

# Zur Rissentwicklung und neuartige Tragmodelle von Stahlbetontragwerken ohne Stegbewehrung unter Einzellasten in der Nähe von Momentennullpunkten

von Prof. Dr.-Ing. Richard Rojek

## 1. Stadien der Stegrissententwicklung in $D_{i,0}$ -Bereichen

Zunächst wäre es bei der Verwendung einer neuartigen Bereichsbezeichnung wünschenswert, die Grenzen dieses Bereiches definieren zu können. Dies ist im vorliegenden Fall leider nicht möglich, da dokumentierte Versuchsreihen mit entsprechenden Parameterstudien nicht zur Verfügung stehen. Es kann daher nur aus der Anschauung die Vermutung abgeleitet werden, dass sich die im Folgenden beschriebenen Zusammenhänge dann einstellen, wenn der Abstand der eingeleiteten Einzellast zum Momentennullpunkt weniger als drei oder vier Mal so groß ist wie die statische Nutzhöhe des betrachteten Tragwerks. Da auf der anderen Seite des Momentennullpunkts auf Grund der Auflagerkraft eine gleichartige Situation vorhanden ist, entsteht ein Bereich von einer Länge, der etwa sechs bis acht Mal der statischen Nutzhöhe entspricht und nicht den Gesetzmäßigkeiten der Biegebereiche folgt. Es entstehen also im vorliegenden Fall sehr große Bereiche, die sich von den B-Bereichen unterscheiden.

Wenn Einzellasten in der Nähe von Momentennullpunkten eingeleitet werden, so führt dies zu der Situation, dass zwar im Bereich der Einzellasten jeweils die Maximalwerte der Biegemomente auftreten; deren Werte nehmen aber auf Grund des nahen Momentennullpunktes sehr schnell stark ab. Entsprechend nimmt die Tiefe der Biegerisse neben den Einzellasten mit zunehmender Entfernung stark ab. Das Rissbild wird daher wenig von den Biegemomenten und stark von der Krafteinleitung der Einzellast bestimmt.

Dieser Zusammenhang kann sehr gut nachvollzogen werden an den Rissbildern der Träger HV 0 bis HV 3, über deren Versuchsergebnisse *Leonhardt, Walther* und *Dilger* in [1] berichteten. Zur besseren Übersicht ist im *Bild 1* nur jeweils eine Hälfte der zweifeldrigen Durchlaufträger dargestellt.

In dem Bild greift in der Feldmitte jeweils die Einzellast an, am linken Bildrand befinden sich die frei drehbaren Endauflager und rechts sind die Mittelunterstützungen zu sehen. Die strichpunktierten Linien kennzeichnen die Stelle der rechnerischen Momentennullpunkte. Es ist sehr gut erkennbar, dass die Risse links von den Einzellasten mehr oder weniger rechtwinklig zum Rand verlaufen und mit abnehmenden Momenten die zugehörigen Risstiefen immer geringer werden.

Rechts von den Einzellasten sind dagegen die Risse deutlich radial zur Einzellast ausgerichtet. Es gibt jeweils einen markanten Riss, der unter  $45^\circ$  geneigt ist und der vom gezogenen Rand bis nahe zur Einzellast mit dieser Neigung durchgehend vorhanden ist.

Aus den Rissbildern der  $D_{i,0}$ -Bereiche zwischen den Einzellasten und den Mittelunterstützungen lassen sich die im Folgenden aufgeführten Rissstufen ableiten. Obwohl die Entwicklung der Risse hier deutlich anderen Gesetzmäßigkeiten folgt als in den Biegebereichen, können die Bezeichnungen für die einzelnen Rissstufen so gewählt werden, dass die darin enthaltenen arabischen Ziffern möglichst gut vergleichbare Risszustände in den unterschiedlichen Bereichen bezeichnen, vgl. [2].

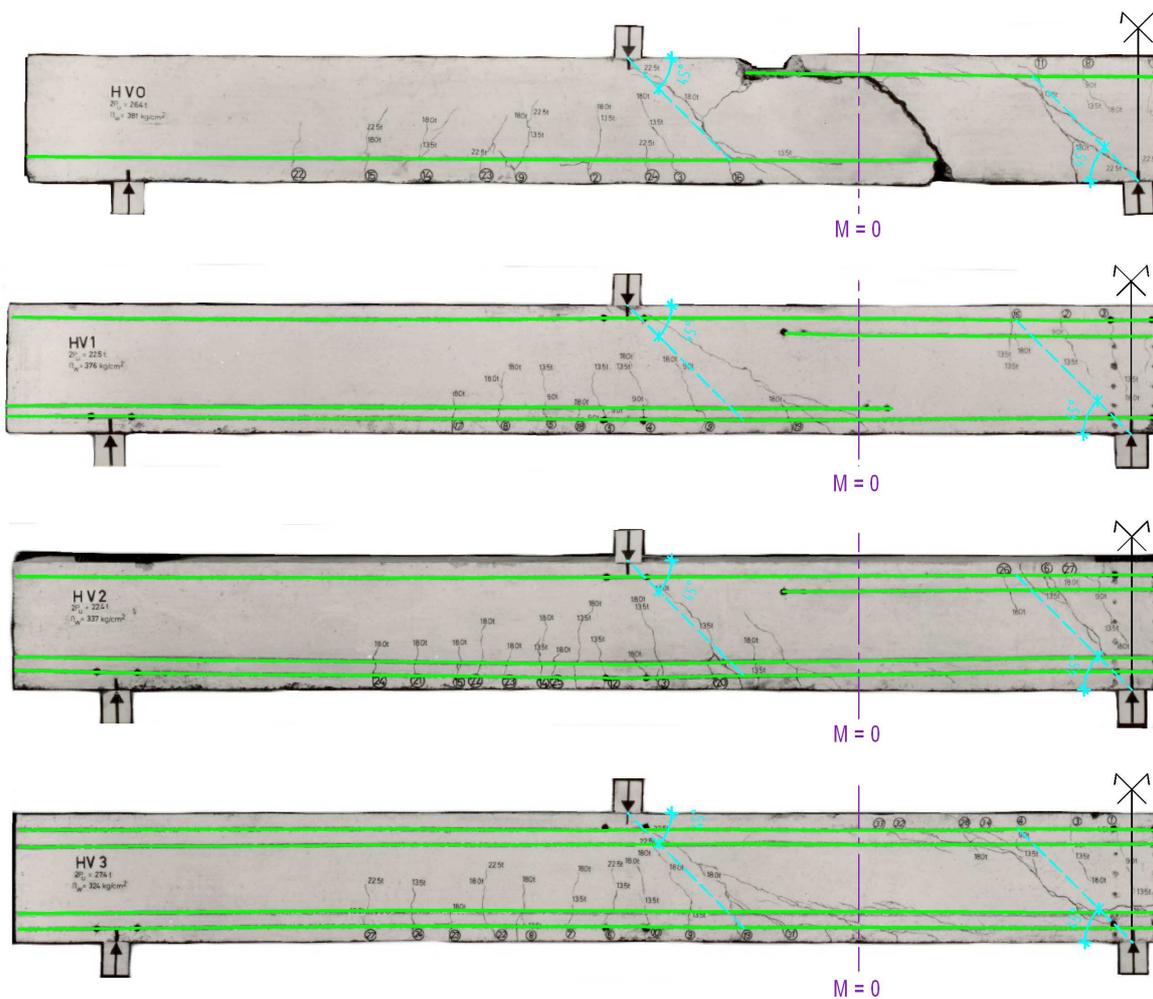


Bild 1: Rissbilder der Balken HV 0 bis HV 3 aus [1] (jeweils eine Hälfte)

### ⇒ Der Zustand II.1B<sub>i-0</sub>

In diesem Zustand entstehen zwischen Lasteinleitungsstelle und Momentennullpunkt Biegerisse, die nur im unmittelbaren Bereich der Einzellasten größere Risstiefen erreichen, während sie in der Nähe des Momentennullpunktes - wenn überhaupt - nur im Bereich der Biegezugbewehrung in Erscheinung treten.

### ⇒ Der Zustand II.1D<sub>i-0</sub>

Ein Teil der Krafteinleitung wird zunächst im Bereich des Öffnungswinkels von etwa  $-45^\circ$  bis  $+45^\circ$  durch ein Zuggewölbe gesichert. Wenn die Spannungen dieser Gewölbe die Betonzugfestigkeit erreichen, entstehen aus den bisherigen Risswurzeln radiale Risse, wobei in der Regel einer dieser Risse die Neigung von  $45^\circ$  aufweist.

### ⇒ Die Zustände II.2<sub>i-0</sub> - II.5<sub>i-0</sub>

In diesen nächsten Rissstufen entwickeln sich die Risse nur in der radialen Richtung schrittweise weiter. Durch die Rissbildung des jeweils vorhergegangenen Zustandes wird der Querschnitt des Zuggewölbes weiter reduziert und damit die zugehörigen Zugspannungen vergrößert. Das Zuggewölbe versagt endgültig, indem in der Regel der Riss mit der Neigung von 45 ° bis nahe an die eingeleitete Kraft reicht.

Bei den Balken HV 0 und HV 3 geschah dies etwa bei der Laststufe 22,5 t, bei den Balken HV 1 und HV 2 bei der Laststufe 18 t. Die Grenztragfähigkeit der Balken ist somit in diesem Zustand bereits zu 80 bis 85 % ausgeschöpft.

In D<sub>i-0</sub>-Bereichen können sich in den Zuständen II.1<sub>i-0</sub> bis II.5<sub>i-0</sub> auf Grund der radial verlaufenden Risse im Steg zwischen diesen Rissen keine Zugstreben ausbilden, wie dies in B-Bereichen und auch bei Einzellasten in der Nähe von Endauflagern (D<sub>e-i</sub>-Bereiche), vgl. [2], nachgewiesen werden konnte. Es kann sich lediglich zum letzten Riss eine Druckstrebe ausbilden und natürlich außerhalb des letzten Risses, wenn dieser nicht zu flach verläuft. Teilweise wirkt noch ein mehr oder weniger stark reduziertes Zuggewölbe.

### ⇒ Der Zustand II.6<sub>i-0</sub>

Die Anteile der Einzellast, die zunächst ein Gleichgewicht durch das Zuggewölbe fanden, können nun auf der Seite zum Momentennullpunkt nur noch mit Druckstreben eingeleitet werden, wobei sich eine am Kreuzungspunkt des unter 45 ° geneigten Risses mit der Biegezugbewehrung abstützen kann. Für das Gleichgewicht des Teilsystems ist es erforderlich, dass sich auf der anderen Seite des Risses eine nach oben gerichtete Zugstrebe ausbilden kann. Dies entspricht der Situation, die für die B-Bereiche als Zustand II.6 ([2]) bezeichnet wurde, so dass es sinnvoll erscheint, den hier betrachteten Zustand gleichfalls mit der Ziffer 6 zu kennzeichnen.

Es zeigt sich im *Bild 2*, dass diese Zugstreben unter 45 ° bis 60 ° zur Balkenachse geneigt sind. Wie die Rissbilder belegen, bilden sich diese Zugstreben tatsächlich aus.

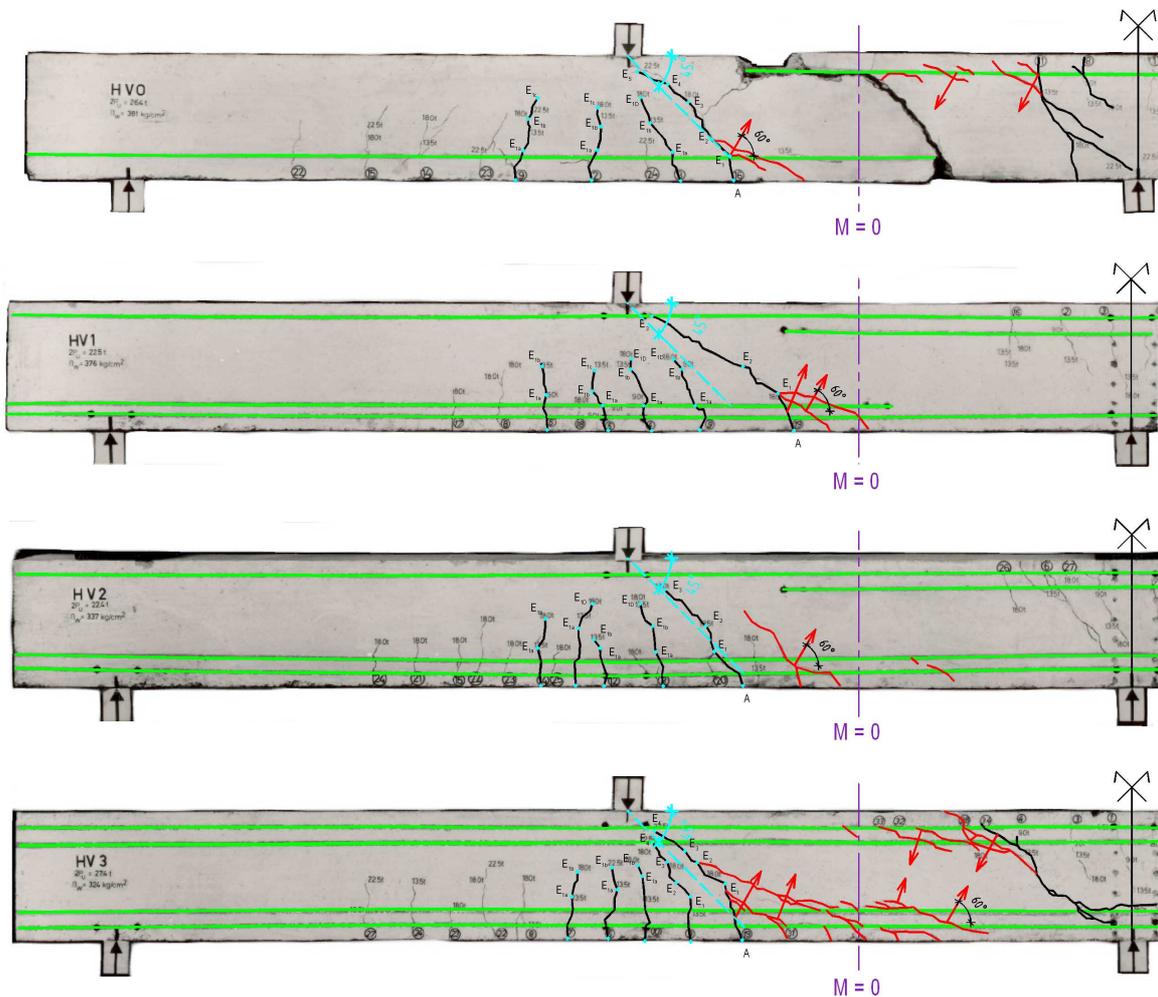
Der betrachtete Zustand belegt, wie groß die Tragfähigkeit der Biegezuggurte als Verbundsystem ist. Im *Bild 2* ist zu erkennen, wie der über der Mittelstütze angeordnete Zuggurt die eingeleitete Kraft in mehreren aufeinander folgenden Stufen immer weiter bis zum Momentennullpunkt geleitet hat, wenn die jeweils aktive Zugstrebe zu einem neuen Riss geführt hat.

Der gleiche Effekt kann auch in der anderen Hälfte des Balkens HV 0 beobachtet werden, die im *Bild 3* wiedergegeben ist. Hier sind solche fortschreitenden Risse, die die Biegetragfähigkeit des jeweiligen Zuggurtes belegen, sowohl oben als auch unten im Bereich zwischen Einzellast und Mittelunterstützung zu erkennen.

Bei kräftigen, durchgehenden Zuggurten, wie sie beispielsweise die Balken HV 2 und HV 3 jeweils unten aufweisen, kann sich ein weiterer Riss im Steg ausbilden, der etwa mit 30 ° zur Balkenachse geneigt ist. Der physikalische Hintergrund dafür dürfte im Einfluss der Biegezugbewehrung auf die Rissabstände liegen; bei kleineren Rissabständen wird sich ein solcher Riss eher einstellen.

Da ein solcher zusätzlicher Riss nicht in allen Systemen auftritt und sein Auftreten nicht das Erreichen des letzten möglichen Tragsystems darstellt, wird dieses weitere Zwischensystem gleichfalls dem Zustand II.6<sub>i-0</sub> zugeordnet.

Somit können im Zustand II.6<sub>i-0</sub> folgende Teilzustände unterschieden werden:

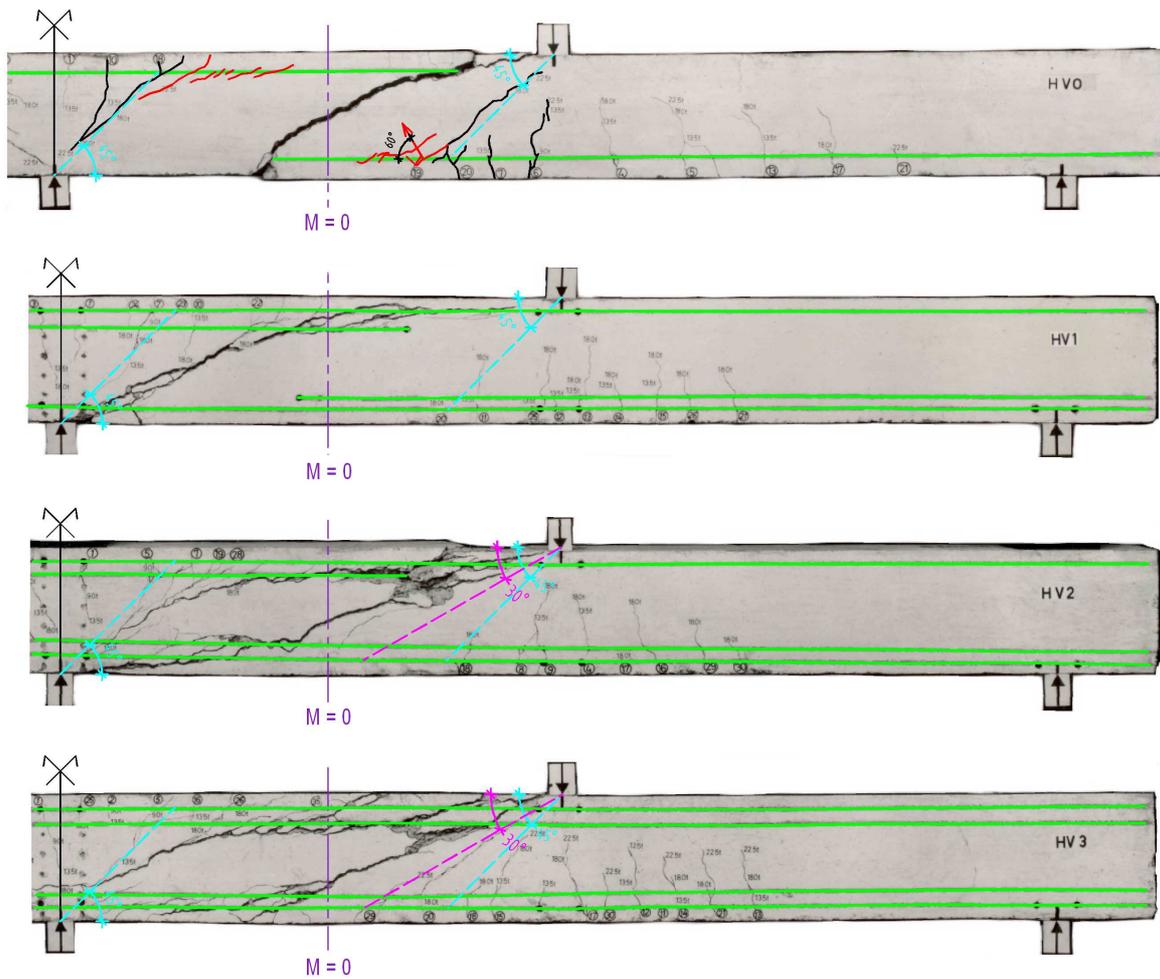


**Bild 2:** Zugstreben der Balken HV 0 bis HV 3 aus [1] im Zustand II.6<sub>i-0</sub>

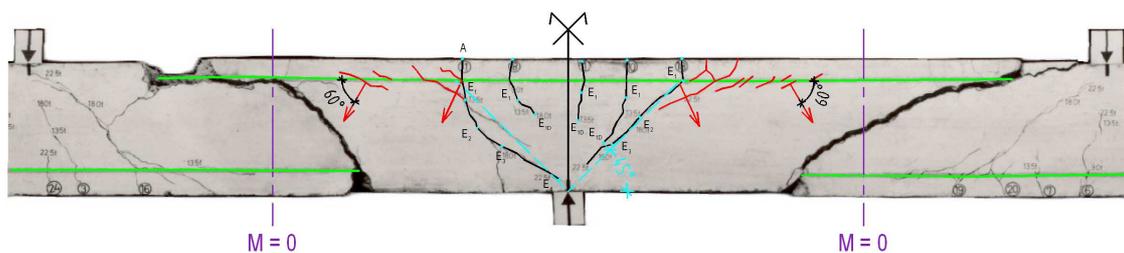
Im **Zustand II.6a<sub>i-0</sub>** ist der kritische Stegriss etwa unter  $45^\circ$  geneigt. Diesem Zustand kann (falls kräftige Zuggurte vorhanden sind) ein **Zustand II.6b<sub>i-0</sub>** folgen, in dem sich ein weiterer kritischer Stegriss einstellt, der unter ca.  $30^\circ$  zum Balkenrand geneigt ist.

Im Zustand II.6a<sub>i-0</sub> wird durch die Zugstreben, die neben den  $45^\circ$ -Rissen nach oben gerichtet waren, die Betonzugfestigkeit - in der Regel knapp über dem Zuggurt - erreicht und durch die entstehenden Risse werden diese Zugstreben unwirksam. Für die Krafteinleitung stehen nun nur noch Druckstreben zur Verfügung (Zustand II.6b<sub>i-0</sub>), die gegenüber der Richtung der Einzellast bis zu  $60^\circ$  geneigt sind. Die für das Gleichgewicht dieser Druckstreben erforderlichen Zugstreben sind unter  $60^\circ$  zur Balkenachse geneigt.

Wie am Beispiel des Balkens HV 0 insbesondere im Bereich der Mittelunterstützung gut zu erkennen ist, kann sich der Übergang vom Zustand II.6a<sub>i-0</sub> zum Zustand II.6b<sub>i-0</sub> auch schrittweise einstellen, indem die Zugstrebe schrittweise weiter wandert, sobald sie am Zuggurt einen Riss verursacht hat, s. **Bild 4**.

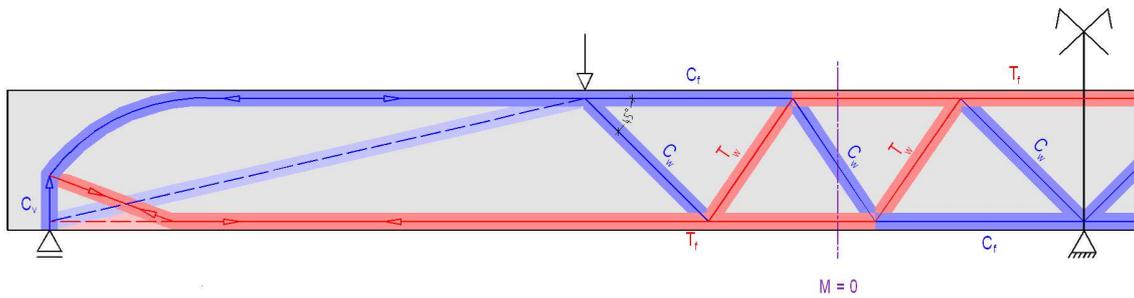
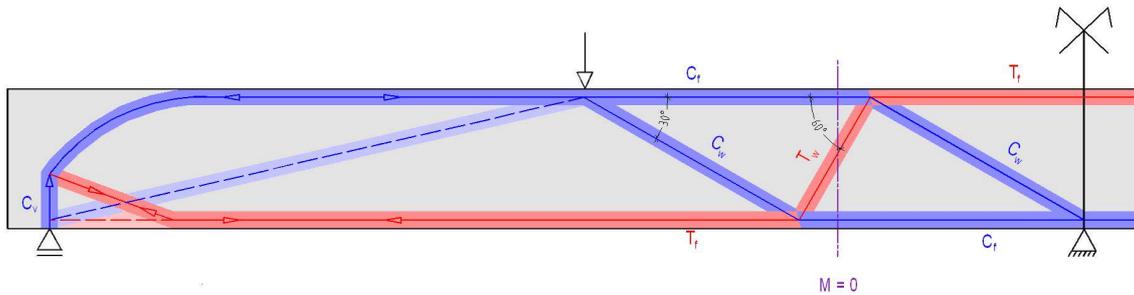


**Bild 3:** Rissbilder der Balken HV 0 bis HV 3 aus [1] (zweite Hälfte)



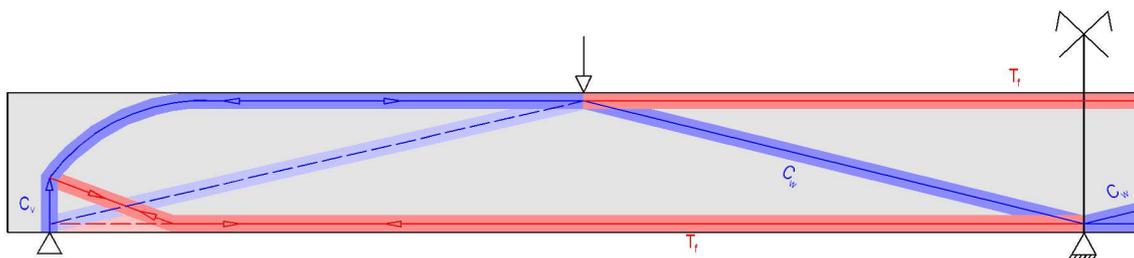
**Bild 4:** Rissbild des Balkens HV 0 bei der Mittelunterstützung

In diesem Zustand gibt es im hier betrachteten  $D_{i-0}$ -Bereich keine Abschnitte mehr, die einen Spannungszustand nach der Biegetheorie aufweisen. Das gesamte Tragsystem besteht nunmehr aus einem der im *Bild 5* dargestellten Strebenragwerke.

a) Zustand II.6a<sub>i-0</sub>b) Zustand II.6b<sub>i-0</sub>**Bild 5:** Strebentragwerke im Zustand II.6<sub>i-0</sub>

### ⇒ Der Zustand II.7<sub>i-0</sub>

Wenn in Folge der etwa unter  $60^\circ$  geneigten Zugstreben des Tragsystems im Zustand II.6b<sub>i-0</sub> die Betonzugfestigkeit erreicht wird, werden nunmehr auch diese Zugstreben wirkungslos. Es bildet sich ein Strebentragwerk aus mit einer zwischen der eingeleiteten Einzellast und dem Mittelaufleger direkt verlaufenden Druckstrebe. Für das Gleichgewicht ist es erforderlich, dass sich sowohl am oberen als auch am unteren Rand jeweils von der Einzelast bis zur Mittelunterstützung ein durchgehendes Zugband ausbilden kann. Es entsteht das im *Bild 6* dargestellte Strebentragwerk.

**Bild 6:** Strebentragwerk im Zustand II.7<sub>i-0</sub>

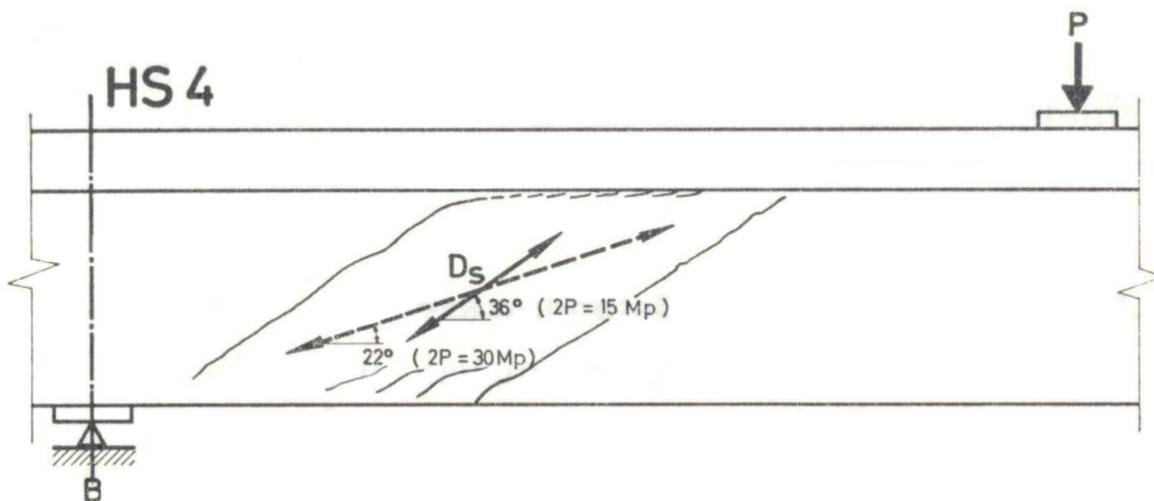
Aus den Rissbildern der Versuchskörper HV 0 bis HV 3 aus [1] kann dieses System als jeweilige Versagensursache gut abgelesen werden:

Beim Balken HV 0 versagten mit den Stegzugstreben im Zustand II.6 naturgemäß auch die Zugbänder des im *Bild 6* dargestellten Strebentragwerks, da die dafür erforderliche Bewehrung sowohl oben als auch unten nicht durchgehend von der Mittelunterstützung bis zu den eingeleiteten Einzellasten vorhanden war. Anzeichen für das kurzzeitige Aktivieren der Zugbänder kurz vor dem endgültigen Versagen des Balkens werden dokumentiert durch

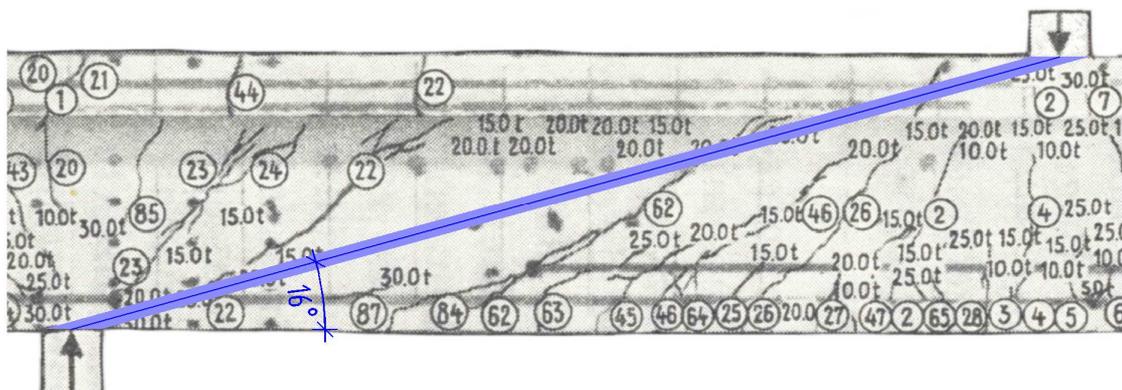
einen unten rechtwinklig zum Rand verlaufenden Riss nahe an der Mittelunterstützung sowie entsprechende Risse an der Oberseite in der Nähe der Einzellast. Bei Spannungszuständen nach der Biegetheorie wären diese Bereiche jeweils stark überdrückt.

Die direkte Druckstrebe des Zustands II.7<sub>i-0</sub> von der Kräfteinleitung zum Auflager wurde von den Verfassern von [1] sogar direkt gemessen, aber in ihrer Wirkungsweise nicht entsprechend kommentiert. In [1] wird ein Ausschnitt des Balkens HS 4 (der mit Stegbewehrung ausgestattet war) gezeigt mit den im Bereich des Momentennullpunkts festgestellten Druckstreben in zwei unterschiedlichen Laststufen (siehe *Bild 7*). Wie der Vergleich mit der blau über die Originalzeichnung gelegten Druckstrebe im *Bild 8* erkennen lässt, wurde also auch bei Balken mit Stegbewehrung in der letzten Laststufe (gestrichelt dargestellte Druckstrebe im *Bild 7*) das Tragsystem erreicht, das zuvor unter der Bezeichnung Zustand II.7<sub>i-0</sub> beschrieben wurde.

Bei genauerem Vergleich der gemessenen Druckstrebenrichtung (*Bild 7*) mit der im *Bild 8* dargestellten Druckstrebe direkt von der Einzellast zum Auflager stellt man fest, dass die gemessene Richtung zwar auch auf das Auflager gerichtet ist, aber den Druckgurt außerhalb der Kräfteinleitungsstelle erreicht. Diese Druckstrebenrichtung, die auch dadurch plausibel erscheint, dass sie im Steg keine Risse kreuzt, dürfte auf eine Last verteilende Wirkung des Druckgurts zurück zu führen sein.



*Bild 7:* Neigung der Druckstrebe bei zwei Laststufen im Balken HS 4 nach [1]



*Bild 8:* Druckstrebe im Zustand II.7<sub>i-0</sub> im Balken HS 4 nach [1]

Bei den Balken HV 1 bis HV 3 waren die im Zustand II.7<sub>i,0</sub> für das Gleichgewicht erforderlichen Zuggurte durch die durchgehend vorhandene Bewehrung gesichert. Bei diesen Balken versagte jeweils die Druckstrebe, die sich zwischen den Einzellasten und den Mittelunterstützungen ausgebildet hatte - und zwar jeweils an Stellen, bei denen die Druckstrebe die Bewehrung kreuzte. Beim Balken HV 1 geschah dies wohl gleichzeitig unten neben der Mittelunterstützung als auch im Bereich der oberen Längsbewehrung, bei den Balken HV 2 und HV 3 oben in der Nähe der Einzellast.

Die Verfasser von [1] berichteten bereits, dass die Druckstreben durch „Aufspalten des Betons entlang der oberen Längsbewehrung“ versagte. Die großen Druckspannungen der Druckstreben hatten entsprechende Querzugspannungen sowohl in der Dickenrichtung (etwa der z-Richtung) als auch der Breitenrichtung (y-Richtung) zur Folge. Die Rissbilder der Balken HV 2 und HV 3 lassen den Schluss zu, dass die Betonzugfestigkeit wohl etwa gleichzeitig in der Dicken- und der Breitenrichtung der Balken erreicht wurde.

Bezeichnender Weise geschah dies jeweils an Stellen, an denen die Druckstreben die Längsbewehrung kreuzten. Aus anderen Anwendungsbereichen des Stahlbetonbaus ist bekannt, dass Bewehrungsstäbe bei kreuzenden Druckstreben eine Spaltwirkung auslösen können. Dies ist beispielsweise zu berücksichtigen bei der Bewehrungsführung an Endauflagern von Scheiben. Aber auch Druckbrüche in Stegen können durch die kreuzende Stegbewehrung gefördert werden. Die Bewehrungsstäbe unterbrechen die im Beton durch die Druckspannungen hervorgerufenen Querzugspannungen und wirken diesbezüglich wie eine Öffnung, die den Ansatzpunkt bildet für das jeweilige Aufspalten des Querschnitts. Dies ist von außen erkennbar als Abplatzen des Betons im Bereich der Bewehrung.

Bei diesem Versagen der Druckstrebe im Kreuzungsbereich mit der Bewehrung scheint die Spaltwirkung von Stäben, die in dem kritischen Bereich enden, deutlich stärker zu sein als von durchgehenden Stäben. Dieser Schluss scheint jedenfalls nahe liegend zu sein, wenn man die Grenztragfähigkeit der Balken HV 2 und HV 3 vergleicht; sie liegt beim Balken HV 2 (bei geringfügig höherer Betonfestigkeit) etwa 20 % unter dem Wert des Balkens HV 3 - möglicher Weise nur auf Grund der zusätzlich gegebenen Spaltwirkung der Stabenden.

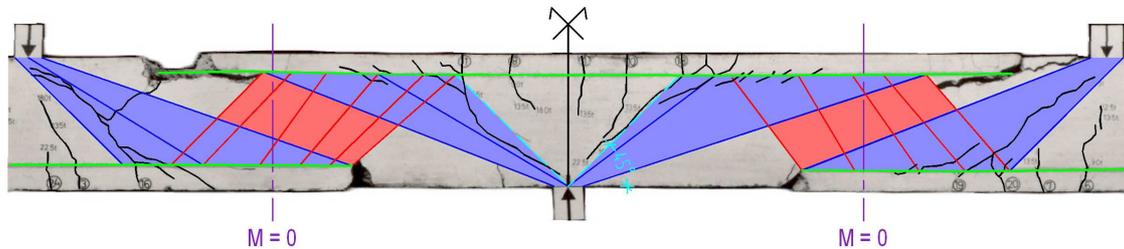
Es liegt auf der Hand, dass Versuche, bei denen wie im vorliegenden Fall vor dem Versagen Strebentragwerke entstehen, wie sie für die Zustände II.6<sub>i,0</sub> und II.7<sub>i,0</sub> festgestellt werden konnten, keine gesicherten Aussagen erlauben können für die Tragfähigkeit der Stege in Biegebereichen.

Die Verfasser von [1] hatten bereits bei der Vorstellung der Versuchsergebnisse für die Reihe HV hervorgehoben, dass „der unzulässig bewehrte Balken HV 0 ohne durchgehende untere (*und obere*) Längsbewehrung erstaunlicherweise eine verhältnismäßig hohe Bruchlast von  $2 P_U = 26,4 \text{ Mp}$ “ erreichte, „die nur von HV 3 mit oben und unten durchgeführter Bewehrung etwas übertroffen wurde, während sie für die beiden mittleren Balken HV 1 und HV 2 mit  $2 P_U = 22,5 \text{ Mp}$  bzw.  $22,4 \text{ Mp}$  deutlich darunter lag.“

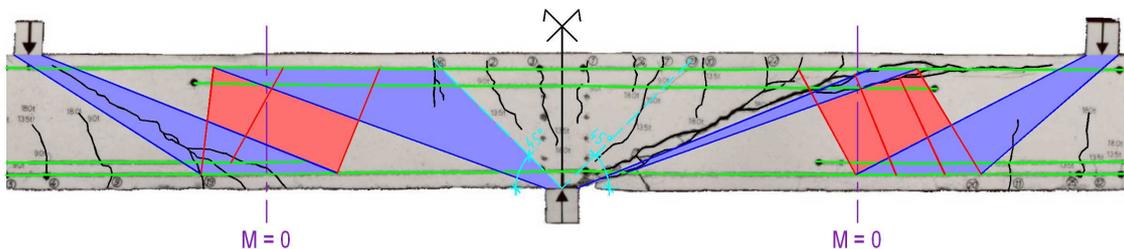
Was war nun die Ursache für das überraschend gute Tragvermögen des Balkens HV 0? Dieser Balken unterschied sich von den übrigen nicht nur in der unzulässig kurz gewählten Längsbewehrung, vielmehr wies diese Längsbewehrung auch unterschiedliche Durchmesser auf: Während der Balken HV 0 jeweils mit  $2 \text{ } \varnothing 26$  versehen war, hatten die übrigen Balken im Bereich der maximalen Biegebeanspruchungen jeweils  $5 \text{ } \varnothing 16$  erhalten. Dies hatte zur Folge, dass sich die Dehnungen des Zuggurts beim Balken HV 0 auf weniger Risse (mit entsprechend größeren Rissbreiten) verteilten als bei den übrigen Balken dieser Serie. Tatsächlich errechnet sich der mittlere Rissabstand für den Balken HV 0 mit den in [3] angegebenen Regeln zu ca. 16 cm, während er für die übrigen Balken mit etwa 10 cm zu erwarten war.

Dieser Umstand hatte zur Folge, dass sich beim Balken HV 0 in den D<sub>i,0</sub>-Bereichen keine flacheren Risse ausbildeten als die unter 45 ° geneigten (vgl. *Bild 9*). In den übrigen Bal-

ken bildeten sich jedoch auf Grund der geringeren Rissabstände jeweils noch außerhalb der 45°-Linien zusätzlich flacher geneigte Risse aus, s. *Bild 10*. Dieser Unterschied hatte zur Folge, dass für die Druckstreben und damit auch für die Zugstreben im Zustand II.6 beim Balken HV 0 wesentlich größere Flächen zur Verfügung standen als bei den anderen Balken.



*Bild 9:* Mittlerer Bereich des Balkens HV 0 im Zustand II.6<sub>i-0</sub>



*Bild 10:* Mittlerer Bereich des Balkens HV 1 im Zustand II.6<sub>i-0</sub>

Dadurch waren bei gleicher Belastung die Stegzugspannungen des Balkens HV 0 deutlich geringer als bei den übrigen Balken der Reihe. Entsprechend lag die Tragfähigkeit im Zustand II.6 höher. In diesem Balken konnte jedoch in Folge der nicht durchgehenden Längsbewehrungen kein Strebentragwerk gemäß Zustand II.7 entstehen. Bei den übrigen Balken konnten dagegen nach dem Versagen des Systems im Zustand II.6 noch Strebentragwerke gemäß Zustand II.7 aktiviert werden, die eine gewisse Laststeigerung erlaubten. Bei den Balken HV 2 und HV 3 konnte dadurch aber nicht einmal der aufgezeigte Nachteil gegenüber dem Balken HV 0 im Zustand II.6 wettgemacht werden.

Der Vergleich bestätigt, dass große Rissabstände vorteilhaft sind für das Stegtragverhalten von Bauwerken ohne Stegbewehrung. Im Allgemeinen dürfte es in der Summe jedoch nicht vorteilhaft sein, aus diesem Grund Längsbewehrungen so zu wählen, dass sie zu großen Rissabständen führen - es sei denn, die daraus resultierenden größeren Rissbreiten können sich auf die Konstruktion nicht nachteilig auswirken.

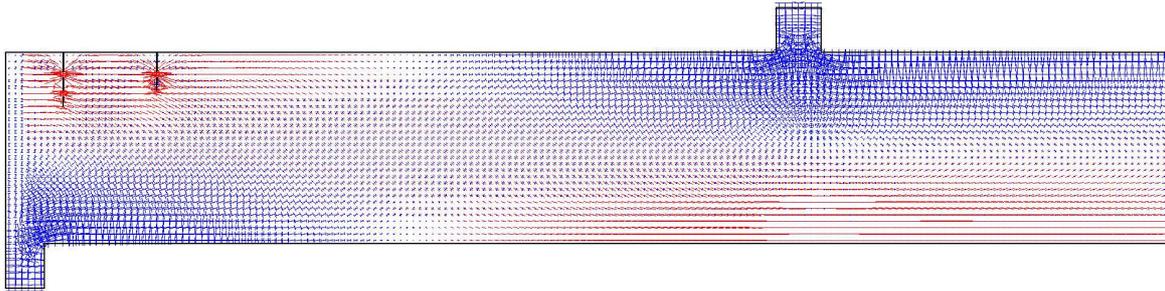
## 2. Ergänzende FE-Berechnungen

Für die vergleichende Betrachtung der durchgeführten Rissanalysen mit einer FE-Berechnung werden im vorliegenden Fall die Geometrie und das Rissbild der rechten Hälfte des Balkens HV 1 verwendet. Die folgenden Bilder entsprechen daher der rechten Hälfte des *Bildes 10*. Bei den durchgeführten FE-Berechnungen wurde bewusst auf Programme verzichtet, die das nichtlineare Verhalten des Betons abbilden können. Die händische Modellierung von Rissen in Form von Öffnungen stellt sicher, dass das vorgegebene Rissbild nachvollziehbar auch tatsächlich abgebildet wird und nicht mit Rissbildern gearbeitet wird, deren Verlauf möglicherweise an programmtechnische Festlegungen gebunden sein könnte. Allerdings werden dabei vereinzelt, auf Grund der sehr kleinen Elemente, sehr große Kerb-

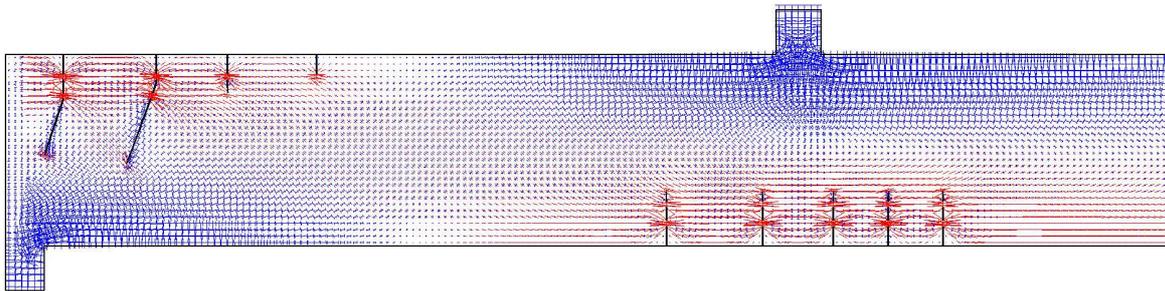
spannungen errechnet, die wegen des tatsächlich nicht rein linearelastischen Verhaltens von Stahlbeton so nicht auftreten werden.

Obwohl im vorliegenden Fall im Zustand  $II.1_{i-0}$  erst sehr kurze Risse entstanden waren, vgl. *Bild 11*, ist in dem Bereich zwischen den beiden Rissen bereits deutlich die geneigte Stegzugstrebe zu erkennen, die zur Verlängerung des rechten Risses führt, wie er im *Bild 12* als Folge zu erkennen ist.

Unterhalb des ersten Risses sind im *Bild 11* die Zugspannungen des verbliebenen Zuggewölbes auszumachen. Sie führen dazu, dass die Verlängerung dieses ersten Risses in der nächsten Risstufe (*Bild 12*) radial verläuft.



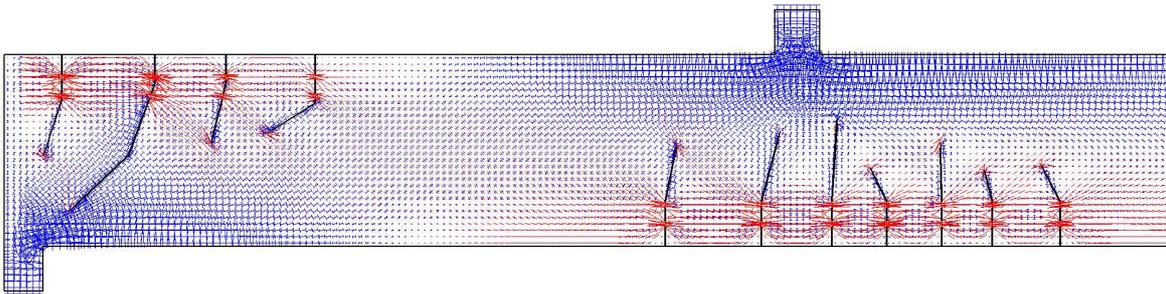
*Bild 11:* Hauptspannungen des Balkens HV 1 (rechte Hälfte) aus [1] im Zustand  $II.1_{i-0}$



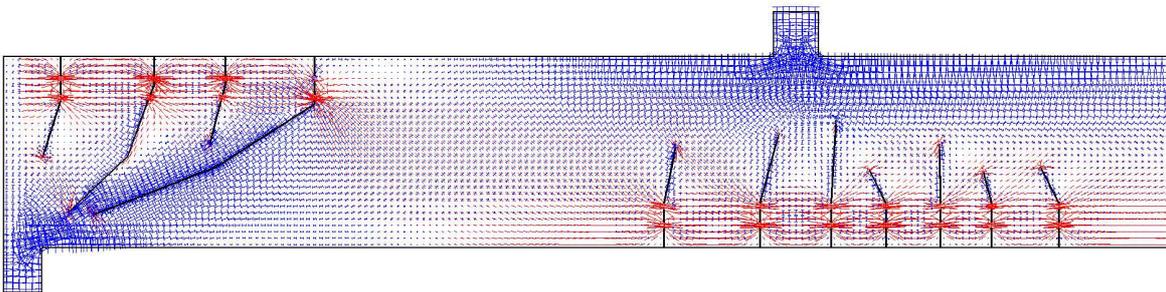
*Bild 12:* Hauptspannungen des Balkens HV 1 (rechte Hälfte) aus [1] im Zustand  $II.2_{i-0}$

Im Zustand  $II.2_{i-0}$ , für den das *Bild 12* die Hauptspannungen zeigt, ist im ersten Rissfeld über dem Auflager sehr gut die geneigte Stegzugstrebe zu sehen. Diese geneigten Stegzugstreben sind auch in den weiteren Rissfeldern im Zustand  $II.3_{i-0}$  (*Bild 13*) ablesbar.

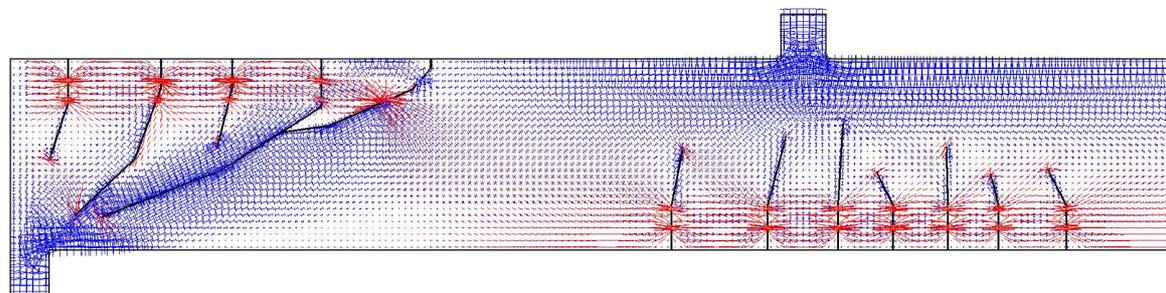
Im Zustand  $II.5_{i-0}$ , s. *Bild 14*, der in diesem Beispiel nur links über der Stütze erreicht wird, wirkt sehr deutlich ein Subsystem über dem kritischen Riss (d. h. ein Teiltragsystem in Form eines Biegebalkens mit veränderlicher Höhe, dem der Biegezuggurt mit der Bewehrung am Anfang des kritischen Stegrisses ein Auflager bietet) mit seiner Rückhängung rechts des kritischen Risses. Es bildet sich aber auch unterhalb des kritischen Risses eine Druckstrebe aus, deren Vertikalkomponente gemeinsam mit der Druckstrebe des Subsystems zurückgehängt wird.



**Bild 13:** Hauptspannungen des Balkens HV 1 (rechte Hälfte) aus [9] im Zustand II.3<sub>i-0</sub>



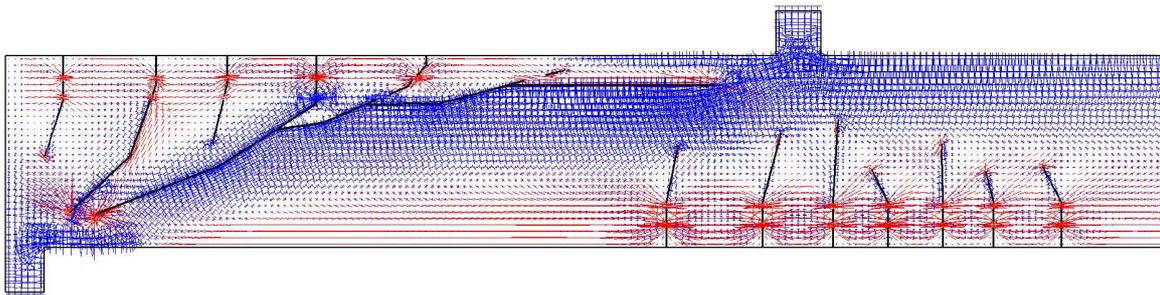
**Bild 14:** Hauptspannungen des Balkens HV 1 (rechte Hälfte) aus [9] im Zustand II.5<sub>i-0</sub>



**Bild 15:** Hauptspannungen des Balkens HV 1 (rechte Hälfte) aus [9] im Zustand II.6<sub>i-0</sub>

Der im Zustand II.6<sub>i-0</sub> in Folge der Rückhängung zusätzlich entstehende Riss ändert das Tragverhalten noch nicht entscheidend. Der Anteil der geneigten Druckstrebe über dem kritischen Riss - also der Anteil des Subsystems - wird geringer zu Lasten des Teils unterhalb des kritischen Risses. Es kann sich aber immer noch eine Druckstrebe ausbilden, die für das Gleichgewicht eine Rückhängung in den Steg findet. Es stellt sich also das im *Bild 5.b* dargestellte System ein.

Wenn die Rissbildung entlang der oben liegenden Biegezugbewehrung so weit fortgeschritten ist, dass keine Stegzugstrebe mehr möglich ist, bildet sich die direkte Druckstrebe zwischen Last und Auflager gemäß *Bild 6*, wie das *Bild 16* deutlich zeigt. Auch die oben und unten durchgehenden Zugbänder sind gut zu erkennen.



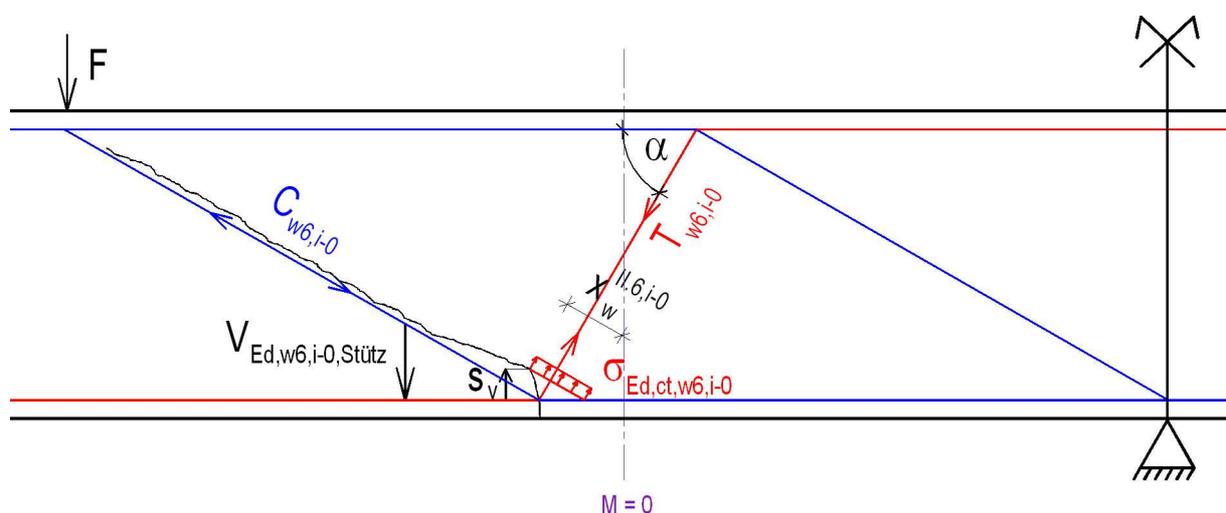
**Bild 16:** Hauptspannungen des Balkens HV 1 (rechte Hälfte) aus [1] im Zustand II.7<sub>i-0</sub>

### 3. Bemessungsmodelle für D<sub>i-0</sub>-Bereiche

Da die Zustände II.1<sub>i-0</sub> bis II.5<sub>i-0</sub> in der Rissentwicklung in D<sub>i-0</sub>-Bereichen nur Zwischenstufen darstellen, werden für sie keine eigenen Bemessungsmodelle entwickelt. Maßgebend für die Tragfähigkeit eines Tragwerks sind vielmehr die Zustände II.6<sub>i-0</sub> und II.7<sub>i-0</sub>, für die im Folgenden auf physikalischen Grundlagen beruhende Bemessungsmodelle vorgestellt werden.

#### 3.1 Zustand II.6<sub>i-0</sub>

Zur Berechnung der Tragfähigkeit im **Zustand II.6<sub>i-0</sub>** werden die Bezeichnungen entsprechend *Bild 17* gewählt.



**Bild 17:** Geometrie, Kräfte und Spannungen im Zustand II.6<sub>i-0</sub>

Aus der Geometrie ergibt sich:

$$x_w^{II.6,i-0} = \frac{s_v}{\cos \alpha} \quad (1),$$

$$T_{w6,i-0} = \frac{V_{Ed,w6,i-0,Stütz}}{\sin \alpha} \quad (2)$$

Bei Annahme einer gleichmäßig verteilten Zugspannung über die Breite  $x_w^{II.6,i-0}$  folgt:

$$\sigma_{Ed,ct,w6,i-0} = \frac{V_{Ed,w6,i-0,Stütz}}{b_w \cdot s_v \cdot \frac{\sin \alpha}{\cos \alpha}} = \frac{V_{Ed,w6,i-0,Stütz}}{b_w \cdot s_v \cdot \tan \alpha} \quad (3).$$

Durch Vorgabe einer zulässigen Betonzugspannung im Steg berechnet sich der Bemessungswert der aufnehmbaren Auflagerkraft des Subsystems, das heißt, die Kraft, die über die Stegzugstrebe  $T_{w6,i-0}$  ein Gleichgewicht finden kann zu:

$$V_{Rd,ct,w6,i-0,Stütz} = b_w \cdot s_v \cdot \tan \alpha \cdot \alpha_b \cdot f_{ctd,w} \quad (4).$$

Dabei stellt der Faktor  $\alpha_b$  einen Verbundbeiwert dar. Er wurde eingeführt, da in [2] dargestellte Untersuchungen gezeigt haben, dass die Art der Biegebewehrung und die damit in engem Zusammenhang stehenden Verbundeigenschaften durchaus Einfluss auf das Stegtragverhalten haben. Allerdings lassen sich auf Grund fehlender Forschungsarbeiten, die diese Einflüsse genauer untersuchen, keine genauen Angaben über diesen Beiwert machen. Hier besteht weiterer Forschungsbedarf.

Für die Neigung  $\alpha$  der Stegzugstrebe  $T_{w6,i-0}$  wird entsprechend der obigen Betrachtungen näherungsweise ca. 60° angenommen. Weiterhin wurde in [2] auch abgeleitet, dass der obere Ansatzpunkt des Risses bei ca.  $s_v = (h - d) = d_1$  liegt. Damit folgt:

$$V_{Rd,ct,w6,i-0,Stütz} = 1,75 \cdot b_w \cdot d_1 \cdot \alpha_b \cdot f_{ctd,w} \quad (5).$$

wobei  $V_{Rd,ct,w6,i-0,Stütz}$  bei reiner Einzelbelastung der Querkraft zwischen Last und Innenstütze entspricht.

Zum Vergleich der so berechneten Tragfähigkeiten mit tatsächlichen Versuchsergebnissen werden die bereits oben betrachteten Balken HV 0 bis HV 3 aus [1] untersucht. Die Querschnittsabmessungen dieser Balken betragen  $b_w = 19$  cm,  $h = 32$  cm und  $d = 27$  cm. Der Beiwert  $\alpha_b$  wird mit 1,0 angenommen, da, wie beschrieben, keine genaueren Erkenntnisse vorliegen, und das Eigengewicht der Träger wird vernachlässigt. Die rechnerisch aufnehmbaren Querkräfte an der Mittelunterstützung im Zustand II.6<sub>i-0</sub>,  $V_{R,ct,w6,i-0,Stütz}$ , sind in *Tabelle 1* für  $f_{ctk;0,95}$ ,  $f_{ctm}$  und  $f_{ctk;0,05}$  als Bemessungsbetonzugfestigkeit dargestellt. Die in den Versuchen erreichten Bruchquerkräfte an der Mittelstützung berechnen sich bei einem symmetrischen Zweifeldträger mit symmetrischer Belastung durch Einzellasten in den Feldmitten zu

$$V_{u,Stütz} = 0,6875 \cdot F_u \quad (6),$$

wobei  $F_u$  für die Einzellast in Feldmitte steht. Die so ermittelten Bruchquerkräfte sind ebenfalls in *Tabelle 1* aufgeführt.

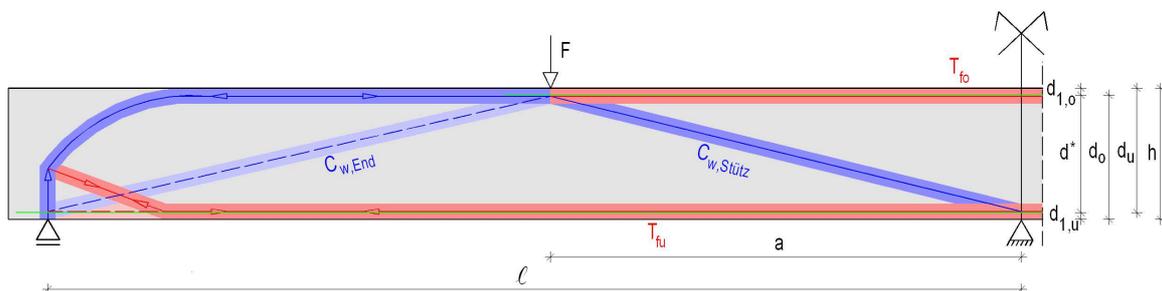
**Tabelle 1:** Rechnerische Tragfähigkeit der Balken HV 0 bis HV 3 aus [1] im Zustand II.6<sub>i-0</sub>

Balken	$f_{ck} = 0,8 \cdot \beta_w$ [MN/m <sup>2</sup> ]	$V_{R,ct,w6,i-0,Stütz}$ bei $f_{ctk;0,95}$ [kN]	$V_{R,ct,w6,i-0,Stütz}$ bei $f_{ctm}$ [kN]	$V_{R,ct,w6,i-0,Stütz}$ bei $f_{ctk;0,05}$ [kN]	$V_{u,Stütz}$ Versuch [kN]
HV 0	30,5	63,3	48,7	34,1	89,4
HV 1	30,1	62,7	48,2	33,8	77,3
HV 2	27,0	58,3	44,8	31,4	77,0
HV 3	25,9	56,8	43,7	30,6	94,2

Wie aus *Tabelle 1* hervorgeht, sind die rechnerischen Tragfähigkeiten im Zustand II.6<sub>i-0</sub> durchweg kleiner als die tatsächlichen Bruchquerkräfte. Es muss also für alle Träger der Zustand II.7<sub>i-0</sub> für die Tragfähigkeit maßgebend gewesen sein.

### 3.2 Zustand II.7<sub>i-0</sub>

Im Zustand II.7<sub>i-0</sub> stellt sich, wie schon beschrieben, ein Strebenfachwerk mit einer direkten Druckstrebe zum Auflager ein, welches in *Bild 18* nochmals abgebildet ist.



**Bild 18:** Strebenfachwerk im Zustand II.7<sub>i-0</sub>

Wie aus *Bild 18* ersichtlich wird, kann sich dieses Fachwerkssystem nur einstellen, wenn die Zugstreben  $T_{fo}$  und  $T_{fu}$  aufgenommen werden können, was heißt, dass eine entsprechende Bewehrung vorhanden und hinter dem Auflager beziehungsweise unter der Lasteinleitung ausreichend verankert sein muss. Beim Balken HV 0 aus [1] ist dies nicht der Fall, so dass sich bei diesem Balken kein Zustand II.7<sub>i-0</sub> nach der hier vorgestellten Theorie einstellen konnte. Die Tragfähigkeit im Zustand II.6<sub>i-0</sub> muss also bei diesem Balken erheblich größer sein, als nach *Glg. (5)* berechnet wurde. Dies wurde oben bereits qualitativ ausführlich erläutert, für eine quantitative Untersuchung fehlen jedoch weitere aussagekräftige Versuchsergebnisse mit ähnlich bewehrten Balken zu weiteren Parameterstudien, so dass auch hier wieder auf zukünftige Forschungsarbeiten verwiesen werden muss.

Können die Zugstreben jedoch aufgenommen werden, stellt sich im **Zustand II.7<sub>i-0</sub>** das im *Bild 18* dargestellte Fachwerk ein. Die Tragfähigkeit des Tragwerks wird dann von der Tragfähigkeit der Zugstrebe oben, der Tragfähigkeit der Zugstrebe unten oder der Tragfähigkeit der Druckstrebe bestimmt. Auf Grund der Rissbildung ergibt sich die Tragfähigkeit der oberen Zugstrebe zu

$$T_{Rd,fo,i-0} = A_{so} \cdot f_{yd} \quad (7).$$

Aus der Geometrie und dem Kräftegleichgewicht an der Lasteinleitungsstelle, wobei vereinfachend für den Lastabtrag zum Endauflager nur die direkte Druckstrebe angesetzt wird, folgt mit den Bezeichnungen gemäß *Bild 18*:

$$T_{fo} = C_{w,Stütz,h} - C_{w,End,h} \quad (8),$$

$$\text{mit } C_{w,Stütz,h} = \frac{a}{d^*} \cdot V_{Stütz} \quad (9)$$

$$\text{und } C_{w,End,h} = \frac{1-a}{d^*} \cdot (F - V_{Stütz}) \quad (10).$$

Durch Einführung des Faktors

$$\beta_{i-0} = \frac{V_{Stütz}}{F} \quad (11)$$

folgt dann:

$$T_{fo} = \frac{1}{d^*} \cdot \frac{1}{\beta_{i-0}} \cdot [a - 1 \cdot (1 - \beta_{i-0})] \cdot V_{Stütz} \quad (12)$$

und damit

$$V_{Rd,Aso,w7,i-0,Stütz} = \frac{d^* \cdot \beta_{i-0}}{[a - 1 \cdot (1 - \beta_{i-0})]} \cdot A_{so} \cdot f_{yd} \quad (13).$$

Für die Zugstrebe unten folgt:

$$T_{fu} = C_{w,End,h} \quad (14).$$

Mit *Glg. (10)* und *Glg. (11)* kann die aufnehmbare Querkraft an der Mittelunterstützung in Abhängigkeit von der unteren Bewehrung dann folgender Maßen ausgedrückt werden:

$$V_{Rd,Asu,w7,i-0,Stütz} = \frac{\beta_{i-0}}{1 - \beta_{i-0}} \cdot \frac{d^*}{1 - a} \cdot A_{su} \cdot f_{yd} \quad (15).$$

Die Tragfähigkeit aus der Betondruckstrebe kann wie folgt berechnet werden:

$$C_{Rd,w7,i-0} = A_{c,w7,i-0} \cdot f_{cd} \quad (16)$$

und somit

$$V_{Rd,c,w7,i-0,Stütz} = \frac{d^*}{\sqrt{(d^*)^2 + a^2}} \cdot A_{c,w7,i-0} \cdot f_{cd} \quad (17).$$

Die Bestimmung der Wirkungsfläche der Betondruckstrebe gestaltet sich dabei etwas schwieriger, da nur sehr wenige Versuchsergebnisse zu Parameterstudien vorliegen. Die im Folgenden vorgeschlagenen Lösungsansätze können deshalb nur als erste Annäherung an einen Rechenwert für die Druckstrebenfläche angesehen werden, der in zukünftigen Forschungsvorhaben noch näher überprüft und gegebenenfalls verifiziert werden sollte. Aus den in [1] dokumentierten Versuchsergebnissen lässt sich ablesen, dass die kritischen schrägen Stegrisse nicht ganz bis zum Schwerpunkt der Bewehrung reichen, so dass in erster Näherung für die verbleibende Betonhöhe vorgeschlagen wird:

$$h_{c,Rest} = \alpha_{c,i-0} \cdot d_1 \quad (18),$$

wobei der Beiwert  $\alpha_{c,i-0}$  anhand zukünftiger Versuchsserien noch näher zu bestimmen sein und vermutlich zwischen 1,0 und 2,5 liegen wird. Die schräge Fläche für die Stegdruckstrebe ergibt sich dann zu

$$A_{c,w7,i-0}^{1. \text{ Näherung}} = \frac{\sqrt{(d^*)^2 + a^2}}{a} \cdot \alpha_{c,i-0} \cdot b_w \cdot d_1 \quad (19).$$

Weiterhin ist bei den Balken HV 1 bis HV 3 aus [1] erkennbar, dass die Bruchzone der Balken anscheinend immer im Bereich der Längsbewehrung begonnen hat. Es scheint deshalb sinnvoll, die durchgehende Längsbewehrung durch Berechnung einer ideellen Querschnittsfläche zu berücksichtigen und es folgt in zweiter Näherung:

$$A_{c,w7,i-0}^{2. \text{ Näherung}} = \frac{\sqrt{(d^*)^2 + a^2}}{a} \cdot \left[ \alpha_{c,i-0} \cdot b_w \cdot d_1 + \left( \frac{E_s}{E_{cm}} - 1 \right) \cdot A_s \right] \quad (20).$$

Andererseits ist auch bekannt, dass Bewehrung in einer Druckzone die dort vorhandenen Spaltzugspannungen, die in der Regel zum Versagen der Druckzone führen, verstärkt und damit die Tragfähigkeit vermindert. Deshalb wird ein Faktor  $\alpha_{s,i-0}$  eingeführt, über den dieser Einfluss berücksichtigt werden soll und der mit dem Abminderungsbeiwert für die Druckstrebenfestigkeit  $\alpha_c$  bei der Querkraftbemessung nach DIN 1045-1 [3], Abschnitt 10.3.4, verglichen werden kann. Da die Bewehrung die Druckstrebe hier jedoch sehr flach kreuzt und den Verfassern keine Forschungsarbeiten bekannt sind, die den Einfluss so flach kreuzender Bewehrung auf die Tragfähigkeit untersuchen, kann an dieser Stelle keine Aussage über die Größe dieses Beiwertes gemacht werden. Es ist zu erwarten, dass er zwischen dem Wert der DIN 1045-1 von 0,75 und dem Wert 1,0 liegt. In der allgemeinen Schreibweise lautet die Gleichung für die Betondruckstrebenfläche dann:

$$A_{c,w7,i-0} = \frac{\sqrt{(d^*)^2 + a^2}}{a} \cdot \left[ \alpha_{c,i-0} \cdot b_w \cdot d_1 + \left( \frac{E_s}{E_{cm}} - 1 \right) \cdot A_s \right] \cdot \alpha_{s,i-0} \quad (21).$$

Für die Querkrafttragfähigkeit aus der Stegdruckstrebe nach *Glg. (17)* folgt damit:

$$V_{Rd,c,w7,i-0,Stütz} = \frac{d^*}{a} \cdot \left[ \alpha_{c,i-0} \cdot b_w \cdot d_1 + \left( \frac{E_s}{E_{cm}} - 1 \right) \cdot A_s \right] \cdot \alpha_{s,i-0} \cdot f_{cd} \quad (22).$$

Da das Tragwerk sowohl oben unter der Last als auch unten über der Mittelunterstützung versagen kann, muss die Stegtragfähigkeit sowohl für die obere wie auch für die untere Bewehrung berechnet werden, das heißt:

$$V_{Rd,co,w7,i-0,Stütz} = \frac{d^*}{a} \cdot \left[ \alpha_{c,i-0} \cdot b_w \cdot d_{1,o} + \left( \frac{E_s}{E_{cm}} - 1 \right) \cdot A_{s,o} \right] \cdot \alpha_{s,i-0} \cdot f_{cd} \quad (23)$$

$$\text{bzw. } V_{Rd,cu,w7,i-0,Stütz} = \frac{d^*}{a} \cdot \left[ \alpha_{c,i-0} \cdot b_w \cdot d_{1,u} + \left( \frac{E_s}{E_{cm}} - 1 \right) \cdot A_{s,u} \right] \cdot \alpha_{s,i-0} \cdot f_{cd} \quad (24).$$

Die Stegtragfähigkeit bei Einwirkung einer Einzellast in der Nähe eines Momentennullpunkts im Zustand II.7<sub>i-0</sub> wird also durch das Minimum aus den vier *Gleichungen (13), (15), (23) und (24)* bestimmt. Zusammenfassend gilt also:

$$V_{Rd,w7,i-0,Stütz} = \text{Min} \left\{ \begin{array}{l} \frac{d^* \cdot \beta_{i-0}}{[a-1 \cdot (1-\beta_{i-0})]} \cdot A_{so} \cdot f_{yd} \\ \frac{\beta_{i-0}}{1-\beta_{i-0}} \cdot \frac{d^*}{1-a} \cdot A_{su} \cdot f_{yd} \\ \frac{d^*}{a} \cdot \left[ \alpha_{c,i-0} \cdot b_w \cdot d_{1,o} + \left( \frac{E_s}{E_{cm}} - 1 \right) \cdot A_{so} \right] \cdot \alpha_{s,i-0} \cdot f_{cd} \\ \frac{d^*}{a} \cdot \left[ \alpha_{c,i-0} \cdot b_w \cdot d_{1,u} + \left( \frac{E_s}{E_{cm}} - 1 \right) \cdot A_{su} \right] \cdot \alpha_{s,i-0} \cdot f_{cd} \end{array} \right\} \quad (25).$$

Die auf diese Weise rechnerisch ermittelten Tragfähigkeiten werden im Folgenden wieder mit den tatsächlichen Bruchlasten der Balken HV 1 bis HV 3 aus [1] verglichen. Der Balken HV 0 wird dabei nicht mehr untersucht, da sich, wie bereits oben beschrieben, auf Grund der nicht durchgehenden Bewehrung bei diesem Balken keine Zugbänder und damit kein Zustand II.7<sub>i-0</sub> einstellen konnte. Die Balkenhöhe  $h$  beträgt bei allen Balken  $h = 32,0$  cm und die Breite  $b_w = 19,0$  cm. Die Stützweite ist  $\lambda = 2,50$  m und der Lastabstand  $a = 1,25$  m. Für symmetrische Zweifeldträger mit symmetrischer Belastung durch Einzellasten in den Feldmitten ergibt sich der Faktor  $\beta_{i-0}$  zu 0,6875. Als Bewehrung wurden bei allen Balken Stäbe mit einem Durchmesser von  $d_s = 16$  mm eingebaut, für die in [9] folgende Werte angegeben sind: Querschnittsfläche je Stab  $A_s = 1,98$  cm<sup>2</sup>, Zugfestigkeit  $f_{tk} = 539$  N/mm<sup>2</sup> und E-Modul  $E_s = 196.000$  MN/m<sup>2</sup>. Dabei laufen beim Balken HV 1 oben und unten je 2, beim Balken HV 2 oben 2 und unten 5 und beim Balken HV 3 oben und unten jeweils 5 Stäbe durch. Der Schwerpunktsabstand der Bewehrung vom Querschnittsrand wird bei der zweilagigen Bewehrung mit den 5 Stäben mit 5,0 cm angegeben, woraus sich für die einlagige Bewehrung mit 2 Stäben ein Abstand von etwa 3,5 cm ergibt. Als Bemessungsstahlfestigkeit  $f_{yd}$  wird die Zugfestigkeit  $f_{tk}$  und als aufnehmbare Betondruckfestigkeit  $f_{cd}$  wieder die charakteristische Festigkeit  $f_{ck} = 0,8 \cdot \beta_w$  angesetzt. Der E-Modul des Betons  $E_{cm}$  berechnet sich nach DIN 1045-1 [3] näherungsweise zu  $E_{cm} = 9500 \cdot (f_{ck} + 8)^{1/3}$ .

Die Beiwerte zur Bestimmung der Druckstrebenfläche  $\alpha_{c,i-0}$  und  $\alpha_{s,i-0}$  werden hier zu  $\alpha_{c,i-0} = 2,0$  und  $\alpha_{s,i-0} = 0,85$  angenommen, was selbstverständlich keine fundierten Erkenntnisse darstellt, da, wie bereits beschrieben, ausreichende Versuchsreihen und Forschungsarbeiten, die nähere Erkenntnisse über diese Werte zuließen, fehlen.

In *Tabelle 2* sind die Ergebnisse nach den *Gleichungen (13), (15), (23) und (24)* sowie die tatsächlichen Bruchquerkräfte angegeben, und es zeigt sich, dass bei den hier gewählten Ansätzen das tatsächliche Tragverhalten rechnerisch recht gut wiedergegeben werden kann. Da es sich hier jedoch nur um drei Versuchsbalken handelt, kann dieses Ergebnis keines Falls verallgemeinert werden. Hierzu sind abermals weitere Forschungsarbeiten mit Versuchsreihen an Stahlbetonbalken ohne Stegbewehrung erforderlich.

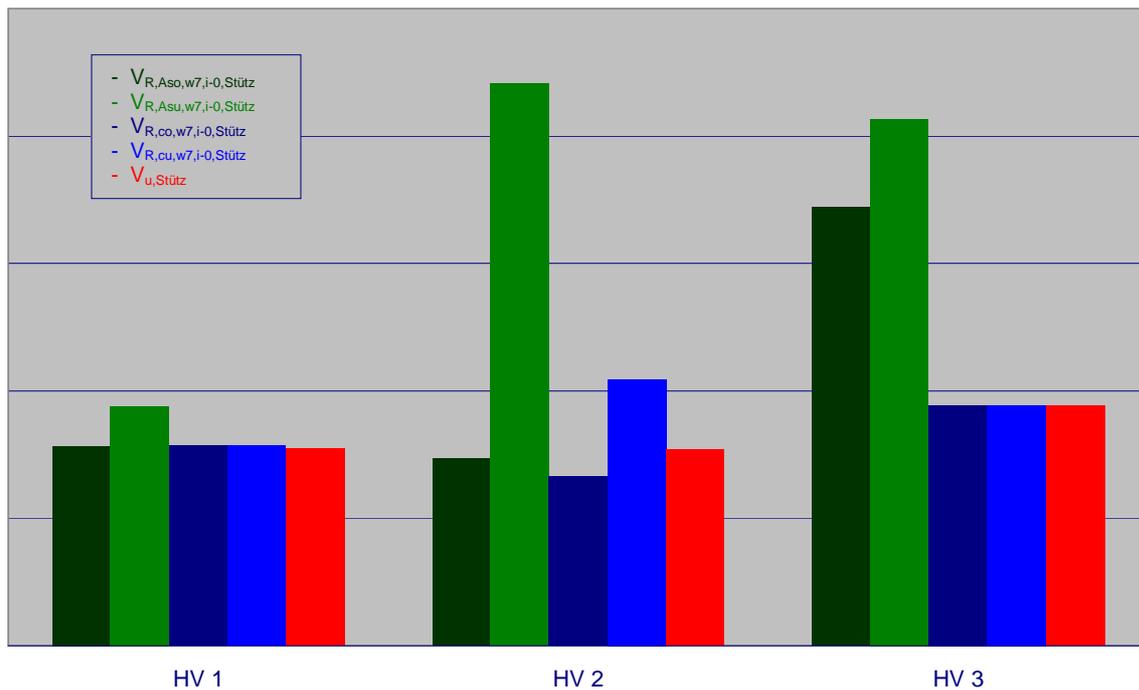
**Tabelle 2:** Rechnerische Tragfähigkeit der Balken HV 1 bis HV 3 aus [1] im Zustand II.7<sub>i-0</sub>

Balken	$d^*$ [cm]	$d_o$ [cm]	$d_u$ [cm]	$V_{R,As0,w7,i-0,Stütz}$ [kN]	$V_{R,Asu,w7,i-0,Stütz}$ [kN]	$V_{R,co,w7,i-0,Stütz}$ [kN]	$V_{R,cu,w7,i-0,Stütz}$ [kN]	$V_{u,Stütz}$ Versuch [kN]
HV 1	25,0	28,5	28,5	78,3	93,9	78,4	78,4	77,3
HV 2	23,5	28,5	27,0	73,6	220,7	66,4	104,5	77,0
HV 3	22,0	27,0	27,0	172,2	206,6	94,3	94,3	94,2

Nach den in *Tabelle 2* dargestellten Ergebnissen sind beim Balken HV 1 die Tragfähigkeiten aus der oberen Zugstrebe  $V_{R,As0,w7,i-0,Stütz}$ , der Druckstrebe oben  $V_{R,co,w7,i-0,Stütz}$  und der Druckstrebe unten  $V_{R,cu,w7,i-0,Stütz}$  alle in etwa gleich der Bruchtragfähigkeit  $V_{u,Stütz}$ . Die Tragfähigkeit aus der unteren Zugstrebe  $V_{R,Asu,w7,i-0,Stütz}$ , ist dagegen erheblich größer, da die Zugkraft unten auf Grund des statischen Systems kleiner ist als oben. Das heißt also, dass der Bruch des Balkens HV 1 entweder durch das Versagen der oberen Zugstrebe oder der Druckstrebe bedingt ist und tatsächlich lässt sich aus dem in *Bild 3* dargestellten Rissbild ableiten, dass der Balken durch einen Bruch der Druckstrebe direkt neben dem Mittelaufleger versagt hat. Der Balken HV 2 müsste nach den Rechenergebnissen in *Tabelle 2* schon vor Erreichen der tatsächlichen Bruchlast in der Druckstrebe oben versagt haben. Hier scheint also die Tragfähigkeit der Druckzone rechnerisch etwas unterschätzt zu werden, was auf Grund der hier getroffenen Näherungen und dem doch sehr inhomogenen Baustoff Stahlbeton durchaus möglich ist und im Hinblick auf eine Bemessung auch durchaus vertretbar erscheint. Tendenziell erfassen die Ergebnisse jedoch auch hier wieder den tatsächlichen Bruchmechanismus, da das Rissbild, vgl. *Bild 3*, deutlich ein Versagen der Druckzone im oberen Bereich wiedergibt. Beim Balken HV 3 erreicht die errechnete Querkrafttragfähigkeit aus der Druckstrebe dann wieder sehr genau die wirkliche Bruchtragfähigkeit, und tatsächlich lässt sich aus dem Rissbild ein Versagen der Druckstrebe im oberen Bereich ablesen.

Zur Verdeutlichung sind die in *Tabelle 2* dargestellten Ergebnisse im *Bild 19* nochmals grafisch dargestellt. Dabei sind die Tragfähigkeiten aus den Zugstreben, das heißt, aus den durchlaufenden Bewehrungen oben und unten, grün und die Tragfähigkeiten aus der Druckstrebe oben und unten blau gezeichnet. Die Bruchtragfähigkeiten sind in Rot dargestellt.

Die Grafik zeigt noch einmal sehr schön, wie gut die tatsächlichen Bruchquerkräfte durch die hier vorgeschlagenen Rechenmodelle erfasst werden können. Es muss jedoch nochmals darauf hingewiesen werden, dass die hier getroffenen Annahmen für die Beiwerte  $\alpha_{c,i-0}$  und  $\alpha_{s,i-0}$  zu  $\alpha_{c,i-0} = 2,0$  und  $\alpha_{s,i-0} = 0,85$  keine fundierten Erkenntnisse darstellen, sondern nur an Hand der vorliegenden Versuchsauswertungen zu den Balken HV 0 bis HV 3 in [1] abgeleitet wurden und somit eine Verallgemeinerung nur durch weitere Forschungsarbeit in zukünftigen Forschungsvorhaben mit entsprechenden Versuchsreihen möglich sein wird.



**Bild 19:** Grafische Darstellung der Tragfähigkeiten im Zustand II.7.i-0 der Balken HV 1 bis HV 3 aus [1]

## 5. Zusammenfassung

Die hier vorgestellten Zusammenhänge zeigen eine völlig neuartige Betrachtungsweise der Stegbeanspruchung bei Einzellasten, die in der Nähe von Momentennullpunkten angreifen, auf. Es wurde ein Bemessungsmodell entwickelt, das allein auf physikalischen und nicht auf empirisch ermittelten Grundlagen beruht. Weiterhin wurde gezeigt, dass sich in  $D_{i-0}$ -Bereichen grundlegend andere Spannungszustände als in Biegebereichen - vgl. [2] und [4] bis [6] - einstellen. Es erscheint somit zumindest aus wissenschaftlicher Sicht nicht sinnvoll, die unterschiedlichen Tragmechanismen durch einen einheitlichen Bemessungswert abzubilden. Dies konnte auch für andere D-Bereiche, zum Beispiel Lasteinleitungsgebiete - s. [7] - oder Einzellasten in der Nähe von Endauflagern - s. [8] und [9] - festgestellt werden.

Der Vergleich mit tatsächlichen, dokumentierten Versuchsergebnissen, hier die Balken HV 0 bis HV 4 von *Leonhardt, Walther* und *Dilger* aus [1], zeigt, dass das vorgestellte Bemessungsmodell die tatsächlichen Tragfähigkeiten gut erfassen kann. Selbstverständlich stellt dieser Vergleich keines Falls einen allgemeinen Nachweis der Richtigkeit dieses Modells dar, er weist jedoch darauf hin, dass dieses neuartige Bemessungsmodell in die richtige Richtung geht. Zur weiteren Überprüfung und eventuell zur genaueren Justierung dieses Modells besteht jedoch, wie mehrfach erwähnt, noch weiterer Forschungsbedarf.

## Literatur

- [1] Leonhardt, F., Walther, R. und Dilger, W.: Schubversuche an Durchlaufträgern. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 163, Berlin 1964.
- [2] Rojek, R.: Zur Rissentwicklung in Biegebereichen von Stahlbetontragwerken ohne Stegbewehrung.  
Forschungsbericht 2009 der Hochschule Augsburg.
- [3] DIN 1045-1, Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton;  
Teil 1: Bemessung und Konstruktion. Juli 2001.
- [4] Rojek, R.: Ein Tragmodell für die erste Stegrissstufe in Stahlbetontragwerken ohne Stegbewehrung.  
Forschungsbericht 2009 der Hochschule Augsburg.
- [5] Rojek, R.: Ein Tragmodell für die sechste Stegrissstufe in Stahlbetontragwerken ohne Stegbewehrung.  
Forschungsbericht 2009 der Hochschule Augsburg.
- [6] Rojek, R.: Ein Tragmodell für die siebte Stegrissstufe in Stahlbetontragwerken ohne Stegbewehrung.  
Forschungsbericht 2009 der Hochschule Augsburg.
- [7] Rojek, R.: Zur Rissentwicklung und neuartige Tragmodelle von Stahlbetontragwerken ohne Stegbewehrung unter Einzellasten.  
Forschungsbericht 2009 der Hochschule Augsburg.
- [8] Rojek, R.: Zur Rissentwicklung und neuartige Tragmodelle von Stahlbetontragwerken ohne Stegbewehrung unter Einzellasten in der Nähe von Endauflagern.  
Forschungsbericht 2009 der Hochschule Augsburg
- [9] Rojek, R.: Zur Rissentwicklung und neuartige Tragmodelle von Stahlbetontragwerken ohne Stegbewehrung unter Einzellasten in Wechselwirkung mit Endauflagern.  
Forschungsbericht 2009 der Hochschule Augsburg.