

Durchstanzversuche mit Bewehrung mit hochfestem Verbund, innovative Traganalysen und Bemessungsansätze

R. Rojek, T. Keller

Im vorliegenden Aufsatz wird über Durchstanzversuche berichtet, bei denen in die Stahlbeton-Versuchsplatten als Durchstanzsicherung Bewehrung mit hochfestem Verbund eingebaut wurde. Die Versuchsergebnisse zeigen, dass mit diesem System sehr gute Tragfähigkeiten erreicht werden. Aus den Rissbildern der nach den Versuchen aufgeschnittenen Versuchsplatten konnten interessante Rückschlüsse auf die Tragwirkung des Systems gezogen werden. Ein Vergleich dieser Rissbilder mit denjenigen von Versuchsplatten mit Doppelkopfkankern als Durchstanzsicherung zeigt im Detail deutliche Unterschiede im Tragverhalten. Die Analyse der Versuchsergebnisse führt außerdem zu neuartigen Erkenntnissen über die Tragmechanismen im durchstanzgefährdeten Auflagerbereich von Stahlbetonplatten, die auch die Grundlage für einen Vorschlag bieten, die bestehenden Bemessungsregeln zu modifizieren.

Die hier beschriebenen Durchstanzversuche wurden im Rahmen eines durch die *Regionale High-Tech-Offensive Bayern* geförderten Forschungsprojekts [1] durchgeführt, in dem die Eignung von Bewehrung mit hochfestem Verbund für verschiedenste Anwendungsbereiche des Stahlbetonbaus mit insgesamt 86 Versuchen überprüft wurde. Dabei konnten vorteilhafte Eigenschaften u. a. auch für die Anwendung als Querkraftbewehrung, für Wandanschlussbewehrungen, für den Einbau in Fertigteile, für die Rissbreitenbeschränkung, als Verbundbewehrung, für konzentrierte Krafteinleitungen und für neuartige Fugenträger festgestellt werden. Der Forschungsbericht sowie eine zugehörige Kurzinformation können vom erstgenannten Verfasser unter stb@rr21.de zur Verfügung gestellt werden.

1. Einleitung

Hat man auf Baustellen Gelegenheit, den Einbau von Doppelkopfkankern bzw. der zugehörigen Biegezugbewehrung zu beobachten, so stellt man immer wieder fest, dass dies nur mit erheblichen Mühen möglich ist, da die Ankerköpfe - insbesondere solche auf schräg zur Bewehrung angeordneten Einheiten - nur sehr schwer planmäßig zwischen den Stäben der Biegezugbewehrung unterzubringen sind. So gehört es zu den Erfahrungen der Verfasser, dass bei Bauüberwachungen auch Situationen vorgefunden werden, wie sie beispielhaft das *Bild 1* zeigt: Die in Fertigteil-Elementplatten eingebauten Doppelkopfkanker hören bereits 8 cm unterhalb der Oberkante der Biegezugbewehrung auf, obwohl sie laut allgemeiner bauaufsichtlicher Zulassung bis zu dieser Oberkante reichen müssten. Dass dies kein Einzelfall ist, lässt sich u. a. auch direkt den Werbeunterlagen für Doppelkopfkanker entnehmen, die häufig Einbausituationen darstellen, die nicht die Vorgaben der allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen erfüllen.

Diese Situation führte zu der Idee, die Krafteinleitung der Ankerköpfe und -füße auf mehrere Ebenen zu verteilen, also quasi auch in diesem Bereich von der eingeschossigen zur mehrgeschossigen Bauweise überzugehen. Dadurch kann der maßgebliche Querschnitt erheblich verringert und somit können die Einbaubedingungen entscheidend verbessert werden. Für die serienmäßige Herstellung dieser Bewehrung ist es von Vorteil, die zu kräftigen Rippen reduzierten Ankerkörper nicht nur in den Endbereichen der Ankerstäbe, sondern durchgehend anzuordnen.

Auf der Grundlage theoretischer Voruntersuchungen wurde somit eine Bewehrung definiert, bei der die Rippen als Achsabstand den 1,25-fachen Stabdurchmesser aufweisen und ihre Dicke ein Viertel des Stabdurchmessers beträgt. Damit erreicht der Außendurchmesser dieser Bewehrung nur das Anderthalbfache des Stabdurchmessers, s. *Bild 2*. Doppelkopfanker weisen dagegen den dreifachen Stabdurchmesser auf. Somit beträgt die Bruttoquerschnittsfläche dieser Bewehrung mit hochfestem Verbund (HFV) nur ein Viertel gegenüber den Doppelkopfankern.

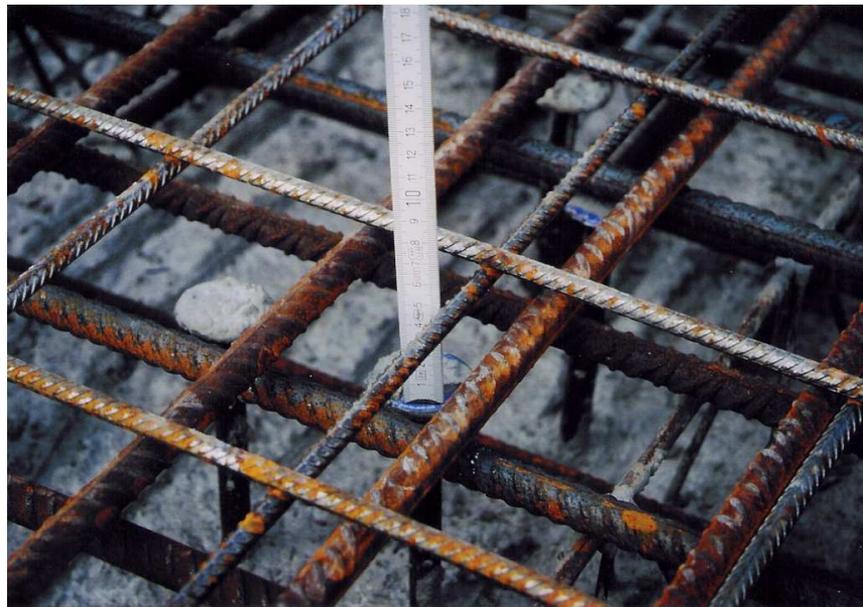


Bild 1: Erheblich zu kurz eingebaute Doppelkopfanker

Im Rahmen des o. g. Forschungsprojekts konnte durch mehrere Probewalzen auch sichergestellt werden, dass diese innovative Bewehrungsform wie herkömmliche Betonstahlbewehrung durch Längswalzen und damit sehr wirtschaftlich hergestellt werden kann. Das *Bild 2* zeigt das Ergebnis einer Probewalzung. Herstellungsbedingt weisen die Stäbe zusätzlich Längsrippen auf, die für die Funktion der Bewehrung nicht erforderlich sind, aber auch nicht schaden; sie erhöhen den tragenden Querschnitt in Längsrichtung in geringem Umfang. Gleichfalls herstellungsbedingt können die beiden Hälften der Querrippen Höhen versetzt angeordnet sein, was gleichfalls keine Nachteile ergibt.



Bild 2: Bewehrung mit hochfestem Verbund

Nachdem sicher gestellt war, dass die innovative Bewehrung nicht nur einfach eingebaut, sondern auch kostengünstig hergestellt werden kann, stellte sich die wichtige Frage, wie sich diese Bewehrung als Durchstanzsicherung eignen würde - eine Frage, die am besten mit Bauteilversuchen beantwortet werden kann.

2. Planung der Versuche

Versuchskörper für Durchstanzversuche sollten einem hoch belasteten Deckenausschnitt praxisnah nachempfunden werden. Angelehnt an Vorlagen aus der Fachliteratur wurde ein Prüfstand für achteckige Platten mit der Breite von 3,0 m geplant. Eine untere Grundplatte mit einer Stärke von 60 cm bildete das Fundament, auf das mittig eine Hydraulikpresse gestellt wurde. Mit dieser Presse wurde gegen die oben angeordneten Versuchsplatten gedrückt. Über 24 Abspannungen (GEWI-Stäbe) am Rand der Versuchsplatten wurde die Versuchslast in die Widerlagerplatte zurückgehängt. An die oberen 20 bzw. 30 cm dicken Versuchsplatten wurde jeweils ein Stützenstumpf mit den Abmessungen 35 x 35 x 20 cm mittig anbetoniert, um eine praxisgerechte Lagerung der Versuchsplatten zu erhalten. *Bild 3* zeigt die zeichnerische Darstellung der Versuchsanordnung und deren praktische Umsetzung. Die zusätzlich eingebaute Holzkonstruktion bildete eine Abfangsicherungsmaßnahme.

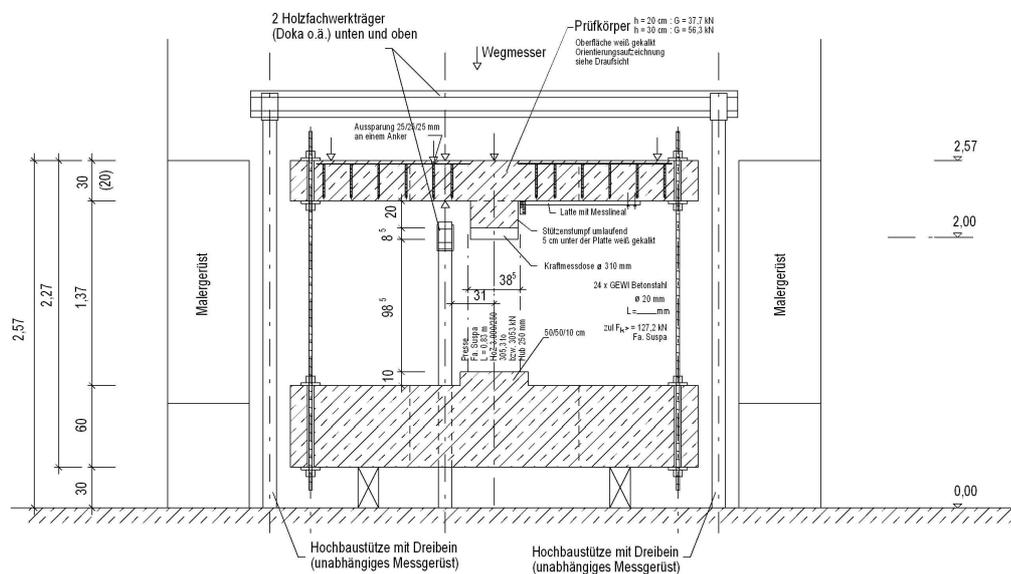


Bild 3: Planung und Realisierung der Versuchsanordnung

Die gesamte Versuchsserie bestand insgesamt aus sechs Durchstanzplatten, von denen drei eine Plattendicke von 20 cm und die weiteren drei eine Stärke von 30 cm aufwiesen. Als Betongüte wurde für den Belastungstag C 20 / 25 angestrebt. Um dies zu kontrollieren, wurden pro Platte je drei Betonwürfel hergestellt und kurz vor Belastungsbeginn abgedrückt.

Die Versuchsplatten wurden nach den Grundlagen der DIN 1045-1 auf Biegung und gemäß allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen für Doppelkopfkanker auf Durchstanzen bemessen. Für das Durchstanzen wird der maximale Wert ohne Durchstanzbewehrung erreicht, wenn die Betondruckstrebe das maßgebende Kriterium darstellt. Die Eingangswerte für den Bemessungswert der Querkraft, der ohne Querkraftbewehrung aufgenommen werden kann ($V_{Rd,ct}$), stellten die Betondruckfestigkeit, die Plattendicke und die Abmessung des Stützensumpfs (35 / 35 cm) dar. Für den mittleren Längsbewehrungsgehalt wurde zunächst die Bedingung $\rho_l \leq 0,4 \cdot f_{cd}/f_{yd}$ angenommen und später mit dem Bewehrungsgehalt der Biegebemessung abgestimmt. Mit dem Einbau von Bügeln als Durchstanzbewehrung darf nach DIN 1045-1 die Last um 50 % erhöht werden. Mit dem Einbau von Doppelkopfkankern darf nach allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen die Last um 90 % erhöht werden. Das Ziel der Versuchsserie war, mindestens diese Laststeigerung von 90 % durch den Einbau von HFV-Ankern zu erreichen, so dass diese Last den Ausgangswert für die Biegebemessung darstellte. Entsprechend wurden die Durchstanznachweise geführt.

Die folgende Tabelle fasst die Daten der Bemessung zusammen.

Plattenummer			20-I	20-II	20-III	30-I	30-II	30-III
Plattendicke	d	cm	20,0	20,0	20,0	30,0	30,0	30,0
mittlere statische Nutzhöhe	d_m	cm	15,1	15,1	15,1	25,1	25,1	25,1
Stützenabmessung Kantenlänge	a	cm	35 / 35	35 / 35	35 / 35	35 / 35	35 / 35	35 / 35
geplante Zylinderdruckfestigkeit	f_{ck}	N/mm ²	20	20	20	20	20	20
Biegebewehrung	A_s		Ø 25 / 12	Ø 25 / 12	Ø 25 / 12	Ø 20 / 12	Ø 20 / 12	Ø 20 / 12 + Ø 16 / 12
eingelegte Bewehrung pro m	A_s/m	cm ² /m	40,9	40,9	40,9	26,2	26,2	42,9
vorhandener Bewehrungsgrad	$\mu_{s,vorh}$	%	2,71	2,71	2,71	1,04	1,04	1,71
anrechenbarer Bewehrungsgrad	$\mu_{s,cal}$	%	1,23	1,23	1,23	1,03	1,03	1,03
Bemessungswert der Querkrafttragfähigkeit ohne Durchstanzbewehrung	$V_{Rd,ct}$	kN	340	340	340	689	689	689
Bemessungswert der maximalen Querkrafttragfähigkeit mit Doppelkopfkankern	$V_{Rd,max}$	kN	647	647	647	1.310	1.310	1.310
zug. Gebrauchslast		kN	479	479	479	970	970	970
theoretische Bruchlast	$V_{u,cal}$	kN	971	971	971	1.965	1.965	1.965

Tabelle 1: Rechenwerte aus der Bemessung der Versuchsplatten

Um die Solllage der HFV-Durchstanzanker sicher zu stellen, wurden diese sinngemäß zu den Doppelkopfankern auf Blechleisten aufgeschweißt. *Bild 4* zeigt die Durchstanzleisten.



Bild 4: Durchstanzleisten mit HFV-Ankern

Bei der letzten 30 cm starken Platte wurde auf Grund der Versuchsergebnisse der beiden vorherigen Platten der Bewehrungsgehalt durch weitere Bewehrungsstäbe von rechnerisch erforderlichen $26,2 \text{ cm}^2/\text{m}$ auf $42,9 \text{ cm}^2/\text{m}$ erhöht. Die zusätzlichen Stäbe mit Durchmesser 16 mm wurden in die Zwischenräume der 20 mm starken Stäbe gelegt. Somit ergab sich ein Achsabstand der Biegebewehrung von 6,0 cm. Das folgende Bild zeigt die fertig verlegte Bewehrung dieser Platte. Zur Vereinfachung der Schalung wurden die Platten kopfüber hergestellt; die Stützenstümpfe wurden in einem zweiten Arbeitsgang betoniert.



Bild 5: Eingebaute HFV-Leisten der Platte 30-III

3. Versuchsergebnisse

Als ein wesentliches Versuchsergebnis ist hervorzuheben, dass sich der Einbau der HFV-Leisten trotz hohem Bewehrungsgrad und engmaschig verlegter Bewehrung als sehr einfach bestätigt hat. Der erwartete Vorteil des leichteren Einbaus durch den geringen Bruttoquerschnitt hatte sich voll und ganz bestätigt. Sogar bei der letzten Platte, bei der in die Zwischenräume der 20 mm starken Bewehrung noch Stäbe mit dem Durchmesser 16 mm eingelegt wurden (Stabachsabstand 6 cm), gab es beim Einbau keinerlei Probleme.

Ihre wichtigste Bewährungsprobe erfüllte die innovative Durchstanzbewehrung aber vor allem bei den Belastungsversuchen:

Ein Durchstanzen der Platten um den Stützenbereich kam in keinem Fall zu Stande.

Alle Platten versagten, in dem die Betondruckzone am Stützenanschnitt auf Grund der hohen geneigten Druckspannungen versagte. An der Unterseite der Platte brachen zunächst als allererstes Anzeichen kleine Teile der Zementschlämme weg, die beim nachträglichen Betonieren des Stützenstumpfs entstanden war. Dann knisterte es im Stützenbereich, die Druckzone der Platten schob sich am Stützenstumpf langsam nach unten und schließlich wurden an den Plattenoberseiten Betonschollen abgespalten. Das Versagen fand nicht schlagartig statt, sondern entwickelte sich über einen Zeitraum von mehreren Minuten.

Der typische Verlauf des Bruchvorgangs ist sehr anschaulich an den Schnittbildern der Versuchsplatten zu erkennen. Wie am *Bild 6* gut nachvollzogen werden kann, ist zunächst der Ansatz eines typischen Durchstanzrisses nahe am Auflager entstanden. Er konnte sich jedoch nicht schräg nach oben weiter entwickeln, sondern wurde von den ersten Ankern mit ihrem hochfesten Verbund zum Fußpunkt abgelenkt. Danach wollte sich rechts des ersten Ankers wiederum ein Durchstanzriss einstellen, der aber gleichfalls vom nächsten Anker abgeblockt wurde. Dies wiederholte sich bei der im *Bild 6* dargestellten Versuchsplatte noch weitere drei Mal.



Bild 6: Schnittbild der Versuchsplatte 20-II

Nachdem durch diesen Vorgang die Biegedruckzone außer Kraft gesetzt worden war, stellte sich noch ein Sekundärtragsystem ein, das im *Bild 7* (für die andere Hälfte der gleichen Versuchsplatte) dargestellt ist. Weitere Einzelheiten zu diesem Sekundärtragsystem können in [1] nachgelesen werden.

Dieses Sekundärtragsystem, dessen Wirkung auch in den im *Bild 8* wiedergegebenen lastabhängigen Verformungsverläufen als weitere Laststeigerung nach dem ersten Versagen gut zu erkennen ist, trägt wesentlich mit dazu bei, dass die Versuchsplatten nicht spröde, sondern eher duktil versagten.

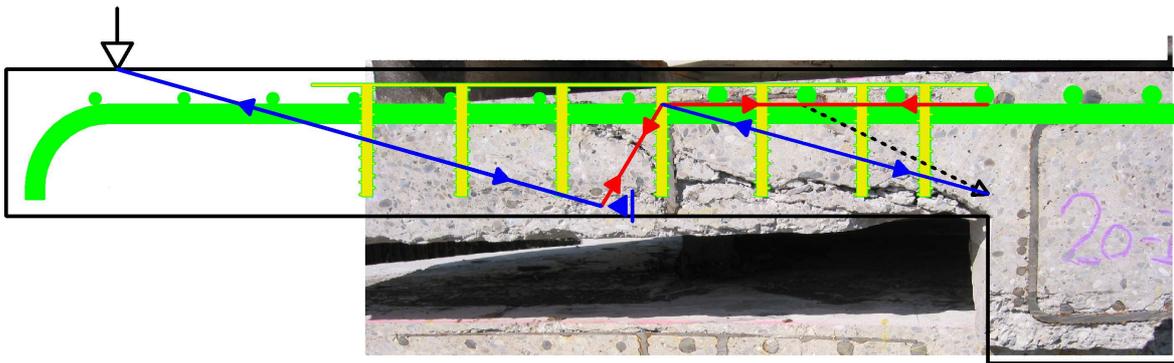


Bild 7: Sekundärtragsystem der Platte 20-II

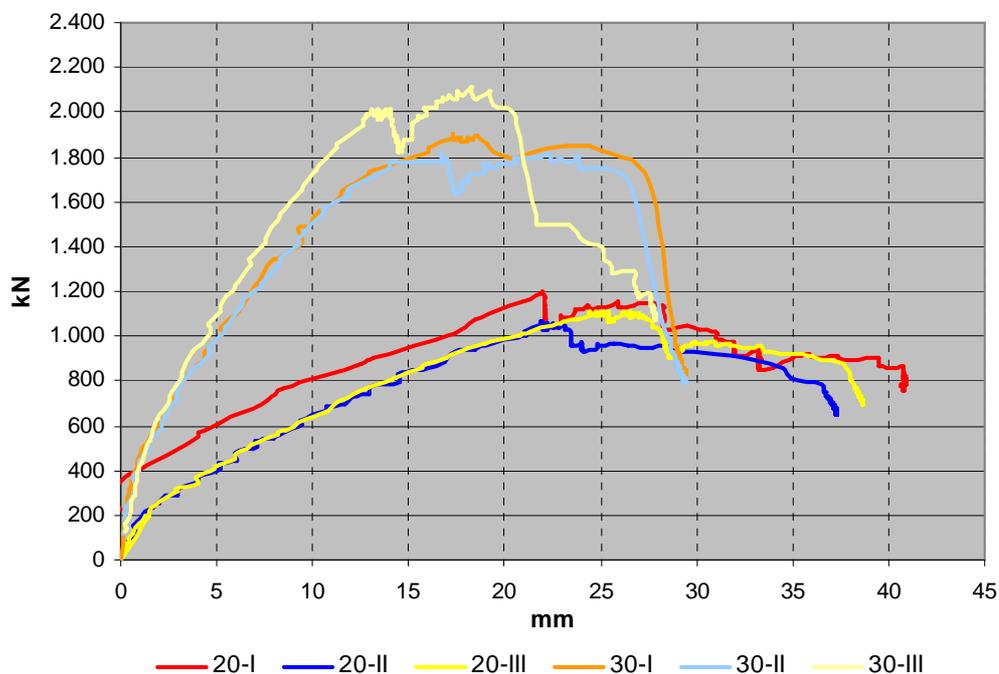


Bild 8: Lastabhängiger Verlauf der Plattendurchbiegungen

Die Zusammenstellung der Versuchsdaten in *Tabelle 2* zeigt, dass die Versuchsplatten mit ihren Ergebnissen in zwei Kategorien unterteilt werden können: Während die 20 cm dicken Platten und die Platte 30-III Bruchlasten erreichten, die mehr als 2,1-fach über dem Wert lagen, der nach DIN 1045-1 für Platten ohne Durchstanzbewehrung zu erwarten ist, liegen die Ergebnisse der Platten 30-I und 30-II deutlich niedriger.

Die beiden letztgenannten Platten unterscheiden sich von den übrigen dadurch, dass sie bezüglich ihrer Biegezugbewehrung einen erheblich geringeren Bewehrungsgrad aufweisen. Wie die Messergebnisse zeigen, hatte dies zur Folge, dass sich bei diesen Platten in Bezug auf die statische Nutzhöhe wesentlich größere Ristiefen einstellten als bei den übrigen Versuchsplatten. Entsprechend erreichte die Druckzonenhöhe dieser beiden Platten nur etwa zwei Drittel gegenüber dem Wert der Platte 30-III. Dies wiederum bedeutet, dass bei gleicher Belastung die Biegedrucksspannungen etwa 50 % höher waren. Der aus den geneigten Hauptdruckspannungen resultierende Spaltbruch setzte deshalb vergleichsweise viel früher ein.

Platte Nr.			20 - I	20 - II	20 - III	30 - I	30 - II	30 - III
Plattenstärke	h_{test}	cm	20,9	20,4	20,3	30,5	30,4	30,2
mittlere statische Nutzhöhe	$d_{m,\text{test}}$	cm	15,5	15,2	15,0	25,2	26,0	25,4
maximale Rissweiten	$\max w_{\text{test}}$	mm	1,10	1,25	1,80	1,15	1,20	0,70
Rissabstände	$S_{r,\text{test}}$	cm	10 / 11,5 / 13	6 / 9 / 11,5	12,5 / 15	12,0 / 18	10,0 / 12,5	10 / 12 / 17,5
maximale Risstiefe	$\max t_{r,\text{test}}$	cm	16,4	16,0	16,7	25,1	25,2	22,3
rechn. wirksame Druckzonenhöhe	$0,8 x_{r,\text{test}}$	cm	3,62	3,52	2,86	4,30	4,15	6,34
bezogene Druckzonenhöhe	x_r / d_y		0,25	0,25	0,21	0,18	0,17	0,26
Würfeldruckfestigkeit	$f_{c,\text{cube}}$	MN/m ²	28,7	23,1	26,9	29,2	27,0	23,8
rechn. Zylinderdruckfestigkeit	f_c	MN/m ²	23,1	18,6	21,7	23,5	21,7	19,2
vorhandener Bewehrungsgrad	$\mu_{s,\text{vorh}}$	%	2,64	2,70	2,72	1,04	1,01	1,69
Zugkraft Stahl (= Druckkraft Beton)	$t_s(y) = c_c(y)$	kN/m	1.947,9	1.767,1	1.806,6	1.741,8	1.596,1	2.000,4
Stahlspannung	$\sigma_{s(y)}$	N/mm ²	476,3	432,0	441,7	664,8	609,2	466,3
rechn. Streckgrenze Stahl	f_y	N/mm ²	500,0	500,0	500,0	500,0	500,0	500,0
Bei Versuch erreicht	$\sigma_{s(y)} / f_y$	%	95,3 %	86,4 %	88,3 %	133,0 %	121,8 %	93,3 %
Dickenbeiwerte	κ		1,98	1,99	2,00	1,81	1,81	1,81
kritischer Rundschnitt	u_{crit}	m	2,86	2,83	2,82	3,77	3,85	3,80
rechnerischer Bewehrungsgrad	$\rho_{s,\text{cal}}$	%	1,22	0,99	1,15	1,25	1,15	1,02
Querkraft ohne Durchstanzbewehrung	$V_{\text{Rd,ct}}$	kN	373,2	314,6	345,8	741,9	742,0	659,1
Querkraft mit Doppelkopfankern	$1,9 * V_{\text{Rd,ct}}$	kN	709,2	597,8	657,1	1.410	1.410	1.252
rechnerische Bruchkraft	$V_{u,\text{cal}}$	kN	1.064	896,7	985,6	2.114	2.115	1.878
erreichte Bruchkraft	$V_{u,\text{test}}$	kN	1.201,0	1.065,1	1.107,6	1.905,0	1.815,9	2.111,4
Versagensart			Stegspaltbruch	Stegspaltbruch	Stegspaltbruch	Biegezugversagen	Biegezugversagen	Stegspaltbruch
$V_{u,\text{test}} / \gamma_c * V_{\text{Rd,ct}}$			2,15	2,26	2,14	(1,71)	(1,63)	2,14

Tabelle 2: Versuchsdaten der sechs Versuchsplatten

Wie die Auswertungen in der *Tabelle 2* weiterhin zeigen, waren die Platten 30-I und 30-II die einzigen, bei denen unter Bruchlast die rechnerische Streckgrenze der Biegezugbewehrung überschritten wurde. Die errechneten Überschreitungen um 33 bzw. 22 % sind so groß, dass sich die Biegezugbewehrung beim Bruch schon sehr nahe an der Zugfestigkeit befunden haben muss. Diese beiden Platten sind somit nicht geeignet, die Grenztragfähigkeit von Platten mit Durchstanzsicherung aus Bewehrung mit hochfestem Verbund zu ermitteln. Sie haben auf Grund der geringen Menge an Biegezugbewehrung versagt, lange bevor das System mit HFV-Ankern voll aktiviert wurde. Dieser Zusammenhang wurde eindeutig belegt mit der weitestgehend baugleichen Versuchsplatte 30-III, bei der gegenüber den Platten 30-I und 30-II lediglich die Menge der Biegezugbewehrung vergrößert wurde.

Bei den vier Versuchsplatten, die nicht frühzeitig auf Grund des geringen Bewehrungsgrades versagten, wurde im Mittel - mit sehr geringer Streuung - eine Bruchlast erreicht, die 2,17-fach über Wert liegt, der nach DIN 1045-1 für Platten ohne Durchstanzbewehrung zu erwarten ist. Somit sichert Bewehrung mit hochfestem Verbund die höchste Belastbarkeit aller derzeit bekannten Systeme von Durchstanzbewehrungen.

4. Vergleich Doppelkopfanker - HVF-Anker

Nachdem mit Hilfe der Rissbildanalyse das Tragverhalten der Versuchsplatten mit HFV-Durchstanzsicherung sehr gut nachvollzogen werden konnte, wird im Folgenden versucht, auch das Tragverhalten von Doppelkopfankern im Durchstanzbereich mit dieser Methode zu analysieren und anschließend demjenigen der HFV-Anker gegenüber zu stellen. Dazu werden die folgenden beiden Bilder von Versuchskörpern mit Doppelkopfankern verwendet.

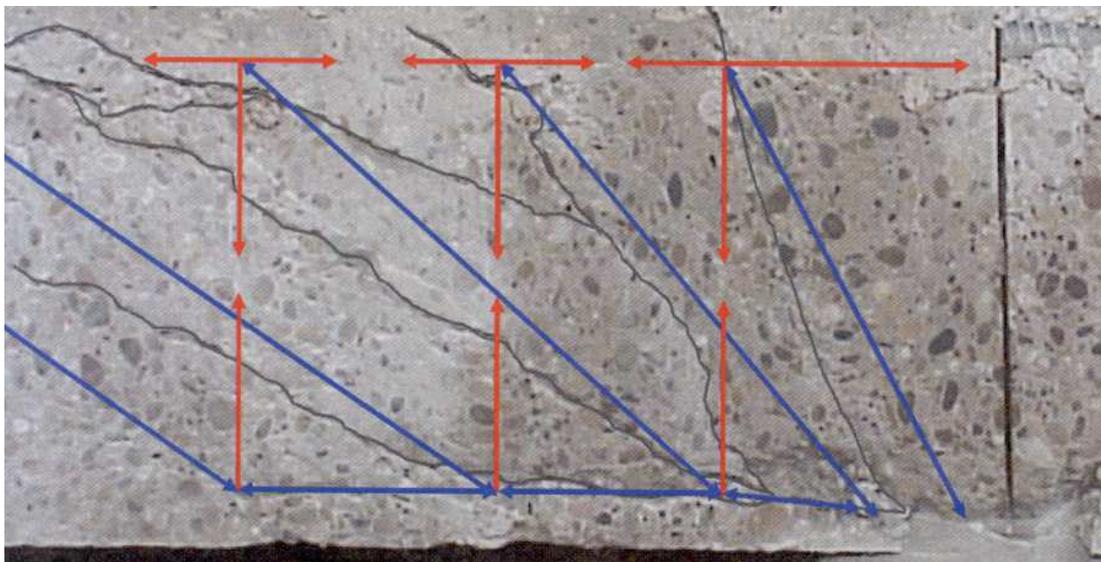


Bild 9: Versuchskörper mit drei Reihen von Doppelkopfankern

Bild 9 zeigt einen Plattenausschnitt, bei dem sich die Stütze am rechten Bildrand befindet; die vertikalen roten Pfeile geben die Lage der eingebauten Doppelkopfanker wieder. Im *Bild 10* fällt die Stützenachse mit dem linken Bildrand zusammen.

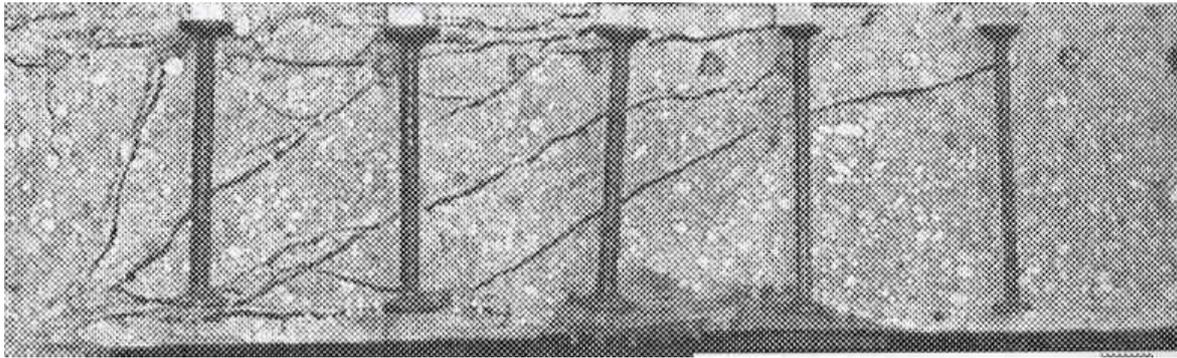


Bild 10: Versuchskörper mit fünf Reihen von Doppelkopfkankern

In beiden Bildern kann zunächst übereinstimmend festgestellt werden, dass von den Auflagerrändern keine typischen Durchstanzrisse ausgehen, die ja unter 30 bis 35 ° geneigt sein müssten. Vielmehr verlaufen die von der Unterstützung ausgehenden Risse viel steiler und führen zu den beiden nächst gelegenen oberen Ankerköpfen. Im *Bild 9* geht ein derartiger Riss in Richtung der Auflagerfläche auch noch vom dritten Anker aus, entwickelt sich jedoch nicht vollständig bis zum Auflager; er hört vielmehr etwa beim zweiten Anker auf. Diese Risse sind ganz offensichtlich aus der Spaltzugwirkung der konzentrierten Druckkraft-einleitung an den Ankerköpfen entstanden und folgen jeweils der geneigten Druckstrebe.

Gleichfalls übereinstimmend gehen in beiden Bildern von den Fußpunkten der jeweils ersten beiden Anker neben dem Auflager Risse aus, die mit einer Neigung von etwa 30 ° nach oben verlaufen und damit typische Durchstanzrisse darstellen. Bei allen diesen flach geneigten Rissen ist zu erkennen, dass sie im Bereich der Ankerfüße zunächst randparallel verlaufen, bevor sie vom Rand des jeweiligen Ankerfußes der geneigten Richtung folgen.

Nur in einem einzigen Fall - nämlich über dem ersten Anker neben der Stütze im *Bild 9* verläuft ein Riss in der Weise bis zur Oberfläche der Platte, dass er auch aus einem Biegeriss entstanden sein könnte. Es handelt sich hierbei aber um einen Riss, der vom Auflager-rand zum oberen Ankerkopf führt und somit im Zweifelsfall sicher auch ohne vorhandenen Biegeriss entstanden wäre.

Aus dieser Situation muss gefolgert werden, dass sich auch bei diesen Versuchen die maßgeblichen Risse nicht von der Plattenoberseite aus den Biegerissen entwickelt haben, sondern vielmehr ihre Ausgangspunkte wie bei den vorliegenden Versuchen mit HFV-Ankern in der unten liegenden Druckzone haben. Dies lässt sich zweifelsfrei aus den beiden Rissen ablesen, die im *Bild 10* vom ersten bzw. zweiten Ankerfuß nach oben verlaufen: Nachdem sie jeweils die beiden folgenden Anker gekreuzt und dadurch deren Tragwirkung aktiviert hatten, ging ihnen buchstäblich die Luft aus; sie wechselten in eine flachere Richtung und endeten jeweils im Bereich des dritten Folgeankers und reichen in keinem Fall bis zur Plattenoberfläche.

Da die von den Auflagerrändern ausgehenden Risse stets zu oberen Ankerköpfen führen, muss davon ausgegangen werden, dass diese Risse erst entstanden, als diese Ankerköpfe große konzentrierte Druckkräfte einleiteten. Dies wiederum setzt voraus, dass die Anker als Zugstreben aktiv waren, was wiederum erst zu Stande kommt, wenn der Beton im Schaftbereich der Anker gerissen ist. Somit ist es äußerst wahrscheinlich, dass als Erstes die von den unteren Ankerköpfen ausgehenden flacher geneigten Risse entstanden.

Da diese Risse nicht von der Oberseite der Platte, sondern eindeutig jeweils vom Bereich der Ankerfüße in der Biegedruckzone ausgehen, muss ihre Ursache im Zusammenwirken der Biegedruckspannungen mit den Ankerfüßen begründet sein. Es ist allgemein bekannt, dass quer verlaufende Bewehrung in Druckzonen Spaltzugwirkungen verstärken kann; ein

typisches Beispiel sind die Auflagerbereiche von Scheiben, bei denen aus diesem Grund die Zugbandbewehrung nicht mit stehenden Haken verankert werden soll.

Im vorliegenden Fall muss daher davon ausgegangen werden, dass die Wirkung der Spaltzugspannungen in der Druckzone durch die in der Druckrichtung liegenden Ankerfüße verstärkt wird und zunächst im unmittelbaren Ankerfußbereich zu randparallelen Spaltrissen führt. Neben den Ankerfüßen werden zusätzlich die geneigten Steg-Hauptzugspannungen wirksam und die Risse schwenken rechtwinklig zu diesen Spannungen nach oben.

Eine genauere Betrachtung des Spannungszustandes im Bereich der Ankerfüße gemäß *Bild 11* zeigt, dass es insgesamt drei sich überlagernde Einflüsse gibt, die die Spaltwirkung der Ankerfüße begründen. Zum einen resultieren aus den randparallelen, hohen Biegedruckspannungen in Folge der Querkontraktion Querspannungen. Diese führen in der Nahtstelle zwischen Beton und Sohlfläche der Ankerfüße bei geringerer Belastung zur Rissbildung als im ungestörten Betongefüge.

Selbst wenn noch keine Risse entstanden sind, die zur vollständigen Umlagerung der Stegzugspannungen in die Ankerschäfte führen, muss davon ausgegangen werden, dass die Anker auf Grund ihrer deutlich größeren Steifigkeit gegenüber dem umgebenden Beton bereits konzentriert Zugkräfte aufnehmen. Diese Zugkräfte müssen von den Ankerfüßen im Beton verankert werden. Von einbetonierten Spannankern und anderen ähnlichen D-Bereichen weiß man, dass sich bei solchen Verankerungen Rückhängekräfte einstellen, die im Zustand I nahezu die halbe Ankerkraft erreichen. Diese hohen Rückhänge-Zugspannungen führen nach dem Überschreiten der Adhäsion zu einem Trennriss zwischen Ankerfußsohle und dem darunter liegenden Beton.

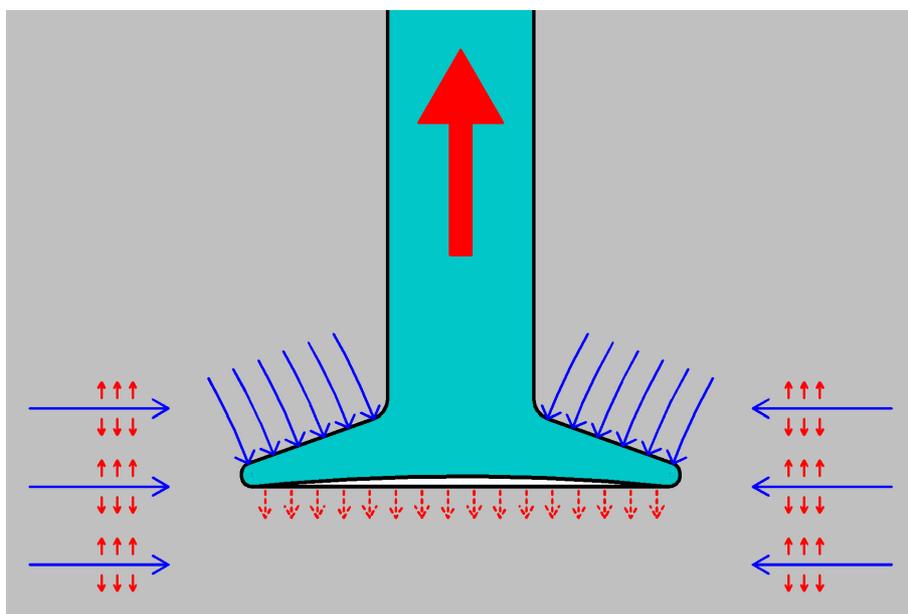


Bild 11: Spannungszustand im Bereich der Ankerfüße

Schließlich bewirken die Druckspannungen, die an der Oberseite der Ankerfüße in den Beton geleitet werden, einerseits eine Biegeverformung der Ankerfüße, die zusätzlich die Tendenz verstärkt, dass sich die Sohlflächen der Ankerfüße vom anschließenden Beton trennen und dadurch die Betondruckzone gespalten wird. Zusätzlich wird auch der Beton über den Ankerfüßen zusammengedrückt und verformt sich. Damit kann die zunächst aus dem Rissverlauf abgeleitete Systemschwächung durch die Ankerfüße auch theoretisch mit mehreren Faktoren begründet werden.

Der ungünstige Einfluss der Ankerfüße kann indirekt auch darin abgelesen werden, dass die ersten Spaltzugrisse nicht an der Stelle der größten Druckspannungen - nämlich am Auflagerrand - entstehen, sondern im Bereich der Ankerfüße. Da die Biegedruckspannungen zum Auflager hin zunehmen, muss davon ausgegangen werden, dass als erstes der Riss an dem Ankerfuß entstand, der am nächsten beim Auflager liegt. Ein weiteres eindeutiges Indiz für die Spalt fördernde Wirkung der Ankerfüße bieten die Bereiche um die Füße der dritten und vierten Ankerreihe im *Bild 10*: Hier wurde der Beton unter den Ankerfüßen vollständig abgespalten.

Der vom ersten Ankerfuß ausgehende Riss hat die weitere Aufnahme der Stegzugspannungen durch den Beton im Bereich der zweiten Ankerreihe unterbunden; die Aufhängekräfte dieses Bereichs werden vollständig vom zweiten Anker übernommen und über den oberen Ankerkopf mit einer konzentrierten geneigten Druckstrebe zum Auflager geleitet. Erst wenn diese Druckstrebe zu einem Spaltzugriss führt, wird auch der dem Auflager nächstgelegene Anker voll aktiviert und es entsteht schließlich - ausgehend von dessen oberem Kopf - ein steiler Spaltriss zum Auflager, der das endgültige Versagen des Systems begründet.

Der Spaltbruch an den Füßen der zweiten Ankerreihe dürfte sich einstellen, wenn durch die weiter gesteigerte Belastung hier die gleich großen Druckspannungen erreicht werden, die zuvor bei der ersten Ankerreihe den Spaltbruch auslösten. Wenn sich der daraus resultierende geneigte Stegriss eingestellt hat, wirkt im gesamten Ankerbereich ein Fachwerk aus Ankerzugstreben und Druckstreben, die entweder direkt zum Auflager oder aber zu auflager näheren Ankerfußpunkten gerichtet sind. Das System versagt entweder durch Bruch der Anker als reines Zugglied oder in Folge der Abspaltung der Platte vom Auflager durch den steil verlaufenden Spaltriss unmittelbar neben dem Auflager, der durch keinen querenden Anker gesichert ist.

Populärwissenschaftlich ausgedrückt verursachen die Doppelkopfanke frühzeitig einen Schaden, indem sie die Druckzone spalten und reparieren diesen anschließend zunächst wieder, indem sie die Zugstreben eines Fachwerk-Ersatzsystems bilden. Dann führen sie zum Versagen, indem sie konzentrierte Druckkräfte einleiten, die den Beton spalten.

Vergleicht man nun dieses Trag- bzw. Bruchverhalten mit demjenigen, das zuvor aus den mit HFV-Ankern durchgeführten Durchstanzversuchen abgeleitet werden konnte, so stellt der Beginn des Versagens bereits einen ersten wesentlichen Unterschied dar. Wie durch den Vergleich mit den gleichzeitig höheren Druckspannungen am Auflagerrand eindeutig belegt ist, schwächen die Ankerfüße der Doppelkopfanke durch ihre Spalt fördernde Wirkung die Biegedruckaufnahme der Platte entscheidend. Dieser Einfluss ist bei HFV-Ankern nicht gegeben. Von daher ist die bereits aus den Versuchsergebnissen abgeleitete höhere Tragfähigkeit von Platten, die mit HFV-Ankern gesichert sind (Erhöhungsfaktor 2,1) gegenüber Platten mit Doppelkopfanke (Erhöhungsfaktor 1,9) auch theoretisch begründet.

Im weiteren Belastungsverlauf werden Doppelkopfanke auf Grund des geringen Verbundes ihrer Schäfte mit dem Beton weitgehend als reine Stahlzugglieder aktiviert. HFV-Anker führen dagegen mit ihrem hochfesten Verbund zu hoch wirksamen Verbundankern, bei denen zusätzlich der Betonmantel der Stahlanker aktiviert ist, wie dies im *Bild 12* veranschaulicht ist. Dadurch können die in der Biegedruckzone entstehenden Spaltrisse nicht in den Steg eindringen. Bei allen sechs durchgeführten Versuchen wurde der Versagensbeginn durch ein komplettes Abspalten der Druckzone begleitet. Ein daraufhin wirksam werdendes Sekundärtragsystem ist in der Lage, diese Bruchlast zu halten (in einem Fall sogar zu steigern), so dass hier die Tendenz zu einem duktilen Verhalten gegeben ist.

Stahl- oder Spannbetonplatten, die mit HFV-Ankern gegen Durchstanzen gesichert sind, weisen dadurch die beste Tragfähigkeit aller bekannten Systeme auf.



Bild 12: Versuchskörper mit modellhaft dargestellten Verbundankern

Von einzelnen Fachkollegen wurde das typische Versagensbild der vorliegend beschriebenen Versuche auch dahingehend interpretiert, dass die Anker aus der Druckzone „herausgezogen“ worden seien. Diese Auffassung widerspricht dem Prinzip des Minimums der Formänderungsarbeit: Solange die Stege nicht durch entsprechende Risse gestört sind und daher das System in der Lage ist, die Auflagerlasten als flach geneigte (bis ca. 30°) Druckstreben in die Platte zu leiten, nehmen die Kräfte nicht den Umweg über die vertikal angeordneten Anker, da dies zu sehr viel längeren Wegen und damit zu entsprechend größerer Formänderungsarbeit führen würde. Oder anders ausgedrückt: Ohne geneigte Stegrisse gibt es keine Wirkung, die die Ankerköpfe nach oben drückt.

5. Wesentliche Erkenntnisse

Bewehrung mit hochfestem Verbund kann durch Längswalzen in einem Arbeitsgang und damit sehr kostengünstig hergestellt werden. Durchstanzbewehrung stellt damit nicht mehr das hochpreisige, schwer einbaubare und daher noch häufig gemiedene Bauelement dar.

Der erwartete Vorteil des leichteren Einbaus der HFV-Ankerleisten gegenüber den herkömmlichen Doppelkopfkankern hatte sich bei der Herstellung der Versuchkörper voll und ganz bestätigt. Trotz des engmaschigen Netzes (bei einer Platte Achsabstand 6,0 cm) konnten die Anker ohne großes Verschieben der Biegebewehrung eingebaut werden.

Alle Platten versagten auf Biegung und nicht auf Durchstanzungen, was sowohl die rechnerischen Betrachtungen, als auch die Querschnitte der aufgeschnittenen Platten bestätigten.

In Bezug auf die rechnerische Tragfähigkeit kann die Durchstanzlast auf Grund der Versuchsergebnisse bei Verwendung von HFV-Ankern gegenüber Systemen ohne Durchstanzbewehrung um den Faktor 2,1 erhöht werden, so dass gegenüber der Verwendung von Bügeln (1,5), Gitterträgern (1,7) oder Doppelkopfkankern (1,9) deutlich höhere Lasten aufgenommen werden können. HFV-Stäbe als Durchstanzanker wurden somit durch die Versuche als sehr wirkungsvoll bestätigt.

Durch den Einbau von HFV-Ankern als Sicherung gegen Durchstanzungen bilden sich Verbundanker, die sich aus dem Stahlkern und einem kräftigen Betonmantel zusammensetzen, vgl. *Bild 12*. Die Dehnungen dieses Verbundsystems - und somit der so genannte „Schlupf“ - sind erheblich geringer als bei glatten oder bei Betonstahl-Doppelkopfkankern.

Die Ausbildung der Verbundanker hat zur Folge, dass die auf diese Weise gesicherten Stegbereiche bis zum Versagen der Biegdruckzone wie im Zustand I wirken und die von Doppelkopfkankern frühzeitig verursachten Stegrisse und die zwischendurch „heilende“ Fachwerkwirkung gar nicht zu Stande kommen.

Die vorgestellten Versuchsergebnisse zeigen sehr deutlich, dass die von der Risstiefe bestimmte Höhe der Druckzone die Tragfähigkeit entscheidend bestimmt. Die Risstiefen werden maßgeblich durch die Rissbreiten bestimmt. Da Bewehrung mit hochfestem Verbund die Rissbreiten gegenüber herkömmlicher Bewehrung um rund 40 % verringert (s. [1]), könnte durch die Verwendung dieser Bewehrung in der Biegezugzone die Tragfähigkeit noch einmal kräftig gesteigert werden - man wird wohl von einem Erhöhungsfaktor von 2,3 ausgehen können.

Eine interessante denkbare Variante könnte darin bestehen, dass HFV-Durchstanzanker geneigt eingebaut werden. Dabei könnten beispielsweise die ersten Anker neben dem Auflager so angeordnet werden, dass ihr unteres Ende die Biegedruckzone etwa bei $d_m/2$ neben dem Auflagertrand vor Spaltbrüchen sichert und sich durch eine geneigte Anordnung gemäß *Bild 13* ihr oberer Rand bereits über dem Auflager befindet. Diese geneigten Anker würden also zusätzlich die Biegerisse queren, die sich in der Regel im Bereich der Auflagerländer einstellen und könnten höchstwahrscheinlich die Risstiefen erheblich verringern und dadurch die Druckzonendicke entsprechend vergrößern, was eine deutliche Steigerung der Tragfähigkeit bewirken würde. Anders als bei Doppelkopfanke, für die entsprechende Untersuchungen bereits durchgeführt wurden [2], könnten derartige Systeme gleichfalls sehr einfach hergestellt und auch eingebaut werden, vgl. *Bild 13*.

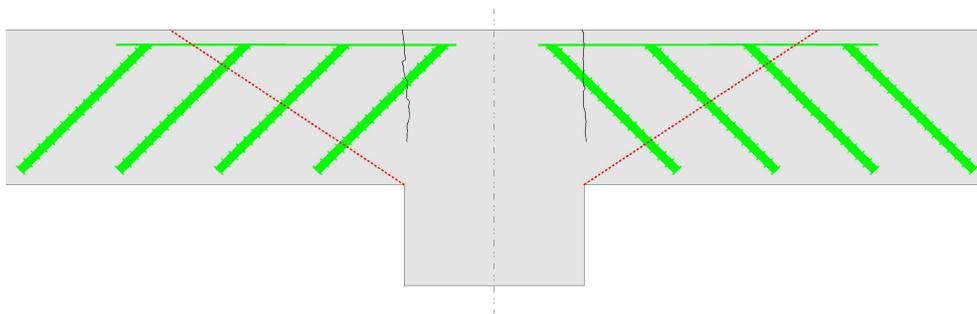


Bild 13: Mögliche Anordnungsvariante der HFV-Anker

6. Möglicher neuartiger Ansatz für den Nachweis gegen Druckbruch

Die hier vorgestellten Versuchsergebnisse und Untersuchungen enthalten teilweise neuartige Hinweise darauf, wie das Durchstanzen bei Platten mit Durchstanzbewehrung zu Stande kommt. Die Tatsache, dass es sich um einen Spaltbruch in Folge sehr großer Druckspannungen handelt, wird durch die normativen Regelungen zur Bemessung durchstanzgefährdeter Plattenbereiche mit Durchstanzbewehrung gemäß Eurocode und DIN 1045-1 noch nicht optimal erfasst. Dort wird bekanntlich die maximale Tragfähigkeit von Systemen ohne Durchstanzbewehrung - also die Versagensgrenze auf Stegzugspannungen - ermittelt und dann für die Bestimmung der Grenztragfähigkeit auf Druck einfach mit einem Faktor erhöht. Dies beinhaltet eine Reihe von Ungenauigkeiten, wie die folgende Diskussion aufzeigt:

⇒ **Betonfestigkeit**

In den genannten Regelwerken ist die Betonfestigkeit bezüglich einwirkender Zugspannungen als Maßstab für die Tragfähigkeit enthalten. Wie in [3] sehr detailliert gezeigt wurde, ist dies zutreffend für Stahlbetonplatten (und -balken) ohne Stegbewehrung. Wie die vorliegenden Untersuchungen zeigen, versagen Systeme mit ausreichender Menge an Durchstanzbewehrung dagegen durch Überschreiten der Spaltzugfestigkeit; diese korreliert mit der definierten Betondruckfestigkeit und entspricht nicht der Betonzugfestigkeit.

⇒ **Bewehrungsgrad**

Die Biegezugbewehrung bestimmt die maximale Tragfähigkeit des durchstanzgefährdeten Bereichs in der Weise, dass unterschiedlich große Risstiefen unterschiedliche Tragfähigkeiten zur Folge haben. Die Tragfähigkeit wird also nicht von der Menge der Biegezugbewehrung, sondern deren Wirkung auf die Rissbreitenbeschränkung und damit auf die Risstiefen bestimmt.

⇒ **Maßgebender Querschnitt**

In Folge der am Stützenrand entstehenden Biegerisse steht für die Übertragung der Querkraft nicht die gesamte statische Nutzhöhe zur Verfügung, sondern lediglich die nach der Rissbildung verbleibende Druckzonenhöhe. Diese sollte aber nicht mit frei wählbaren Dehnungsverläufen bestimmt werden, sondern unter Berücksichtigung der von den Rissbreiten bestimmten Risstiefen. In [3] findet man Vorschläge zur Bestimmung der Risstiefen.

⇒ **Bruch auslösende Einwirkung**

Im maßgebenden Querschnitt wirken gleichzeitig die Querkraft und die Biegedruckkraft. Die Bruch auslösende Einwirkung am Auflagerrand ist daher nicht eine isoliert zu betrachtende Querkraft, sondern eher die Resultierende aus beiden Größen. Da die resultierende Druckwirkung oft unter 30 bis 35 ° geneigt ist, kann als erste, leicht zu korrigierende Annahme für die als Diagonale eingeleitete Querkraft eine Neigung von 45 ° gesetzt werden. Damit ergibt sich die resultierende Druckwirkung zu

$$c_r = \sqrt{2v^2 + (m/z)^2} .$$

⇒ **Einfluss der Tangentialmomente**

Die Spaltbruch auslösende Querdehnung wird nicht nur von der Biegedruckwirkung der Radialmomente, sondern zusätzlich von den Tangentialmomenten verursacht. Diese doppelte Wirkung dürfte der Grund dafür sein, dass Punkt gestützte Platten auf Durchstanzversagen versagen. Im einfachsten Fall könnte dies berücksichtigt werden durch eine Einwirkung

$$c_r = \sqrt{2v^2 + (m_r/z_r)^2 + (m_t/z_t)^2} .$$

⇒ **Rechnerische Begrenzung des Bewehrungsgrads**

Wie die vorliegenden Versuche mit den 30 cm dicken Platten zeigen, entspricht die in den Vorschriften enthaltene rechnerische Begrenzung des Bewehrungsgrads nicht dem tatsächlichen Tragverhalten bezüglich des Druckversagens: Je mehr Biegezugbewehrung, um so kleinere Risstiefen, um so größere Druckzonenhöhe, um so größere Tragfähigkeit. Konstruktiv notwendige Obergrenzen sollten ggf. an anderer Stelle als Bewehrungsregel vorgegeben werden.

⇒ **Günstige Wirkung zusätzlicher Druckspannungen**

Die hier vorgestellten Analysen zeigen, dass das Durchstanzen bei Systemen mit Durchstanzbewehrung von Spaltrissen in der Biegedruckzone ausgeht und damit direkt abhängig ist von den in diesem Bereich wirksamen Druckspannungen. Nach den derzeit geltenden Bemessungsregeln führen jedoch zusätzlich zur Biegung zentrisch wirkende Druckspannungen zur Erhöhung der Durchstanztragfähigkeit. Ein jüngst durchgeführter Durchstanzversuch mit einer zentrisch vorgespannten Platte [4] hat jedoch gleichfalls ergeben, dass die zusätzlichen zentrischen Druckspannungen tatsächlich zu einer Verringerung der Durchstanztragfähigkeit führten.

Die ungünstige Wirkung zusätzlicher Druckkräfte könnte wie folgt erfasst werden:

$$c_r = \sqrt{v^2 + (m_r / z_r - n_r)^2 + (m_t / z_t - n_t)^2} .$$

Die auf den gesamten Querschnitt bezogenen Druckkräfte könnten wohl noch mit dem Beiwert $k_{xr} = x_r / d$ verringert werden.

Im einfachsten Fall, der ja immer den erstrebenswertesten darstellt, könnte ein entsprechendes Nachweisformat für das Versagen auf Druck wie folgt aussehen:

$$\max c_{rd} = \alpha_D * f_{cd} / x_r .$$

α_D bildet einen allgemeinen Korrekturfaktor zur Berücksichtigung der Neigung der resultierenden Druckspannungen, der ungleichmäßigen Verteilung der Druckspannungen u. ä. Wie bisher könnte ein zusätzlicher Systemfaktor α_S die unterschiedliche Wirkung der verschiedenartigen Durchstanzsicherungen bezüglich ihrer Grenztragfähigkeit beinhalten. x_r gibt die Druckzonenhöhe wieder, die sich aus der tatsächlich zu erwartenden Risstiefe ergibt.

7. Schlussbemerkung

Von der *Regionalen High-Tech-Offensive Bayern* wurde ein Forschungsprojekt des Kompetenzzentrums Konstruktiver Ingenieurbau der Fachhochschule Augsburg [1] gefördert, in dem zahlreiche Anwendungsmöglichkeiten einer innovativen Bewehrungsform mit hochfestem Verbund mit insgesamt 86 Versuchen erfolgreich untersucht wurden. Den für die Bewilligung des Förderantrags zuständigen Damen und Herren des Bayerischen Ministerrats, des Haushaltsausschusses des Bayerischen Landtags sowie der Regierung von Schwaben sei dafür an dieser Stelle noch einmal sehr herzlich gedankt.

Die durchgeführten Untersuchungen bestätigen, dass Bewehrung mit hochfestem Verbund u. a. eine kostengünstig herzustellende und einfach einzubauende Durchstanzbewehrung darstellt, die von allen bislang bekannten Systemen die höchste Tragfähigkeit erreicht. Letzteres beruht auf der Tatsache, dass die Bewehrung mit hochfestem Verbund hoch wirksame Verbundanker erzeugt, die das Entstehen von Spaltrissen im Stegbereich unterbinden. Auf Grund theoretischer Überlegungen konnten darüber hinaus verschiedene Wege aufgezeigt werden, wie die Tragfähigkeit bei Bedarf noch weitergehend gesteigert werden kann.

Mit Hilfe der Rissbildanalyse konnte nicht nur das Tragverhalten der innovativen Konstruktion, sondern auch für Systeme mit Doppelkopfkankern widerspruchsfrei beschrieben werden. Die Gegenüberstellung des Tragverhaltens begründet die in den durchgeführten Versuchen festgestellte höhere Tragfähigkeit der HFV-Anker gegenüber Doppelkopfkankern anschaulich.

Schließlich konnten aus den durchgeführten Untersuchungen auch noch Hinweise darüber entwickelt werden, wie die normativen Regelungen für den Nachweis gegen Druckbruch dem tatsächlichen Tragverhalten von Systemen mit Durchstanzbewehrung angepasst werden könnten. Sie werden mit Vorschlägen für Ansätze einer Neuregelung vorgestellt.

Literatur

- [1] Rojek, R. und Keller, T.: Bewehrung mit hochfestem Verbund; Forschungsbericht des Kompetenzzentrums Konstruktiver Ingenieurbau der Fachhochschule Augsburg, 2006.
- [2] Negele, A.: Durchstanzverhalten von Flachdecken mit neuer Schubbewehrung und Drucklagern aus UHPC. Beton- und Stahlbetonbau 100 (2005), Tagungsband.
- [3] Rojek, R., Bürklin, A., Romer, R. und Keller, T.: Stahlbetonanalyse 21; Teil 1: Tragverhalten ohne Stegbewehrung; Forschungsbericht des Kompetenzzentrums Konstruktiver Ingenieurbau der Fachhochschule Augsburg, 2003. www.rr21.de
- [4] Zorn, A.: Durchstanzverhalten von verbundlos vorgespannten Flachdecken. Beton- und Stahlbetonbau 100 (2005), Tagungsband.



Prof. Dr.-Ing. Richard Rojek

Professor für Massivbau

ehemals

Hochschule Augsburg
Kompetenzzentrum Konstruktiver Ingenieurbau
An der Hochschule 1, 86 161 Augsburg



Dipl.-Ing. (FH) Tobias Keller

Wissenschaftlicher Mitarbeiter

ehemals

Hochschule Augsburg
Kompetenzzentrum Konstruktiver Ingenieurbau
An der Hochschule 1, 86 161 Augsburg

Slab punching tests with reinforcement with high-strength bond, innovative carrying analysis and design proposals

Abstract In this paper there is reported about punching tests, in which the tested concrete slabs were reinforced against punching by reinforcement with high-strength bond. The test results show, that by this system very good load capacities are obtainable. The pictures of the cracks, which were to be seen after the test slabs were cut up, gave interesting conclusions about the carrying behaviour of the system. Comparing these cracks with those of test slabs with double headed punching anchors clearly shows the differences of the carrying behaviours. The analysis of the test results also gives new knowledge about the carrying mechanisms at the critical punching zone of reinforced concrete slabs, which also build a basis for a proposal how to modify the existing design rules.

The described punching tests were realized within a research project [1], which was sponsored by the *High-Tech-Offensive of Bavaria*, in which the applicability of reinforcement with high-strength bond was investigated for different scopes by altogether 86 tests. By this advantageable properties could - among others - also be determined for the use as shear reinforcement, wall connections, anchoring of concentrated loads, and for innovative joint structures. The research report and a short information brochure are available at stb@rr21.de.