,9	21,25	225	190	47,5	1,12	1	2	1	4	0,65	15	
22	VI_3_13_3A_2	13	0,56	24	24,9	21,25	225	190	47,5	1,12	1	2	1	4	0,65	15	
23	VI_3_13_3A_3	13	0,56	24	24,9	21,25	225	190	47,5	1,12	1	2	1	4	0,65	15	
24	VI_3_13_3A_4	13	0,56	24	24,9	21,25	225	190	47,5	1,12	1	2	1	4	0,65	15	
25	VI_3_13_3A_5	13	0,56	24	24,9	21,25	225	190	47,5	1,12	1	2	1	4	0,65	15	
26	VI_3_13_4A_1	13	0,56	24	24,9	21,25	225	190	47,5	1,12	1	2	1	4	0,65	20	
27	VI_3_13_4A_2	13	0,56	24	24,9	21,25	225	190	47,5	1,12	1	2	1	4	0,65	20	
28	VI_3_13_4A_3	13	0,56	24	24,9	21,25	225	190	47,5	1,12	1	2	1	4	0,65	20	
29	VI_3_13_4A_4	13	0,56	24	24,9	21,25	225	190	47,5	1,12	1	2	1	4	0,65	20	
30	VI_3_13_4A_5	13	0,56	24	24,9	21,25	225	190	47,5	1,12	1	2	1	4	0,65	20	
30	VI_3_13_ds12_1	13	0,56	24	24,9	21,25	225	190	47,5	1,12	1,2	2	1	5	0,65	5	
31	VI_3_13_ds12_2	13	0,56	24	24,9	21,25	225	190	47,5	1,12	1,2	2	1	5	0,65	5	
32	VI_3_13_ds12_3	13	0,56	24	24,9	21,25	225	190	47,5	1,12	1,2	2	1	5	0,65	5	
33	VI_3_13_d8_1	13	0,56	24	24,9	21,25	225	190	47,5	1,12	0,8	2	1	5	0,65	5	
34	VI_3_13_d8_2	13	0,56	24	24,9	21,25	225	190	47,5	1,12	0,8	2	1	5	0,65	5	
35	VI_3_13_d8_3	13	0,56	24	24,9	21,25	225	190	47,5	1,12	0,8	2	1	5	0,65	5	

Tab. B2b Ergebnisse der Balkenversuche

lfd. Nr.	Balkentyp nach Zulassung	Schnittig- keit	Last- stellung a/d	roh_L	Versagens- last [kN]	Last aus Traverse [kN]	Last aus Eigengewicht [kN]	Summe der Lasten/ Bruch [kN]	Querkraft Bruchzustand [kN]	Querkraft Berücksicht. dir. Lastabtr. [kN]	Bruch- Ursache
										a/d < 2	
16	VI_3_13_2A_1	2	2,26	0,006	100,00	0,50	0,68	101,18	50,59	50,59	Querkraft
17	VI_3_13_2A_2	2	2,26	0,006	90,00	0,50	0,68	91,18	45,59	45,59	Querkraft
18	VI_3_13_2A_3	2	2,26	0,006	90,00	0,50	0,68	91,18	45,59	45,59	Querkraft
19	VI_3_13_2A_4	2	2,26	0,006	85,00	0,50	0,68	86,18	43,09	43,09	Querkraft
20	VI_3_13_2A_5	2	2,26	0,006	95,00	0,50	0,68	96,18	48,09	48,09	Biegung
								Mittelwert	46,59		
21	VI_3_13_3A_1	2	2,26	0,006	90,00	0,50	0,68	91,18	45,59	45,59	Biegung
22	VI_3_13_3A_2	2	2,26	0,006	90,00	0,50	0,68	91,18	45,59	45,59	Biegung
23	VI_3_13_3A_3	2	2,26	0,006	95,00	0,50	0,68	96,18	48,09	48,09	Biegung
24	VI_3_13_3A_4	2	2,26	0,006	90,00	0,50	0,68	91,18	45,59	45,59	Biegung
25	VI_3_13_3A_5	2	2,26	0,006	75,00	0,50	0,68	76,18	38,09	38,09	Querkraft
								Mittelwert	44,59		
26	VI_3_13_4A_1	2		0,006	80,00	0,50	0,68	81,18	40,59	40,59	Biegung
27	VI_3_13_4A_2	2	2,26	0,006	80,00	0,50	0,68	81,18	40,59	40,59	Biegung
27	VI_3_13_4A_3	2	2,26	0,006	90,00	0,50	0,68	91,18	45,59	45,59	Querkraft
28	VI_3_13_4A_4	2	2,26	0,006	80,00	0,50	0,68	81,18	40,59	40,59	Biegung
29	VI_3_13_4A_5	2	2,26	0,006	90,00	0,50	0,68	91,18	45,59	45,59	Biegung
								Mittelwert	42,59		
30	VI_3_13_ds12_1	2	2,26	0,008	95,00	0,50	0,68	96,18	48,09	48,09	Querkraft
31	VI_3_13_ds12_2	2	2,26	0,008	100,00	0,50	0,68	101,18	50,59	50,59	Querkraft
32	VI_3_13_ds12_3	2	2,26	0,008	105,00	0,50	0,68	106,18	53,09	53,09	Querkraft
								Mittelwert	50,59		
33	VI_3_13_d8_1	2	2,26	0,008	90,00	0,50	0,68	91,18	45,59	45,59	Querkraft
34	VI_3_13_d8_2	2	2,26	0,008	105,00	0,50	0,68	106,18	53,09	53,09	Querkraft
35	VI_3_13_d8_3	2	2,26	0,008	105,00	0,50	0,68	106,18	53,09	53,09	Biegung
								Mittelwert	50,59		

Fortsetzung Tab. B2b

B3 Rissbilder

Auf den folgenden Seiten werden die Rissbilder der Versuchsbalken im Bruchzustand dargestellt. Die Laststufen sind – beim erstmaligen Auftreten - an den Rissen angetragen. Betonabplatzungen werden in den Zeichnungen schraffiert dargestellt.

B3.1 Rissbilder der Versuchsserie mit Linienbelastung



Abb. B3.1.1 Rissbild des Versuchsbalkens VI_3_13_L_1

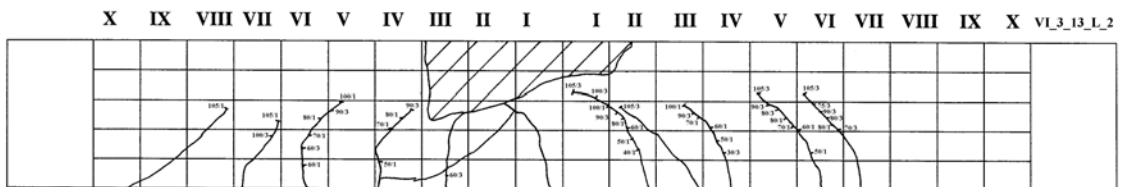


Abb. B3.1.2 Rissbild des Versuchsbalkens VI_3_13_L_1

B3.2 Rissbilder der Versuchsserie mit $a/d = 1.5$



Abb. B3.2.1 Rissbild des Versuchsbalkens VI_3_13_a/d_1.5_1

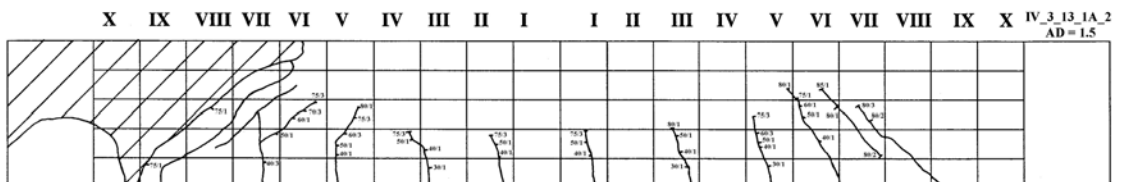


Abb. B3.2.2 Rissbild des Versuchsbalkens VI_3_13_a/d_1.5_2

B3.3 Rissbilder der Versuchsserie a/d = 3.0

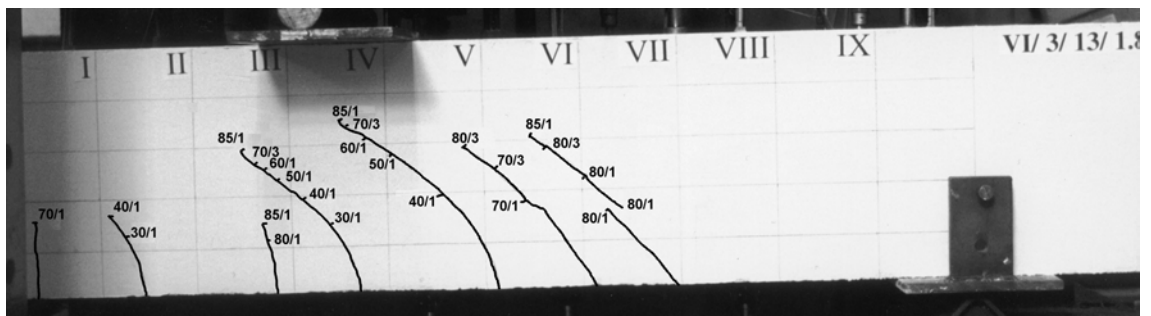


Abb. B3.3.1 Rissbild des Versuchsbalkens VI_3_13_AD_3_1

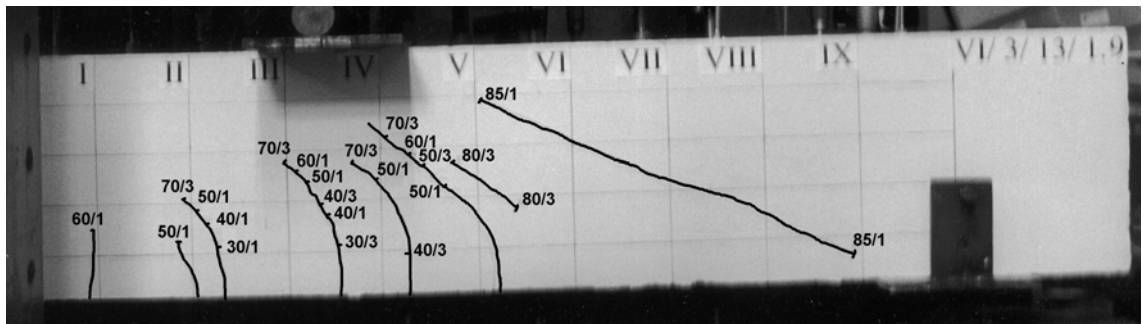


Abb. B3.3.2 Rissbild des Versuchsbalkens VI_3_13_AD_3_2

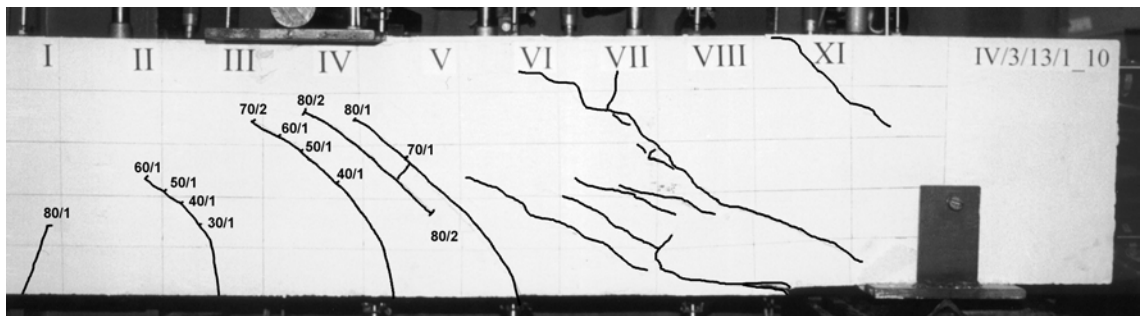


Abb. B3.3.3 Rissbild des Versuchsbalkens VI_3_13_AD_3_3

B3.4 Rissbilder der Versuchsserie mit $s_w = 5$ cm (Serie A)

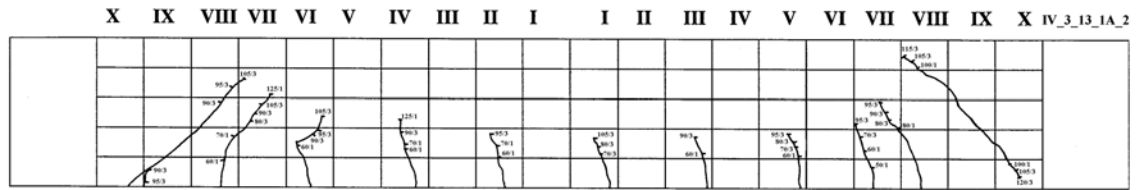


Abb. B3.4.1 Rissbild des Versuchsbalkens VI_3_13_1A_2

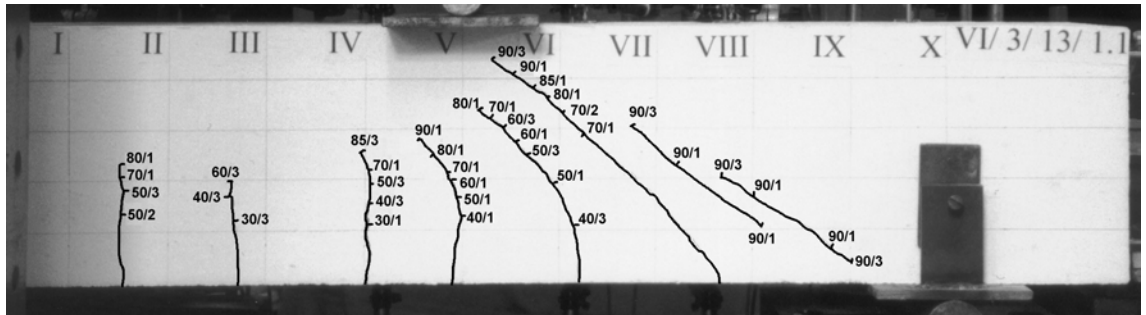


Abb. B3.4.2 Rissbild des Versuchsbalkens VI_3_13_1A_1

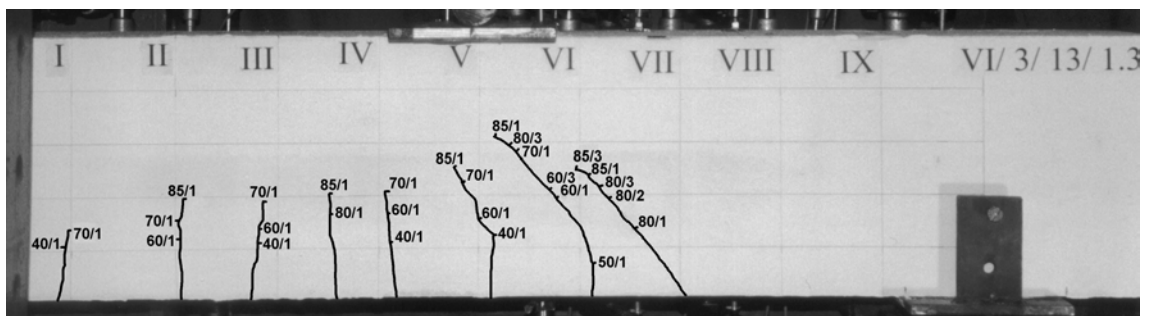


Abb. B3.4.3 Rissbild des Versuchsbalkens VI_3_13_1A_3

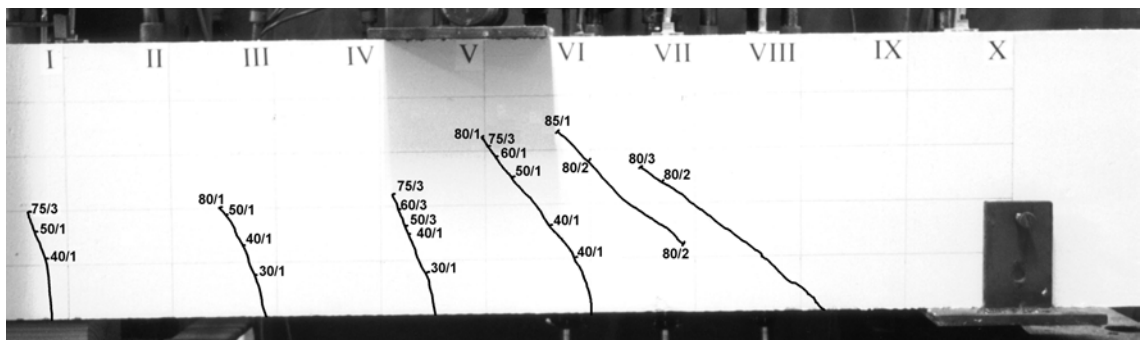


Abb. B3.4.4 Rissbild des Versuchsbalkens VI_3_13_1A_4

B3.5 Rissbilder der Versuchsserie $s_w = 5$ cm (Serie B)

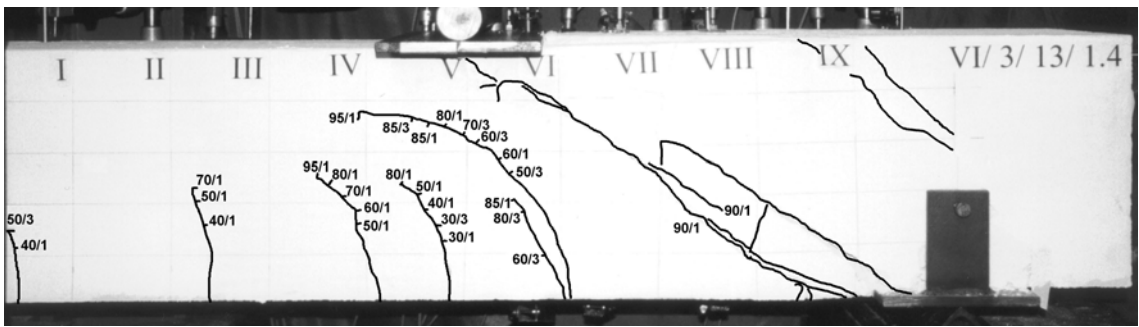


Abb. B3.5.1 Rissbild des Versuchsbalkens VI_3_13_1b_1

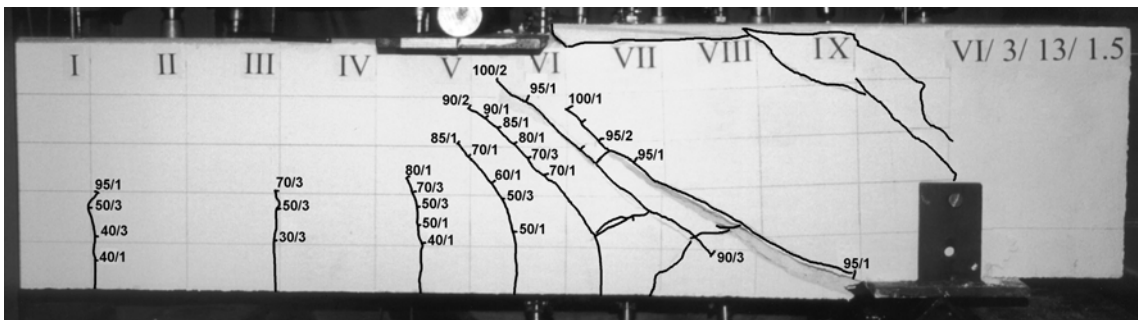


Abb. B3.5.2 Rissbild des Versuchsbalkens VI_3_13_1b_2

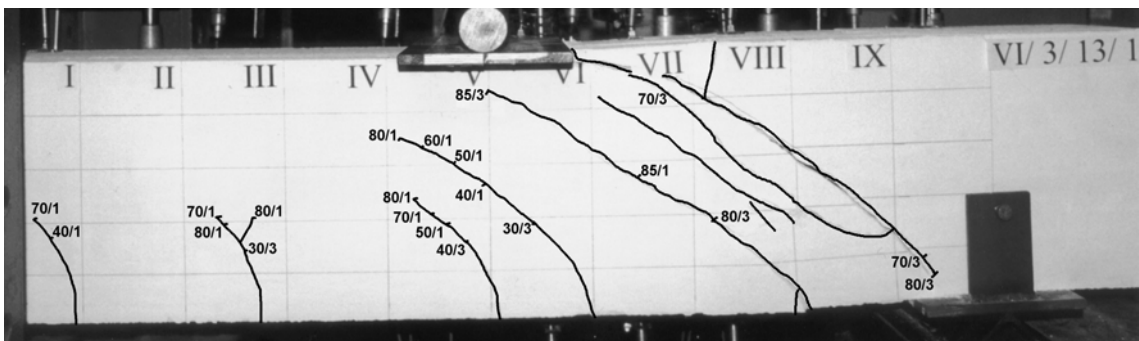


Abb. B3.5.3 Rissbild des Versuchsbalkens VI_3_13_1b_3

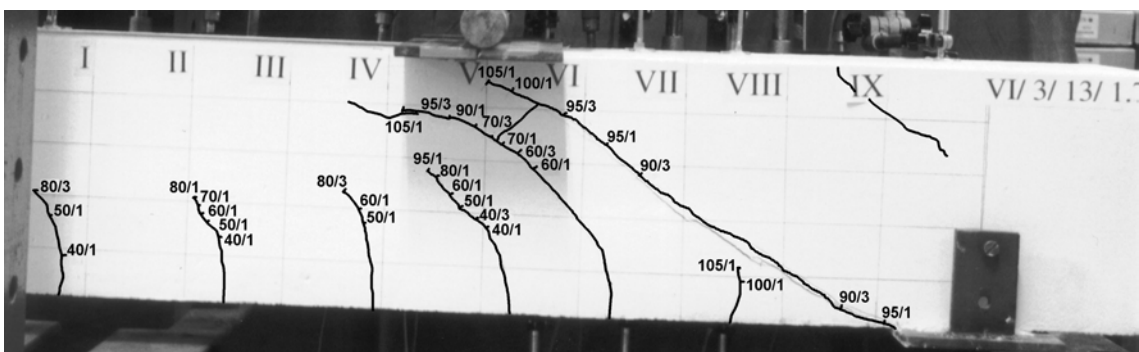


Abb. B3.5.4 Rissbild des Versuchsbalkens VI_3_13_1b_4

B3.6 Rissbilder der Versuchsserie mit $s_w = 10$ cm



Abb. B3.6.1 Rissbild des Versuchsbalkens VI_3_13_2A_5

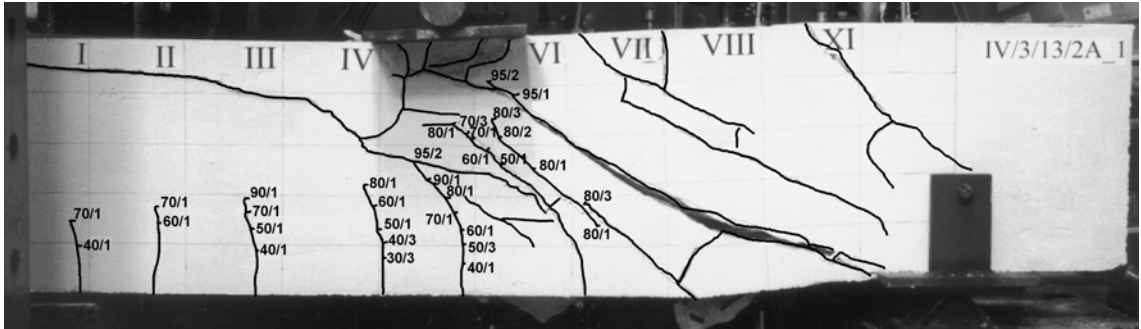


Abb. B3.6.2 Rissbild des Versuchsbalkens VI_3_13_2A_1

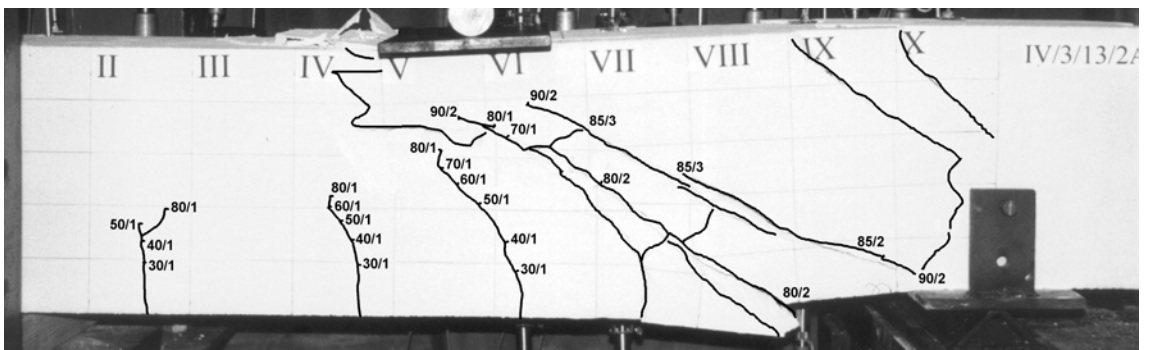


Abb. B3.6.3 Rissbild des Versuchsbalkens VI_3_13_2A_2

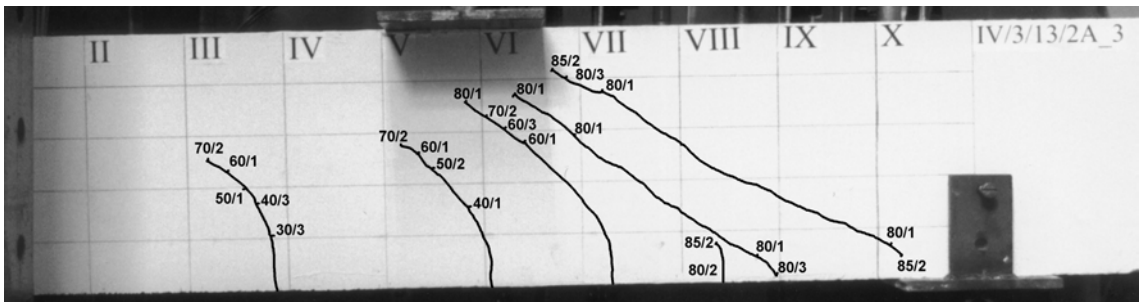


Abb. B3.6.4 Rissbild des Versuchsbalkens VI_3_13_2A_3

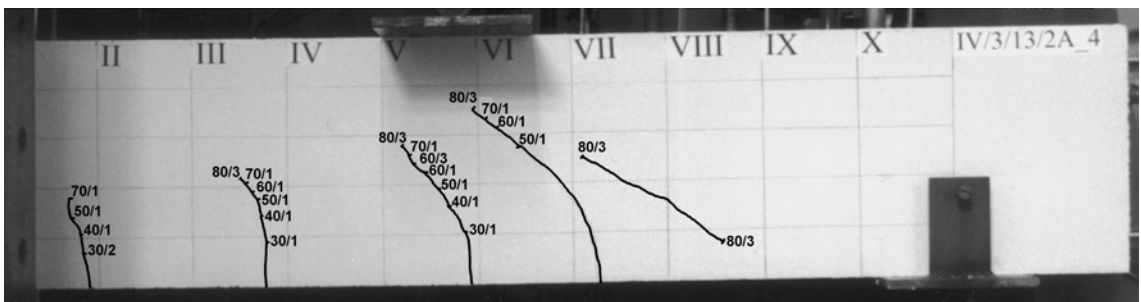


Abb. B3.6.5 Rissbild des Versuchsbalkens VI_3_13_2A_4

B3.7 Rissbilder der Versuchsserie mit $s_w = 15 \text{ cm}$



Abb. B3.7.1 Rissbild des Versuchsbalkens VI_3_13_A3_1



Abb. B3.7.2 Rissbild des Versuchsbalkens VI_3_13_A3_2



Abb. B3.7.3 Rissbild des Versuchsbalkens VI_3_13_A3_3



Abb. B3.7.4 Rissbild des Versuchsbalkens VI_3_13_A3_4

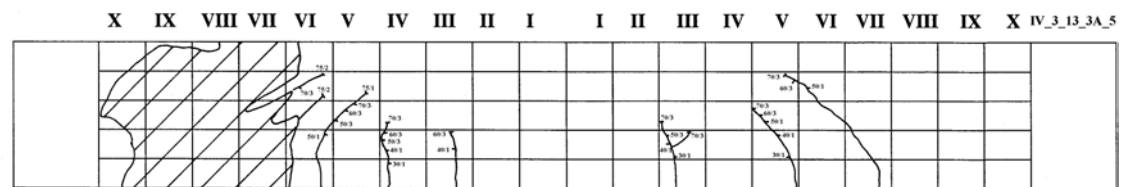


Abb. B3.7.5 Rissbild des Versuchsbalkens VI_3_13_A3_5

B3.9 Rissbilder der Versuchsserie mit $d_s = 12 \text{ mm}$

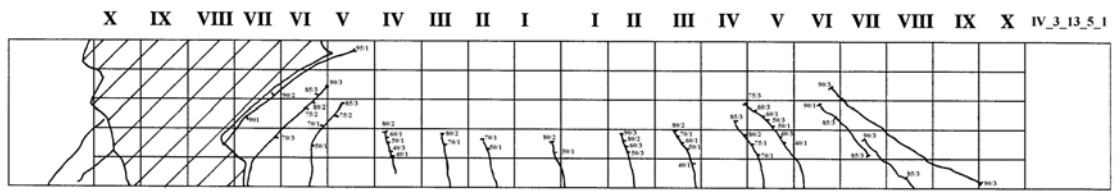


Abb. B3.9.1 Rissbild des Versuchsbalkens VI_3_13_ds_12_1

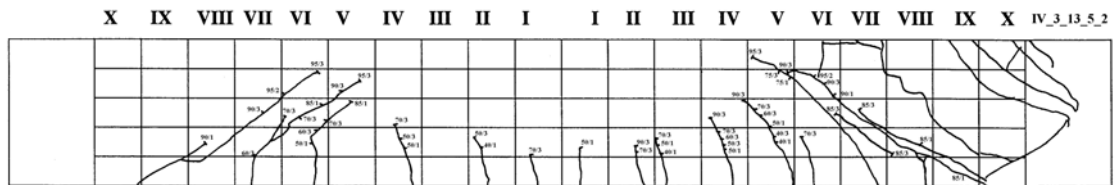


Abb. B3.9.2 Rissbild des Versuchsbalkens VI_3_13_ds_12_2

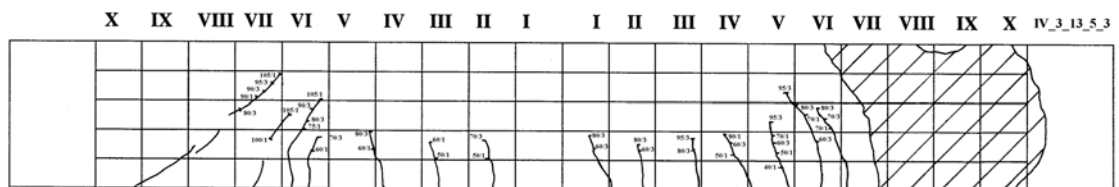


Abb. B3.9.3 Rissbild des Versuchsbalkens VI_3_13_ds_12_3

B3.10 Rissbilder der Versuchsserie mit $d_s = 8 \text{ mm}$

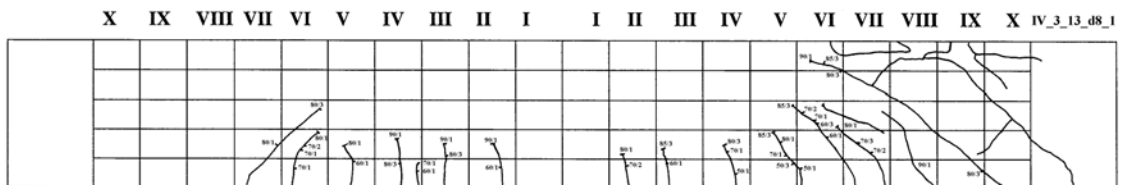


Abb. B3.10.1 Rissbild des Versuchsbalkens VI_3_13_ds_8_1



Abb. B4.10.2 Rissbild des Versuchsbalkens VI_3_13_ds_8_1



Abb. B3.10.3 Rissbild des Versuchsbalkens VI_3_13_ds_8_1

Anhang C

Tafeln zu den vergleichenden Berechnungen

	VI/3/13_ (a/d=1.5) Modellvariante I			VI/3/13_1b (a/d=2.2) Modellvariante I			VI/3/13_ad3 (A/d=3.0) Modellvariante III			(a/d=4.0) Modellvariante III		
	EA _i [kN]	N _{cal} [kN]	N _{mod} [kN]	EA _i [kN]	N _{cal} [kN]	N _{mod} [kN]	EA _i [kN]	N _{cal} [kN]	N _{mod} [kN]	EA _i [kN]	N _{cal} [kN]	N _{mod} [kN]
O ₁	479,8	-0,01	-0,028	479,8	-0,01	-0,032	479,8	-0,04	-0,126	479,8	-0,03	-0,083
O ₂	479,8	-0,11	-0,124	479,8	-0,08	-0,155	479,8	-0,26	-0,377	479,8	-0,18	-0,276
O ₃	479,8	-0,38	-0,269	479,8	-0,33	-0,373	479,8	-0,67	-0,735	479,8	-0,49	-0,598
O ₄				479,8	-0,68	-0,647	479,8	-1,13	-1,139	479,8	-0,94	-1,025
O ₅				479,8	-0,97	-0,883	479,8	-1,51	-1,512	479,8	-1,44	-1,487
O ₆										479,8	-1,86	-1,909
O ₇										479,8	-2,16	-2,237
U ₁	479,5	1,32	1,460	479,5	1,73	1,800	479,5	2,20	2,213	479,5	2,65	2,595
U ₂	479,5	1,61	1,606	479,5	2,05	2,065	479,5	2,66	2,618	479,5	3,03	2,988
U ₃	479,5	1,74	1,712	479,5	2,39	2,331	479,5	3,10	2,998	479,5	3,52	3,440
U ₄				479,5	2,59	2,527	479,5	3,39	3,285	479,5	4,00	3,895
U ₅				479,5	2,64	2,625	479,5	3,49	3,446	479,5	4,37	4,263
U ₆										479,5	4,58	4,505
U ₇										479,5	4,66	4,627
D ₁	115,6	-0,03	-0,106	115,6	-0,02	-0,119	276,6	-0,06	-0,198	276,6	-0,05	-0,132
D ₂	209,8	0,29		209,8	0,17		209,8	0,18	entf.	209,8	0,09	entf.
D ₃	209,8	0,30		209,8	0,24		209,8	0,22	entf.	209,8	0,12	entf.
D ₄	146,7	-0,04	-0,112	209,8	0,23		209,8	0,20	entf.	209,8	0,13	entf.
D ₅				209,8	0,14		209,8	0,14	entf.	209,8	0,12	entf.
D ₆				59,4	-0,02	-0,102	175,5	-0,03	-0,134	209,8	0,10	entf.
D ₇										209,8	0,07	entf.
D ₈										193,2	-0,02	-0,088
D' ₁	276,6	-0,38	-0,150	276,6	-0,24	-0,192	350,6	-0,39	-0,308	350,6	-0,23	-0,237
D' ₂	350,6	-0,52	-0,181	350,6	-0,45	-0,269	384,2	-0,58	-0,402	384,2	-0,41	-0,360
D' ₃	375,1	-0,75	-1,364	384,2	-0,52	-0,308	401,1	-0,60	-0,434	401,1	-0,55	-0,457
D' ₄	357,4	-0,51	-0,182	401,1	-0,38	-0,272	410,6	-0,46	-0,394	410,6	-0,58	-0,483
D' ₅	291,9	-0,41	-0,157	404,0	-0,42	-0,955	415,4	-0,35	-0,723	416,3	-0,49	-4,350
D' ₆				397,8	-0,43	-0,294	404,5	-0,58	-0,434	420,1	-0,33	-0,336
D' ₇				377,9	-0,52	-0,305	390,4	-0,61	-0,421	422,4	-0,19	-0,359
D' ₈				337,3	-0,41	-0,251	363,4	-0,45	-0,340	418,0	-0,44	-0,406
D' ₉				246,4	-0,20	-0,172	305,5	-0,24	-0,228	413,2	-0,56	-0,476
D' ₁₀										405,5	-0,58	-0,480
D' ₁₁										392,2	-0,48	-0,406
D' ₁₂										367,0	-0,30	-0,286
D' ₁₃										313,6	-0,15	-0,170
V ₁	7,66	0,03	0,102	7,66	-0,02	0,115	7,66	0,05	0,153	7,66	0,04	0,103
V ₂	7,66	0,04	0,115	7,66	-0,04	0,148	7,66	0,07	0,181	7,66	0,06	0,139
V ₃	7,66	0,04	0,106	7,66	-0,05	0,157	7,66	0,07	0,184	7,66	0,09	0,166
V ₄				7,66	-0,04	0,141	7,66	0,05	0,161	7,66	0,09	0,170
V ₅				7,66	-0,02	0,101	7,66	0,02	0,123	7,66	0,07	0,151
V ₆										7,66	0,04	0,12
V ₇										7,66	0,02	0,08

Tab.C1 Berechnungsergebnisse der vergleichenden Berechnung bei variierenden Schubslankheiten

	VI/3/13_1a (s _w =5cm) Modellvariante I			VI/3/13_1a (s _w =5cm) Modellvariante III			VI/3/13_2a (s _w =10cm) Modellvariante I			VI/3/13_2a (s _w =10cm) Modellvariante III			VI/3/13_3a (s _w =15cm) Modellvariante I			VI/3/13_3a (s _w =15cm) Modellvariante III			VI/3/13_4a (s _w =20cm) Modellvariante I			VI/3/13_4a (s _w =20cm) Modellvariante III	
	EA _i [kN]	N _{cal} [kN]	N _{mod} [kN]	EA _i [kN]	N _{cal} [kN]	N _{mod} [kN]	EA _i [kN]	N _{cal} [kN]	N _{mod} [kN]	EA _i [kN]	N _{cal} [kN]	N _{mod} [kN]	EA _i [kN]	N _{cal} [kN]	N _{mod} [kN]	EA _i [kN]	N _{cal} [kN]	N _{mod} [kN]	EA _i [kN]	N _{cal} [kN]	N _{mod} [kN]	EA _i [kN]	N _{cal} [kN]
O ₁	503,8	-0,006	-0,031	503,8	-0,06	-0,16	503,8	-0,01	-0,031	503,8	-0,051	-0,149	503,8	-0,01	-0,035	503,8	-0,08	-0,172	503,8	-0,010	-0,034	503,8	-0,277
O ₂	503,8	-0,084	-0,158	503,8	-0,40	-0,43	503,8	-0,08	-0,152	503,8	-0,396	-0,412	503,8	-0,11	-0,171	503,8	-0,60	-0,527	503,8	-0,198	-0,256		
O ₃	503,8	-0,350	-0,386	503,8	0,91	-0,78	503,8	-0,34	-0,370	503,8	-0,905	-0,746	503,8	-0,44	-0,454				503,8	-0,607	-0,474		
O ₄	503,8	-0,717	-0,670				503,8	-0,71	-0,643				503,8	-0,77	-0,708								
O ₅	503,8	-0,984	-0,901				503,8	-0,98	-0,868														
U ₁	383,6	1,709	1,781	383,6	1,82	1,93	383,6	1,72	1,812	383,6	1,826	1,962	383,6	1,77	1,874	383,6	1,96	2,060	383,6	2,080	2,148	383,6	2,390
U ₂	383,6	2,015	2,045	383,6	2,31	2,27	383,6	2,02	2,068	383,6	2,318	2,282	383,6	2,20	2,164	383,6	2,53	2,431	383,6	2,499	2,421		
U ₃	383,6	2,374	2,319	383,6	2,60	2,51	383,6	2,38	2,332	383,6	2,602	2,519	383,6	2,54	2,459				383,6	2,635	2,623		
U ₄	383,6	2,592	2,524				383,6	2,60	2,528				383,6	2,64	2,623								
U ₅	383,6	2,637	2,625				383,6	2,64	2,625														
D ₁	115,6	-0,023	-0,118	276,6	-0,09	-0,24	115,6	-0,02	-0,115	276,6	-0,081	-0,232	115,6	-0,03	-0,131	276,6	-0,13	-0,269	115,6	-0,039	-0,129	350,6	-0,344
D ₂	209,8	0,160	entf.	209,8	0,34	entf.	209,8	0,16	entf.	209,8	0,348	entf.	209,8	0,24	entf.	276,6	0,52		321,1	0,399		337,3	-0,322
D ₃	209,8	0,250	entf.	209,8	0,32	entf.	209,8	0,26	entf.	209,8	0,333	entf.	276,6	0,32	entf.	301,1	-0,16	-0,298	321,1	0,368			
D ₄	209,8	0,236	entf.	246,4	-0,07	-0,22	209,8	0,24	entf.	246,4	-0,066	-0,210	276,6	0,21	entf.				59,4	-0,029	-0,115		
D ₅	209,8	0,135	entf.				209,8	0,14	entf.				59,4	-0,02	-0,114								
D ₆	59,4	-0,015	-0,100				59,4	-0,01	-0,099														
D' ₁	276,6	-0,244	-0,198	350,6	-0,63	-0,34	276,6	-0,24	-0,190	350,6	-0,633	-0,325	276,6	-0,35	-0,213	370,4	-0,99	-0,416	350,6	-0,596	-0,273	404,0	-2,255
D' ₂	350,6	-0,477	-0,281	384,2	-0,75	-0,39	350,6	-0,48	-0,268	384,2	-0,753	-0,377	370,4	-0,61	-0,330	404,0	-1,10	-1,634	401,1	-0,738	-0,307		
D' ₃	384,2	-0,540	-0,318	404,0	-0,62	-1,22	384,2	-0,54	-0,307	404,0	-0,630	-1,295	401,1	-0,50	-0,305	377,9	-1,03	-0,427	404,0	-0,959	-1,697		
D' ₄	401,1	-0,358	-0,267	377,9	-0,75	-0,39	401,1	-0,36	-0,268	377,9	-0,756	-0,369	404,0	0,58	-1,204				397,8	-0,778	-0,319		
D' ₅	404,0	-0,369	-0,916	337,3	-0,57	-0,32	404,0	-0,37	-0,979	337,3	-0,570	-0,304	397,8	0,59	-0,324				337,3	-0,525	-0,255		
D' ₆	414,4	-0,415	-0,292				414,4	-0,42	-0,285				393,7	0,63	-0,337								
D' ₇	409,4	-0,550	-0,314				409,4	-0,55	-0,302				313,7	0,33	-0,237								
D' ₈	379,5	-0,426	-0,263				379,5	-0,43	-0,251														
D' ₉	287,5	-0,194	-0,178				287,5	-0,19	-0,171														
V ₁	7,64	0,023	0,114	7,64	0,07	0,19	6,66	0,02	0,111	6,66	0,062	0,179	6,32	0,03	0,126	6,32	0,10	0,207	4,10	0,037	0,125	4,10	0,200
V ₂	7,64	0,048	0,152	7,64	0,07	0,20	6,66	0,04	0,146	6,66	0,065	0,19	6,32	0,06	0,163	6,32	0,11	0,214	4,10	0,082	0,160		
V ₃	7,64	0,060	0,164	7,64	0,06	0,18	6,66	0,05	0,157	6,66	0,05	0,17	6,32	0,07	0,170				4,10	0,028	0,114		
V ₄	7,64	0,041	0,146				6,66	0,04	0,140				6,32	0,02	0,113								
V ₅	7,64	0,015	0,099				6,66	0,01	0,098														

Tab.C2 Berechnungsergebnisse der vergleichenden Berechnung bei variierenden Bügelabständen

Anhang D

**Tafeln und Diagramme zu den vergleichenden Berechnungen auf
der Grundlage des Modellvorschlages**

Lfd. Nr.	Prüfeinrichtung	interne Bez.	Balkentyp (Zulassung)	Mittel Druckf. - tigkeit*	Breite	Bügel abst.	Stat. Höhe	Stützweite	Laststellung $\beta = x/2d$	Verank. - stabd.	Schnitt tigkeit	s_w/d_{sA}	$d_{sA}/s_w^* \text{ MIN}(k,14)$	Querkr. bei Bruch inkl. EG*	Querkr. abzügl. Anteil aus dir. Lastabtr.	cot Θ nach Versuch	Querkr. - bew. - rate $k_i^* n^* d_{sA} / b_w$	rechn. Lochleib ungssp. v_{sw}	cot Θ entspr. Modellbildung	$V_{u,cal}/\beta$ entspr. Modellbildung	$V_u / V_{u,cal}$	Versag. - art
				f_{cm} [kN/cm ²]	b_w [cm]	s_w [cm]	d [cm]	l_{eff} [cm]		d_{sA} [cm]	n	k [cm]	k_i	[kN]	[kN]			[kN/cm ²]		[kN]		
1	BUW	Vorv.	VI/5/15	0,55	36,5	5	21,5	190	1,10	1	2	5	1	57,02	57,02	2,84	0,055	1,10	2,50	50,26	1,13	Querkraft
2	BUW	Vorv.	VI/5/15	0,55	36,5	5	21,5	190	1,10	1	2	5	1	56,77	56,77	2,82	0,055	1,10	2,50	50,26	1,13	Querkraft
3	BUW	Vorv.	VI/5/15	0,55	36,5	5	21,5	190	1,47	1	2	5	1	56,52	56,52	2,81	0,055	1,10	2,50	50,26	1,12	Querkraft
4	BUW	Vorv.	VI/5/15	0,55	36,5	5	21,5	190	1,47	1	2	5	1	56,77	56,77	2,82	0,055	1,10	2,50	50,26	1,13	Querkraft
5	BUW	Hauptv.	VI/3/13	0,55	24	5	21,5	190	1,10	1	2	5	1	48,09	48,09	2,39	0,083	1,10	2,05	41,24	1,17	Querkraft
6	BUW	Hauptv.	VI/3/13	0,55	24	5	21,5	190	1,10	1	2	5	1	48,09	48,09	2,39	0,083	1,10	2,05	41,24	1,17	Querkraft
7	BUW	Hauptv.	VI/3/13	0,55	24	5	21,5	190	1,10	1	2	5	1	45,59	45,59	2,27	0,083	1,10	2,05	41,24	1,11	Querkraft
8	BUW	Hauptv.	VI/3/13	0,55	24	5	21,5	190	1,10	1	2	5	1	53,09	53,09	2,64	0,083	1,10	2,05	41,24	1,29	Querkraft
9	BUW	Vorv.	VI/3/13	0,55	24	5	21,5	190	1,10	1	2	5	1	49,59	49,59	2,47	0,083	1,10	2,05	41,24	1,20	Querkraft
10	BUW	Vorv.	VI/3/13	0,55	24	5	21,5	190	1,10	1	2	5	1	49,59	49,59	2,47	0,083	1,10	2,05	41,24	1,20	Querkraft
11	BUW	Vorv.	VI/3/13	0,55	24	5	21,5	190	1,10	1	2	5	1	49,59	49,59	2,47	0,083	1,10	2,05	41,24	1,20	Querkraft
12	BUW	Hauptv.	VI/3/13	0,55	24	5	21,5	190	1,47	1	2	5	1	43,09	43,09	2,14	0,083	1,10	2,05	41,24	1,05	Querkraft
13	BUW	Hauptv.	VI/3/13	0,55	24	5	21,5	190	1,47	1	2	5	1	43,09	43,09	2,14	0,083	1,10	2,05	41,24	1,05	Querkraft
14	BUW	Hauptv.	VI/3/13	0,55	24	5	21,5	190	1,47	1	2	5	1	40,59	40,59	2,02	0,083	1,10	2,05	41,24	0,98	Querkraft
15	BUW	Vorv.	VI/3/13	0,55	24	5	21,5	190	1,47	1	2	5	1	46,59	46,59	2,32	0,083	1,10	2,05	41,24	1,13	Querkraft
16	BUW	Vorv.	VI/3/13	0,55	24	5	21,5	190	1,47	1	2	5	1	46,09	46,09	2,29	0,083	1,10	2,05	41,24	1,12	Querkraft
17	BUW	Hauptv.	VI/3/13	0,55	24	5	21,25	190	1,12	1	2	5	1	48,09	48,09	2,42	0,083	1,10	2,05	40,76	1,18	Querkraft
18	BUW	Hauptv.	VI/3/13_mod.	0,55	24	5	21,25	190	1,12	1	2	5	1	45,59	45,59	2,29	0,083	1,10	2,05	40,76	1,12	Querkraft
19	BUW	Hauptv.	VI/3/13_mod.	0,55	24	5	21,25	190	1,12	1	2	5	1	48,09	48,09	2,42	0,083	1,10	2,05	40,76	1,18	Querkraft
20	BUW	Hauptv.	VI/3/13_mod.	0,55	24	5	21,25	190	1,12	1	2	5	1				0,083	1,10	2,05			
21	BUW	Hauptv.	VI/3/13_mod.	0,55	24	5	21,25	190	1,12	1	2	5	1				0,083	1,10	2,05			
22	BUW	Hauptv.	VI/3/13_mod.	0,55	24	10	21,25	190	1,12	1	2	10	1	50,59	50,59	2,55	0,083	1,10	2,05	40,76	1,24	Querkraft
23	BUW	Hauptv.	VI/3/13_mod.	0,55	24	10	21,25	190	1,12	1	2	10	1	45,59	45,59	2,29	0,083	1,10	2,05	40,76	1,12	Querkraft
24	BUW	Hauptv.	VI/3/13_mod.	0,55	24	10	21,25	190	1,12	1	2	10	1	45,59	45,59	2,29	0,083	1,10	2,05	40,76	1,12	Querkraft
25	BUW	Hauptv.	VI/3/13_mod.	0,55	24	10	21,25	190	1,12	1	2	10	1	43,09	43,09	2,17	0,083	1,10	2,05	40,76	1,06	Querkraft
26	BUW	Hauptv.	VI/3/13_mod.	0,55	24	10	21,25	190	1,12	1	2	10	1	48,09	48,09	2,42	0,083	1,10	2,05	40,76	1,18	Zuggurtver.
27	BUW	Hauptv.	VI/3/13_mod.	0,55	24	15	21,25	190	1,12	1	2	14	0,933	45,59	45,59	2,46	0,078	1,03	2,14	39,69	1,15	Zuggurtver.
28	BUW	Hauptv.	VI/3/13_mod.	0,55	24	15	21,25	190	1,12	1	2	14	0,933	45,59	45,59	2,46	0,078	1,03	2,14	39,69	1,15	Zuggurtver.
29	BUW	Hauptv.	VI/3/13_mod.	0,55	24	15	21,25	190	1,12	1	2	14	0,933	48,09	48,09	2,59	0,078	1,03	2,14	39,69	1,21	Zuggurtver.
30	BUW	Hauptv.	VI/3/13_mod.	0,55	24	15	21,25	190	1,12	1	2	14	0,933				0,078	1,03	2,14			
31	BUW	Hauptv.	VI/3/13_mod.	0,55	24	15	21,25	190	1,12	1	2	14	0,933				0,078	1,03	2,14			
32	BUW	Hauptv.	VI/3/13_mod.	0,55	24	20	21,25	190	1,12	1	2	14	0,7	40,59	40,59	2,92	0,058	0,77	2,50	34,77	1,17	Zuggurtver.
33	BUW	Hauptv.	VI/3/13_mod.	0,55	24	20	21,25	190	1,12	1	2	14	0,7	40,59	40,59	2,92	0,058	0,77	2,50	34,77	1,17	Zuggurtver.
34	BUW	Hauptv.	VI/3/13_mod.	0,55	24	20	21,25	190	1,12	1	2	14	0,7				0,058	0,77	2,50			
35	BUW	Hauptv.	VI/3/13_mod.	0,55	24	20	21,25	190	1,12	1	2	14	0,7				0,058	0,77	2,50			
36	BUW	Hauptv.	VI/3/13_mod.	0,55	24	20	21,25	190	1,12	1	2	14	0,7				0,058	0,77	2,50			
37	tu_Darmst.	144_1_77	I/1/30	0,55	17,5	5	21,5	74	0,57	0,46	2	10,9	1	34,10	19,56	2,12	0,053	0,51	2,50	31,16	1,09	Biegung
38	tu_Darmst.	144_1_77	I/1/30	0,55	17,5	5	21,5	74	0,57	0,46	2	10,9	1	30,10	17,27	1,87	0,053	0,51	2,50	31,16	0,97	Biegung
39	tu_Darmst.	144_2_77	I/1/30	0,55	17,5	5	21,5	74	0,57	0,46	2	10,9	1	32,80	18,82	2,03	0,053	0,51	2,50	31,16	1,05	Biegung
40	tu_Darmst.	144_1_77	I/4/30	0,55	30	5	21,5	74	0,57	0,46	2	10,9	1	33,90	19,45	2,10	0,031	0,51	2,50	40,30	0,84	Biegung
41	tu_Darmst.	144_1_77	I/4/30	0,55	30	5	21,5	74	0,57	0,46	2	10,9	1	35,10	20,13	2,18	0,031	0,51	2,50	40,30	0,87	Biegung
42	tu_Darmst.	144_2_77	I/4/30	0,55	30	5	21,5	74	0,57	0,46	2	10,9	1	31,40	18,01	1,95	0,031	0,51	2,50	40,30	0,78	Biegung
43	Hebel/He	Blatt_nr.-09	II/1/18	0,55	17,5	5	21,5	110	0,64	0,56	2	8,93	1	32,22	20,61	1,83	0,064	0,62	2,40	32,15	1,00	?
44	mpa/sach	_04	II/1/18 1	0,55	17,5	5	21,5	110	0,64	0,56	2	8,93	1	41,56	26,58	2,36	0,064	0,62	2,40	32,15	1,29	Querkraft
45	mpa/sach	_04	II/1/18 2	0,55	17,5	5	21,5	110	0,64	0,56	2	8,93	1	40,59	25,96	2,31	0,064	0,62	2,40	32,15	1,26	Querkraft

Lfd. Nr.	Prüfeinrichtung	interne Bez.	Balkentyp (Zulassung)	Mittel Druckfestigkeit*	Breite	Bügel abst.	Stat. Höhe	Stützweite	Laststellung $\beta = x/2d$	Verank.-stabd.	Schnittigkeit	s_w/d_{sA}	$d_{sA}/s_w^* \text{ MIN}(k,14)$	Querkr. bei Bruch inkl. EG*	Querkr. abzügl. Anteil aus dir. Lastabtr.	cot Θ nach Versuch	Querkr.-bew.-rate $k_i^* n^* d_{sA} / b_w$	rechn. Lochleibungssp. v_{sw}	cot Θ entspr. Modellbildung	$V_{u,cal}/\beta$ entspr. Modellbildung	$V_u / V_{u,cal}$	Versag.-art
				f_{cm} [kN/cm ²]	b_w [cm]	s_w [cm]	d [cm]	l_{eff} [cm]		d_{sA} [cm]	n	k [cm]	k_i	[kN]	[kN]			[kN/cm ²]		[kN]		
46	tu_Darmst.	144_1_77	II/1/18	0,55	17,5	5	21,5	105	0,81	0,56	2	8,93	1	23,20	18,88	1,68	0,064	0,62	2,40	32,15	0,72	Biegung
47	tu_Darmst.	144_1_77	II/1/18	0,55	17,5	5	21,5	105	0,81	0,56	2	8,93	1	21,70	17,66	1,57	0,064	0,62	2,40	32,15	0,67	Biegung
48	tu_Darmst.	144_2_77	II/1/18	0,55	17,5	5	21,5	105	0,81	0,56	2	8,93	1	23,90	19,45	1,73	0,064	0,62	2,40	32,15	0,74	Biegung
49	Hebel/He	Blatt_nr.:02	II/2/18	0,55	20	5	21,5	110	0,64	0,56	2	8,93	1	32,24	20,62	1,83	0,056	0,62	2,50	35,01	0,92	?
50	büw/hzgr	540/95	II/2/18	0,55	20	5	21,5	110	0,64	0,56	2	8,93	1	43,41	27,76	2,47	0,056	0,62	2,50	35,01	1,24	?
51	büw/hzgr	540/95	II/2/18	0,55	20	5	21,5	110	0,64	0,56	2	8,93	1	42,61	27,25	2,42	0,056	0,62	2,50	35,01	1,22	?
52	Hebel/He	Blatt_nr.:01	II/3/18	0,55	24	5	21,5	110	0,64	0,56	2	8,93	1	36,16	23,13	2,05	0,047	0,62	2,50	39,15	0,92	?
53	mpa/sach	_01	II/3/18 1	0,55	24	5	21,5	110	0,64	0,56	2	8,93	1	45,69	29,22	2,60	0,047	0,62	2,50	39,15	1,17	Querkraft
54	mpa/sach	_01	II/3/18 2	0,55	24	5	21,5	110	0,64	0,56	2	8,93	1	47,19	30,18	2,68	0,047	0,62	2,50	39,15	1,21	Querkraft
55	Hebel/He	Blatt_nr.:14	II/4/18	0,55	30	5	21,5	110	0,64	0,56	2	8,93	1	37,22	23,80	2,11	0,037	0,62	2,50	44,01	0,85	?
56	tu_Darmst.	144_1_77	II/4/18	0,55	30	5	21,5	105	0,81	0,56	2	8,93	1	23,00	18,72	1,66	0,037	0,62	2,50	44,01	0,52	Biegung
57	tu_Darmst.	144_1_77	II/4/18	0,55	30	5	21,5	105	0,81	0,56	2	8,93	1	28,80	23,44	2,08	0,037	0,62	2,50	44,01	0,65	Biegung
58	tu_Darmst.	144_2_77	II/4/18	0,55	30	5	21,5	105	0,81	0,56	2	8,93	1	20,60	16,77	1,49	0,037	0,62	2,50	44,01	0,47	Biegung
59	Hebel/He	Blatt_nr.:08	II/5/18	0,55	36,5	5	21,5	110	0,64	0,56	2	8,93	1	46,36	29,65	2,63	0,031	0,62	2,50	44,01	1,05	?
60	Hebel/He	Blatt_nr.:10	II/5/18	0,55	36,5	5	21,5	110	0,64	0,56	2	8,93	1	48,18	30,81	2,74	0,031	0,62	2,50	44,01	1,09	?
61	mpa/mü	63/sa/sw	II/5/18	0,55	36,5	5	21,5	110	0,64	0,56	2	8,93	1	54,55	34,89	3,10	0,031	0,62	2,50	44,01	1,24	?
62	hebel/me	27.03.1996	II/5/18	0,55	36,5	5	21,5	110	0,64	0,56	2	8,93	1	47,80	30,57	2,72	0,031	0,62	2,50	44,01	1,09	?
63	büw/hzgr	589/92	II/5/18	0,55	36,5	5	21,5	110	0,64	0,56	2	8,93	1	37,85	24,21	2,15	0,031	0,62	2,50	44,01	0,86	?
64	büw/hzgr	589/92	II/5/18	0,55	36,5	5	21,5	110	0,64	0,56	2	8,93	1	36,10	23,09	2,05	0,031	0,62	2,50	44,01	0,82	?
65	Hebel/He	Blatt_nr.:03	III/1/18	0,55	17,5	5	21,5	130	0,76	0,56	2	8,93	1	33,33	25,20	2,24	0,064	0,62	2,40	30,25	1,10	$\gamma < 3$
66	mpa/sach	_05	III/1/18 1	0,55	17,5	5	21,5	130	0,76	0,56	2	8,93	1	38,91	29,41	2,61	0,064	0,62	2,40	30,25	1,29	Biegung
67	mpa/sach	_05	III/1/18 2	0,55	17,5	5	21,5	130	0,76	0,56	2	8,93	1	38,15	28,84	2,56	0,064	0,62	2,40	30,25	1,26	Querkraft
68	tu_Darmst.	284_71	III/1/18	0,55	17,5	5	21,5	123	0,93	0,56	2	8,93	1	30,11	28,01	2,49	0,064	0,62	2,40	30,25	1,00	Biegung
69	tu_Darmst.	284_71	III/1/18	0,55	17,5	5	21,5	123	0,93	0,56	2	8,93	1	30,13	28,03	2,49	0,064	0,62	2,40	30,25	1,00	Biegung
70	tu_Darmst.	284_71	III/1/18	0,55	17,5	5	21,5	123	0,93	0,56	2	8,93	1	30,16	28,06	2,49	0,064	0,62	2,40	30,25	1,00	Biegung
71	tu_Darmst.	284_71	III/1/18	0,55	17,5	5	21,5	123	0,70	0,56	2	8,93	1	38,96	27,18	2,41	0,064	0,62	2,40	30,25	1,29	Biegung
72	Hebel/He	Blatt_nr.:15	III/2/18	0,55	20	5	21,5	130	0,76	0,56	2	8,93	1	25,59	19,34	1,72	0,056	0,62	2,50	32,83	0,78	$\gamma < 3$
73	büw/hzgr	540/95	III/2/18	0,55	20	5	21,5	130	0,76	0,56	2	8,93	1	42,64	32,23	2,86	0,056	0,62	2,50	32,83	1,30	?
74	büw/hzgr	540/95	III/2/18	0,55	20	5	21,5	130	0,76	0,56	2	8,93	1	40,79	30,83	2,74	0,056	0,62	2,50	32,83	1,24	?
75	Hebel/He	Blatt_nr.:19	III/3/18	0,55	24	5	21,5	130	0,76	0,56	2	8,93	1	37,07	28,02	2,49	0,047	0,62	2,50	36,57	1,01	?
76	mpa/hnv	1949/95-stw/li	III/3/18	0,55	24	5	21,5	130	0,76	0,56	2	8,93	1	47,48	35,89	3,19	0,047	0,62	2,50	36,57	1,30	Biegung
77	mpa/hnv	1949/95-stw/li	III/3/18	0,55	24	5	21,5	130	0,76	0,56	2	8,93	1	48,98	37,02	3,29	0,047	0,62	2,50	36,57	1,34	Biegung
78	Hebel/He	Blatt_nr.:06	III/4/18	0,55	30	5	21,5	130	0,76	0,56	2	8,93	1	34,45	26,04	2,31	0,037	0,62	2,50	37,24	0,93	$\gamma < 3$
79	mpa/sach	_02	III/4/18 1	0,55	30	5	21,5	130	0,76	0,56	2	8,93	1	43,78	33,09	2,94	0,037	0,62	2,50	37,24	1,18	Biegung
80	mpa/sach	_02	III/4/18 2	0,55	30	5	21,5	130	0,76	0,56	2	8,93	1	47,03	35,55	3,16	0,037	0,62	2,50	37,24	1,26	Biegung
81	mpa/mü	853/sa/sw	III/4/18	0,55	30	5	21,5	130	0,76	0,56	2	8,93	1	45,49	34,38	3,05	0,037	0,62	2,50	37,24	1,22	Biegung
82	mpa/mü	853/sa/sw	III/4/18	0,55	30	5	21,5	130	0,76	0,56	2	8,93	1	46,24	34,95	3,10	0,037	0,62	2,50	37,24	1,24	Biegung
83	mpa/hnv	551/93-mk/li	III/4/18	0,55	30	5	21,5	130	0,76	0,56	2	8,93	1	43,44	32,83	2,92	0,037	0,62	2,50	37,24	1,17	Biegung
84	mpa/hnv	551/93-mk/li	III/4/18	0,55	30	5	21,5	130	0,76	0,56	2	8,93	1	39,74	30,04	2,67	0,037	0,62	2,50	37,24	1,07	Biegung
85	büw/hzgr	019/95	III/4/18	0,55	30	5	21,5	130	0,76	0,56	2	8,93	1	47,79	36,12	3,21	0,037	0,62	2,50	37,24	1,28	Biegung
86	hebel/me	14.02.1996	III/4/18	0,55	30	5	21,5	130	0,76	0,56	2	8,93	1	40,34	30,49	2,71	0,037	0,62	2,50	37,24	1,08	Querkraft
87	tu_Darmst.	284_71	III/4/18	0,55	30	5	21,5	123	0,93	0,56	2	8,93	1	31,53	29,33	2,61	0,037	0,62	2,50	37,24	0,85	Biegung
88	tu_Darmst.	284_71	III/4/18	0,55	30	5	21,5	123	0,93	0,56	2	8,93	1	31,48	29,28	2,60	0,037	0,62	2,50	37,24	0,85	Biegung
89	tu_Darmst.	284_71	III/4/18	0,55	30	5	21,5	123	0,93	0,56	2	8,93	1	31,85	29,63	2,63	0,037	0,62	2,50	37,24	0,86	Biegung

Lfd. Nr.	Prüfeinrichtung	interne Bez.	Balkentyp (Zulassung)	Mittel Druckf. - tigkeit* f _{cm}	Breite b _w	Bügel abst. s _w	Stat. Höhe d	Stützweite l _{eff}	Laststellung β = x/2d	Verank. - stabd. d _{sA}	Schnittigkeit n	s _w /d _{sA} k	d _{sA} /s _w * MIN(k,14) k _i	Querkr. bei Bruch inkl. EG* [kN]	Querkr. abzügl. Anteil aus dir. Lastabtr. [kN]	cot Θ nach Versuch	Querkr. - bew. - rate k _i *n*d _{sA} /b _w	rechn. Lochleibungssp. v _{sw}	cot Θ entspr. Modellbildung	V _{u,cal} /β entspr. Modellbildung [kN]	V _u / V _{u,cal}	Versag. - art
				[kN/cm ²]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]		[cm]		[cm]	k _i	[kN]	[kN]			[kN/cm ²]		[kN]		
90	tu_Darmst.	284_71	III/4/18	0,55	30	5	21,5	123	0,70	0,56	2	8,93	1	40,10	27,98	2,49	0,037	0,62	2,50	37,24	1,08	Biegung
91	Hebel/He	Blatt_nr.:07	III/5/18	0,55	36,5	5	21,5	130	0,76	0,56	2	8,93	1	41,52	31,38	2,79	0,031	0,62	2,50	37,24	1,12	?
92	Hebel/He	Blatt_nr.:18	III/5/18	0,55	36,5	5	21,5	130	0,76	0,56	2	8,93	1	38,45	29,06	2,58	0,031	0,62	2,50	37,24	1,03	?
93	mpa/mü	854/sa/sw	III/5/18	0,55	36,5	5	21,5	130	0,76	0,56	2	8,93	1	46,80	35,38	3,14	0,031	0,62	2,50	37,24	1,26	Biegung
94	mpa/mü	854/sa/sw	III/5/18	0,55	36,5	5	21,5	130	0,76	0,56	2	8,93	1	39,80	30,08	2,67	0,031	0,62	2,50	37,24	1,07	Biegung
95	mpa/mü	63/sa/sw	III/5/18	0,55	36,5	5	21,5	130	0,76	0,56	2	8,93	1	36,85	27,86	2,47	0,031	0,62	2,50	37,24	0,99	?
96	büw/hzgr	589/92	III/5/18	0,55	36,5	5	21,5	130	0,76	0,56	2	8,93	1	50,95	38,51	3,42	0,031	0,62	2,50	37,24	1,37	?
97	Hebel/He	Blatt_nr.:11	IV/1/13	0,55	17,5	5	21,5	155	0,90	0,8	2	6,25	1	31,90	28,75	1,79	0,091	0,88	1,94	32,31	0,99	?
98	tu_Darmst.	284_71	IV/1/13	0,55	17,5	5	21,5	148	1,16	0,8	2	6,25	1	32,15	32,15	2,00	0,091	0,88	1,94	32,31	1,00	Querkraft
99	tu_Darmst.	284_71	IV/1/13	0,55	17,5	5	21,5	148	1,16	0,8	2	6,25	1	32,20	32,20	2,00	0,091	0,88	1,94	32,31	1,00	Querkraft
100	Hebel/He	Blatt_nr.:20	IV/2/13	0,55	20	5	21,5	155	0,90	0,8	2	6,25	1	34,28	30,89	1,92	0,080	0,88	2,10	35,19	0,97	?
101	hebel/me	26.02.1996	IV/2/13	0,55	20	5	21,5	155	0,90	0,8	2	6,25	1	42,48	38,28	2,38	0,080	0,88	2,10	35,19	1,21	?
102	hebel/me	26.02.1996	IV/2/13	0,55	20	5	21,5	155	0,90	0,8	2	6,25	1	43,43	39,14	2,43	0,080	0,88	2,10	35,19	1,23	?
103	Hebel/He	Blatt_nr.:17	IV/3/14	0,55	24	5	21,5	155	0,90	0,8	2	6,25	1	34,29	30,90	1,92	0,067	0,88	2,35	39,37	0,87	?
104	hebel/me	26.02.1996	IV/3/14	0,55	24	5	21,5	155	0,90	0,8	2	6,25	1	40,93	36,88	2,29	0,067	0,88	2,35	39,37	1,04	?
105	Hebel/He	Blatt_nr.:05	IV/4/18	0,55	30	5	21,5	155	0,90	0,8	2	6,25	1	31,80	28,66	1,78	0,053	0,88	2,50	44,61	0,71	γ < 3
106	hebel/me	28.02.1996	IV/4/18	0,55	30	5	21,5	155	0,90	0,8	2	6,25	1	46,05	41,50	2,58	0,053	0,88	2,50	44,61	1,03	?
107	tu_Darmst.	284_71	IV/4/18	0,55	30	5	21,5	148	1,16	0,8	2	6,25	1	32,40	32,40	2,01	0,053	0,88	2,50	44,61	0,73	Biegung
108	tu_Darmst.	284_71	IV/4/18	0,55	30	5	21,5	148	1,16	0,8	2	6,25	1	41,51	41,51	2,58	0,053	0,88	2,50	44,61	0,93	Biegung
109	tu_Darmst.	284_71	IV/4/18	0,55	30	5	21,5	148	1,16	0,8	2	6,25	1	40,42	40,42	2,51	0,053	0,88	2,50	44,61	0,91	Biegung
110	tu_Darmst.	284_71	IV/4/18	0,55	30	5	21,5	148	1,16	0,8	2	6,25	1	43,85	43,85	2,73	0,053	0,88	2,50	44,61	0,98	Biegung
111	Hebel/He	Blatt_nr.:13	IV/5/18	0,55	36,5	5	21,5	155	0,90	0,8	2	6,25	1	38,19	34,42	2,14	0,044	0,88	2,50	44,61	0,86	γ < 3
112	hebel/me	18.03.1996	IV/5/18	0,55	36,5	5	21,5	155	0,90	0,8	2	6,25	1	54,42	49,04	3,05	0,044	0,88	2,50	44,61	1,22	?
113	Hebel/He	Blatt_nr.:16	V/1/14	0,55	17,5	5	21,3	175	1,03	1	2	5	1	31,65	31,65	1,59	0,114	1,10	1,67	33,31	0,95	γ < 3
114	hebel/me	26.02.1996	V/1/14	0,55	17,5	5	21,3	175	1,03	1	2	5	1	49,39	49,39	2,48	0,114	1,10	1,67	33,31	1,48	?
115	tu_Darmst.	284_71	V/1/14	0,55	17,5	5	21,3	173	1,17	1	2	5	1	37,83	37,83	1,90	0,114	1,10	1,67	33,31	1,14	Querkraft
116	tu_Darmst.	284_71	V/1/14	0,55	17,5	5	21,3	173	1,17	1	2	5	1	37,83	37,83	1,90	0,114	1,10	1,67	33,31	1,14	Querkraft
117	tu_Darmst.	284_71	V/1/14	0,55	17,5	5	21,3	173	1,17	1	2	5	1	42,37	42,37	2,13	0,114	1,10	1,67	33,31	1,27	Querkraft
118	tu_Darmst.	284_71	V/1/14	0,55	17,5	5	21,3	173	1,17	1	2	5	1	37,82	37,82	1,90	0,114	1,10	1,67	33,31	1,14	Querkraft
119	büw/hzgr	540/95	V/2/14	0,55	20	5	21,3	175	1,03	1	2	5	1	40,12	40,12	2,01	0,100	1,10	1,83	36,40	1,10	?
120	büw/hzgr	540/95	V/2/14	0,55	20	5	21,3	175	1,03	1	2	5	1	40,37	40,37	2,03	0,100	1,10	1,83	36,40	1,11	?
121	Hebel/He	Blatt_nr.:12	V/4/16	0,55	30	5	21,3	175	1,03	1	2	5	1	55,97	55,97	2,81	0,067	1,10	2,35	46,75	1,20	?
122	mpa/mü	1004/sa/sw	V/4/16	0,55	30	5	21,3	175	1,03	1	2	5	1	49,80	49,80	2,50	0,067	1,10	2,35	46,75	1,07	Querkraft
123	mpa/mü	1004/sa/sw	V/4/16	0,55	30	5	21,3	175	1,03	1	2	5	1	50,65	50,65	2,54	0,067	1,10	2,35	46,75	1,08	Querkraft
124	tu_Darmst.	284_71	V/4/16	0,55	30	5	21,3	173	1,17	1	2	5	1	47,37	47,37	2,38	0,067	1,10	2,35	46,75	1,01	Querkraft
125	tu_Darmst.	284_71	V/4/16	0,55	30	5	21,3	173	1,17	1	2	5	1	52,04	52,04	2,61	0,067	1,10	2,35	46,75	1,11	Querkraft
126	tu_Darmst.	284_71	V/4/16	0,55	30	5	21,3	173	1,17	1	2	5	1	47,42	47,42	2,38	0,067	1,10	2,35	46,75	1,01	Querkraft
127	tu_Darmst.	284_71	V/4/16	0,55	30	5	21,3	173	1,17	1	2	5	1	42,74	42,74	2,15	0,067	1,10	2,35	46,75	0,91	Querkraft
128	Hebel/He	Blatt_nr.:4	V/5/16	0,55	36,5	5	21,6	175	1,01	1	2	5	1	44,79	44,79	2,22	0,055	1,10	2,50	50,49	0,89	?
129	tu_Darmst.	284_71	VI/3/13	0,55	24	5	21,5	198	1,16	1	2	5	1	43,43	43,43	2,16	0,083	1,10	2,05	41,24	1,05	Querkraft
130	tu_Darmst.	284_71	VI/3/13	0,55	24	5	21,5	198	1,16	1	2	5	1	43,44	43,44	2,16	0,083	1,10	2,05	41,24	1,05	Querkraft
131	tu_Darmst.	284_71	VI/3/13	0,55	24	5	21,5	198	1,16	1	2	5	1	38,59	38,59	1,92	0,083	1,10	2,05	41,24	0,94	Querkraft
132	tu_Darmst.	284_71	VI/3/13	0,55	24	5	21,5	198	1,53	1	2	5	1	41,13	41,13	2,05	0,083	1,10	2,05	41,24	1,00	Querkraft
133	mpa/hmv	976/94-stw/li	VI/4/15	0,55	30	5	21,5	200	1,16	1	2	5	1	56,37	56,37	2,80	0,067	1,10	2,35	47,19	1,19	Biegung
134	mpa/hmv	976/94-stw/li	VI/4/15	0,55	30	5	21,5	200	1,16	1	2	5	1	51,47	51,47	2,56	0,067	1,10	2,35	47,19	1,09	Biegung

Lfd. Nr.	Prüfeinrichtung	interne Bez.	Balkentyp (Zulassung)	Mittel Druckfestigkeit*	Breite	Bügel abst.	Stat. Höhe	Stützweite	Laststellung $\beta = x/2d$	Verank.-stabd.	Schnittigkeit	s_w/d_{sA}	$d_{sA}/s_w * \text{MIN}(k, 14)$	Querkr. bei Bruch inkl. EG*	Querkr. abzügl. Anteil aus dir. Lastabtr.	cot Θ nach Versuch	Querkr.-bew.-rate $k_i * n * d_{sA} / b_w$	rechn. Lochleibungssp. v_{sw}	cot Θ entspr. Modellbildung	$V_{u,cal}/\beta$ entspr. Modellbildung	$V_u / V_{u,cal}$	Versag.-art
				f_{cm} [kN/cm ²]	b_w [cm]	s_w [cm]	d [cm]	l_{eff} [cm]		d_{sA} [cm]	n	k [cm]	k_i	[kN]	[kN]			[kN/cm ²]		[kN]		
135	tu_Darmst.	284_71	VI/4/15	0,55	30	5	21,5	190	1,16	1	2	5	1	48,73	48,73	2,42	0,067	1,10	2,35	47,19	1,03	Querkraft
136	tu_Darmst.	284_71	VI/4/15	0,55	30	5	21,5	190	1,16	1	2	5	1	48,21	48,21	2,40	0,067	1,10	2,35	47,19	1,02	Querkraft
137	tu_Darmst.	284_71	VI/4/15	0,55	30	5	21,5	190	1,16	1	2	5	1	48,77	48,77	2,43	0,067	1,10	2,35	47,19	1,03	Querkraft
138	tu_Darmst.	284_71	VI/4/15	0,55	30	5	21,5	190	1,53	1	2	5	1	43,77	43,77	2,18	0,067	1,10	2,35	47,19	0,93	Querkraft
139	tu_Darmst.	144_3_77	SF 1	0,55	25	5	21,5	235	1,37	0,8	2	6,25	1	41,30	41,30	2,57	0,064	0,88	2,40	38,67	1,07	Biegung
140	tu_Darmst.	144_3_77	SF 1	0,55	25	5	21,5	235	1,37	0,8	2	6,25	1	41,30	41,30	2,57	0,064	0,88	2,40	38,67	1,07	Biegung
141	tu_Darmst.	144_3_77	SF 1	0,55	25	5	21,5	235	1,37	0,8	2	6,25	1	36,80	36,80	2,29	0,064	0,88	2,40	38,67	0,95	Biegung
142	tu_Darmst.	123_1_78	SF 1a	0,55	30	5	21,5	235	1,37	0,8	2	6,25	1	41,20	41,20	2,56	0,053	0,88	2,50	40,21	1,02	Querkraft
143	tu_Darmst.	123_1_78	SF 1a	0,55	30	5	21,5	235	1,37	0,8	2	6,25	1	44,20	44,20	2,75	0,053	0,88	2,50	40,21	1,10	Querkraft
144	tu_Darmst.	123_1_78	SF 1a	0,55	30	5	21,5	235	1,37	0,8	2	6,25	1	42,20	42,20	2,62	0,053	0,88	2,50	40,21	1,05	Querkraft
145	tu_Darmst.	227_3_75	SF 2	0,55	30	5	26,5	225	1,06	0,8	2	6,25	1	55,35	55,35	2,79	0,053	0,88	2,50	49,56	1,12	Biegung
146	tu_Darmst.	227_3_75	SF 2	0,55	30	5	26,5	225	1,06	0,8	2	6,25	1	57,45	57,45	2,90	0,053	0,88	2,50	49,56	1,16	Biegung
147	tu_Darmst.	227_3_75	SF 2	0,55	30	5	26,5	225	1,06	0,8	2	6,25	1	55,34	55,34	2,79	0,053	0,88	2,50	49,56	1,12	Biegung
148	tu_Darmst.	227_3_75	SF 3	0,55	25	5	21,5	250	1,45	0,8	2	6,25	1	37,15	37,15	2,31	0,064	0,88	2,40	38,67	0,96	Querkraft
149	tu_Darmst.	227_3_75	SF 3	0,55	25	5	21,5	250	1,45	0,8	2	6,25	1	37,13	37,13	2,31	0,064	0,88	2,40	38,67	0,96	Querkraft
150	tu_Darmst.	227_3_75	SF 3	0,55	25	5	21,5	250	1,45	0,8	2	6,25	1	37,13	37,13	2,31	0,064	0,88	2,40	38,67	0,96	Querkraft
151	tu_Darmst.	227_3_75	SF 4	0,55	30	5	21,5	250	1,45	0,8	2	6,25	1	44,95	44,95	2,80	0,053	0,88	2,50	40,21	1,12	Biegung
152	tu_Darmst.	227_3_75	SF 4	0,55	30	5	21,5	250	1,45	0,8	2	6,25	1	41,94	41,94	2,61	0,053	0,88	2,50	40,21	1,04	Biegung
153	tu_Darmst.	227_3_75	SF 4	0,55	30	5	21,5	250	1,45	0,8	2	6,25	1	41,84	41,84	2,60	0,053	0,88	2,50	40,21	1,04	Querkraft
154	tu_Darmst.	227_3_75	SF 5	0,55	25	5	21,5	275	1,60	0,8	2	6,25	1	36,24	36,24	2,25	0,064	0,88	2,40	38,67	0,94	Biegung
155	tu_Darmst.	227_3_75	SF 5	0,55	25	5	21,5	275	1,60	0,8	2	6,25	1	37,21	37,21	2,31	0,064	0,88	2,40	38,67	0,96	Biegung
156	tu_Darmst.	227_3_75	SF 5	0,55	25	5	21,5	275	1,60	0,8	2	6,25	1	37,20	37,20	2,31	0,064	0,88	2,40	38,67	0,96	Biegung
157	tu_Darmst.	227_3_75	SF 6	0,55	30	5	31,5	275	1,09	0,8	2	6,25	1	60,58	60,58	2,57	0,053	0,88	2,50	58,91	1,03	Biegung
158	tu_Darmst.	227_3_75	SF 6	0,55	30	5	31,5	275	1,09	0,8	2	6,25	1	60,67	60,67	2,57	0,053	0,88	2,50	58,91	1,03	Biegung
159	tu_Darmst.	227_3_75	SF 6	0,55	30	5	31,5	275	1,09	0,8	2	6,25	1	59,83	59,83	2,54	0,053	0,88	2,50	58,91	1,02	Biegung
160	tu_Darmst.	227_3_75	SF 7	0,55	30	5	21,5	325	1,89	0,8	2	6,25	1	32,15	32,15	2,00	0,053	0,88	2,50	40,21	0,80	Biegung
161	tu_Darmst.	227_3_75	SF 7	0,55	30	5	21,5	325	1,89	0,8	2	6,25	1	31,84	31,84	1,98	0,053	0,88	2,50	40,21	0,79	Biegung
162	tu_Darmst.	227_3_75	SF 8	0,55	30	5	31,5	325	1,29	0,8	2	6,25	1	50,80	50,80	2,16	0,053	0,88	2,50	58,91	0,86	Biegung
163	tu_Darmst.	227_3_75	SF 8	0,55	30	5	31,5	325	1,29	0,8	2	6,25	1	52,82	52,82	2,24	0,053	0,88	2,50	58,91	0,90	Biegung

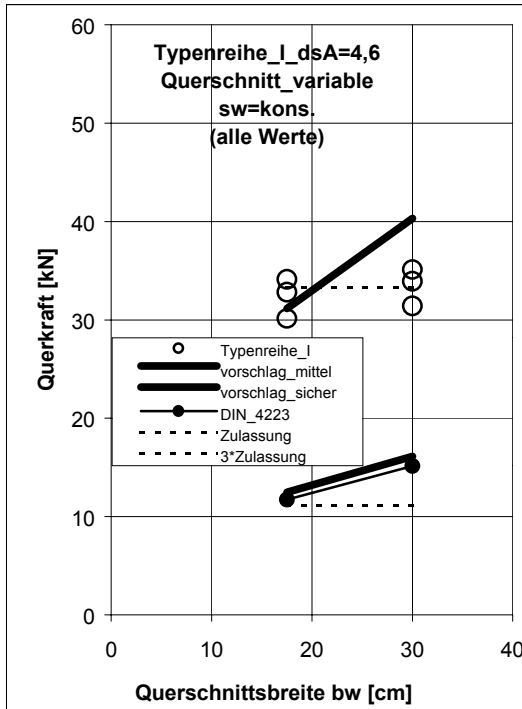
Tab.D1 Ergebnisse aus Balkentests nach experimentellen Untersuchungen und werkseigenen Prüfungen

Nachrechnung der Typenreihen I-VI:

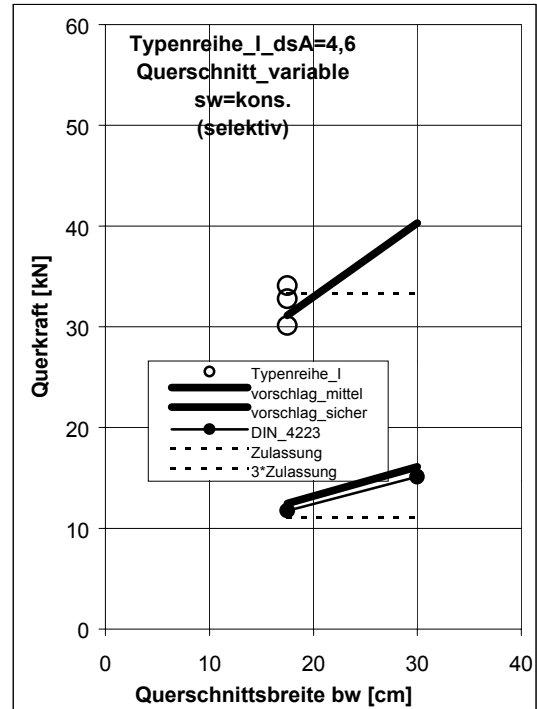
Im Folgenden werden die rechnerischen Bruchquerkräfte (starke Linie) entsprechend dem Modellvorschlag im Vergleich zu den gemessenen Bruchlasten (helle Kreise) für die Typenreihen I-VI grafisch dargestellt. Des weiteren werden die zulässigen Querkräfte auf Grundlage der E DIN 4223 (06/2000) (dünne Linie), des Modellvorschlages (starke Linie) und der aktuellen Zulassung [rich_11] (gestrichelte Linie) in den Abbildungen ergänzt.

Jeder Typenreihe werden zwei Diagramme zugeordnet. Das linke Diagramm stellt den rechnerischen Querkräften alle zur Verfügung stehenden Testergebnisse gegenüber. Im rechten Diagramm werden entsprechend der Vorgehensweise des I. Teiles die Testergebnisse ausgeklammert, denen ein Biegeversagen zugeordnet werden kann.

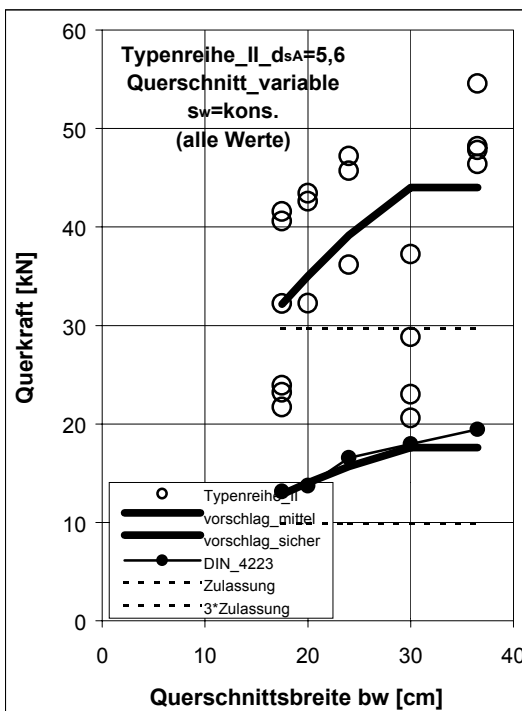
Nachrechnungen der Typenreihe I-II:



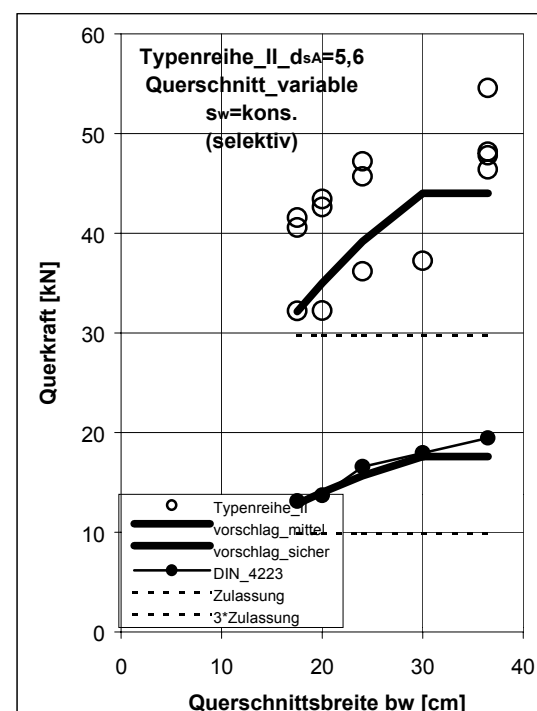
Dia. D1 Vergleichsrechnungen zur Typenreihe I (Berücksichtigung aller Versuchsergebnisse)



Dia. D2 Vergleichsrechnungen zur Typenreihe I (Berücksichtigung der Ergebnisse bei Querkraftbruch)

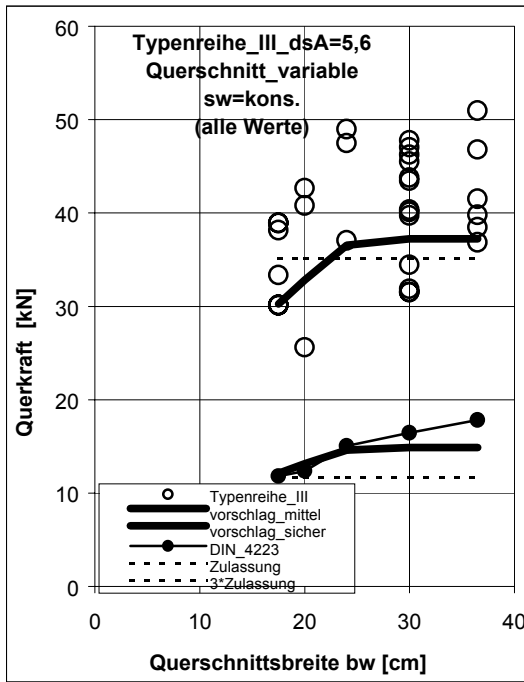


Dia. D3 Vergleichsrechnungen zur Typenreihe II (Berücksichtigung aller Versuchsergebnisse)

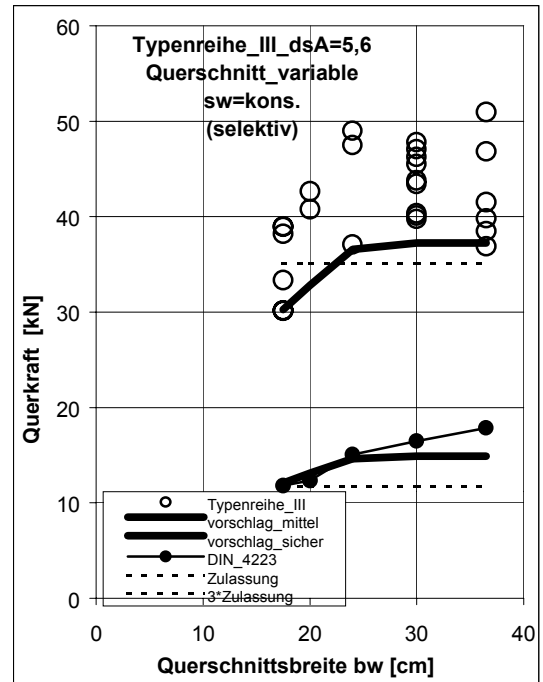


Dia. D4 Vergleichsrechnungen zur Typenreihe II (Berücksichtigung der Ergebnisse bei Querkraftbruch)

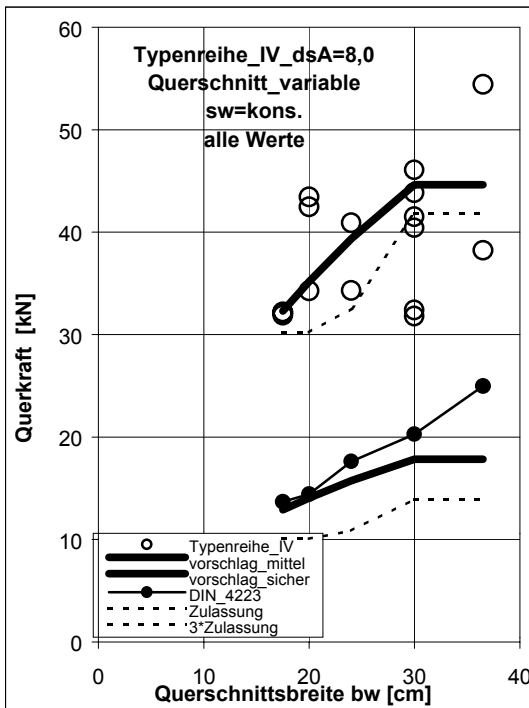
Nachrechnungen der Typenreihe III-IV:



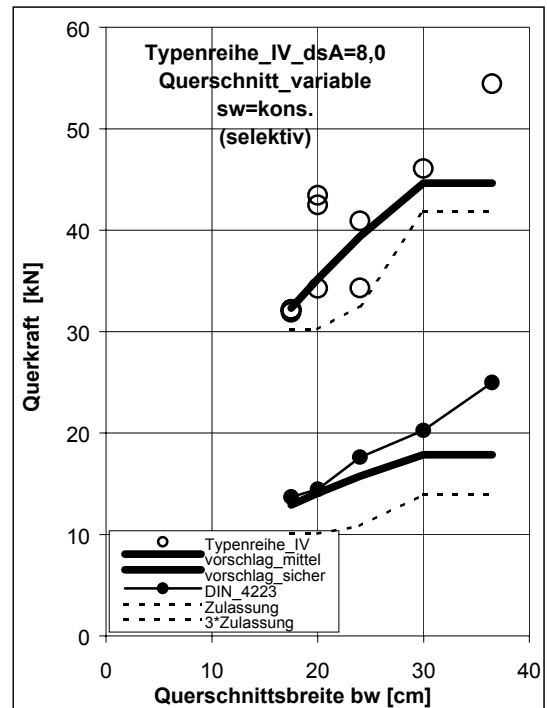
Dia. D5 Vergleichsrechnungen zur Typenreihe III (Berücksichtigung aller Versuchsergebnisse)



Dia. D6 Vergleichsrechnungen zur Typenreihe III (Berücksichtigung der Ergebnisse bei Querkraftbruch)

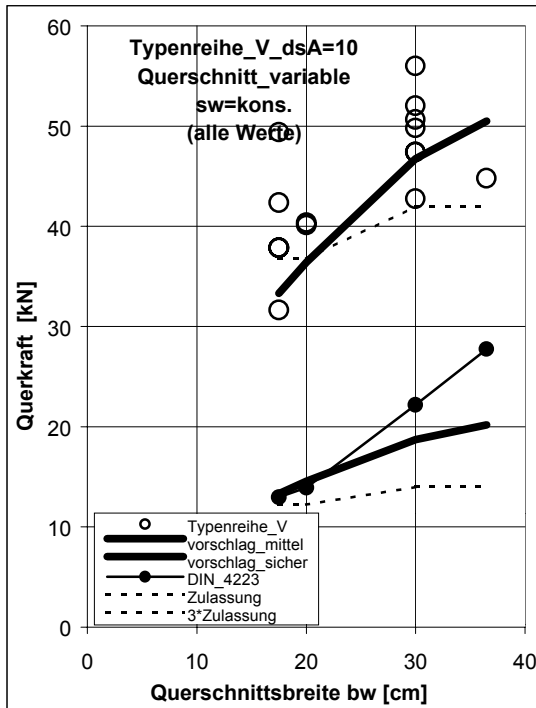


Dia. D7 Vergleichsrechnungen zur Typenreihe IV (Berücksichtigung aller Versuchsergebnisse)

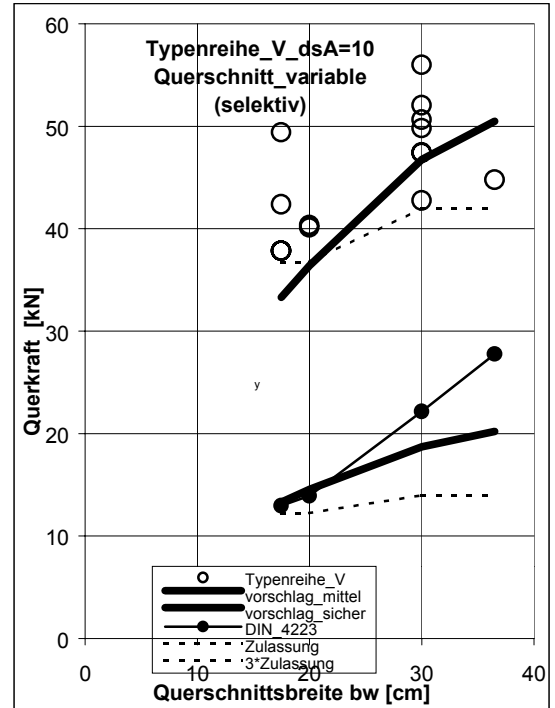


Dia. D8 Vergleichsrechnungen zur Typenreihe IV (Berücksichtigung der Ergebnisse bei Querkraftbruch)

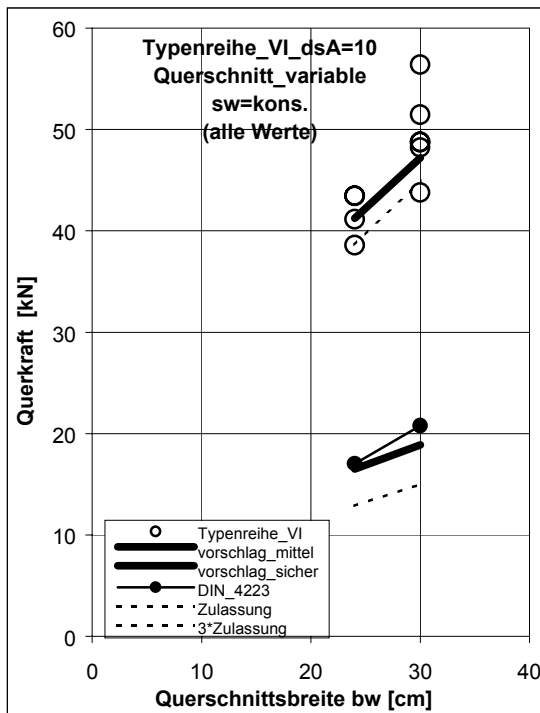
Nachrechnung der Typenreihe V-VI:



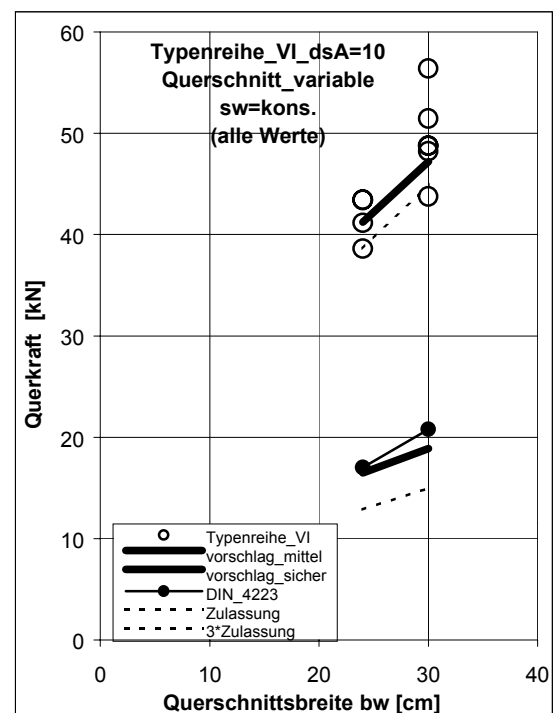
Dia. D9 Vergleichsrechnungen zur Typenreihe V (Berücksichtigung aller Versuchsergebnisse)



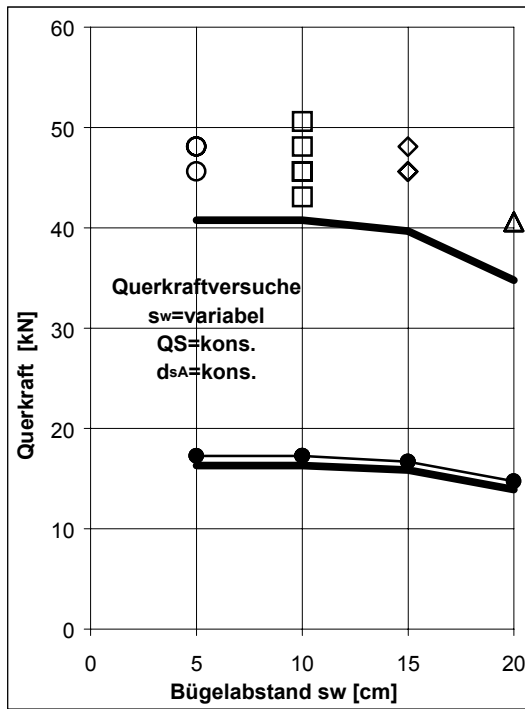
Dia. D10 Vergleichsrechnungen zur Typenreihe V (Berücksichtigung der Ergebnisse bei Querkraftbruch)



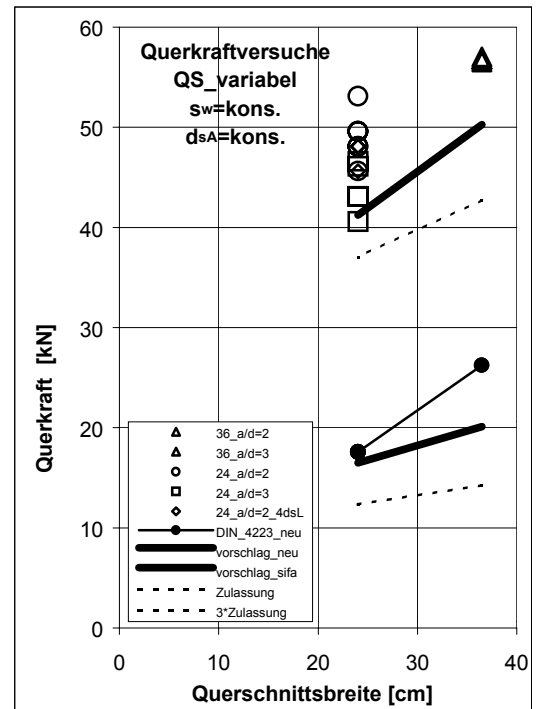
Dia. D11 Vergleichsrechnungen zur Typenreihe VI (Berücksichtigung aller Versuchsergebnisse)



Dia. D12 Vergleichsrechnungen zur Typenreihe VI (Berücksichtigung der Ergebnisse bei Querkraftbruch)



Dia. D13 Vergleichsrechnungen zu den durchgeführten Querkräfteversuchen bei variierendem Bügelabstand s_w



Dia. D14 Vergleichsrechnungen zu den durchgeführten Querkräfteversuchen bei variierender Querschnittsbreite b_w

Erklärung

Ich erkläre, dass ich die vorliegende Dissertationsschrift selbständig und nur unter Verwendung der angegebenen Quellen und Hilfsmittel angefertigt habe. Von mir wurde weder diese noch eine andere Dissertation an einer anderen Hochschule, Universität oder wissenschaftlichen Einrichtung eingereicht.

Weimar, Juni 2001