

# Ermüdungsfestigkeit von Betondübeln

Univ.-Prof. Dr.-Ing. Ingbert Mangerig  
Dipl.-Ing. Cedrik Zapfe  
Universität der Bundeswehr  
Institut für Konstruktiven Ingenieurbau  
- Stahlbau -  
München, Deutschland

## Zusammenfassung

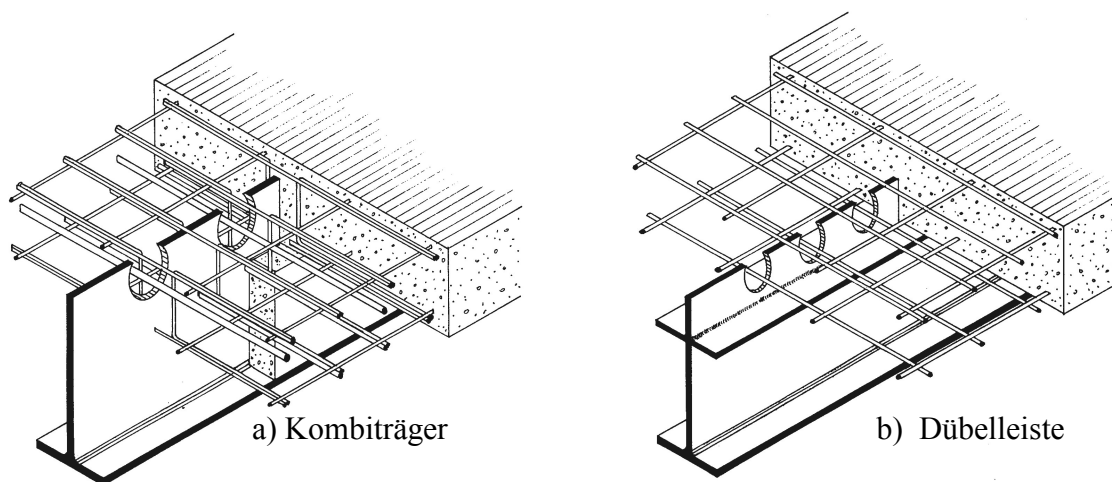
Neben den in der praktischen Anwendung etablierten Kopfbolzendübeln zur Übertragung der Längsschubkräfte im Verbundbau bieten Betondübel eine mechanisch und wirtschaftlich geeignete Alternative. Um diesem Verbundmittel auch den Einsatzbereich des Brücken- und Industriebaus zu erschließen wurden experimentelle Untersuchungen zum Ermüdungsverhalten durchgeführt, und aufbauend auf den Versuchen ein Berechnungs- und Nachweis-konzept hergeleitet.

## Abstract

Supplemental to established head stud shear connectors for the transmission of longitudinal shear forces between the composite members, concrete-dowels tender a mechanically and economically alternative shear connecting system. Experimental investigations of fatigue behaviour were performed to extend the range of application to bridge- and industrial constructions. Based on those tests a design model was determined.

## 1. Einleitung

Bei der Verbundbauweise werden im Bereich positiver Biegemomente die Verbundpartner aus Stahlträger und Betongurt in idealer Weise werkstoffgerecht eingesetzt. Die Tragfähigkeit eines Verbundträgers wird nachhaltig durch die Art und die Anzahl der eingesetzten Verbundmittel beeinflusst. In der praktischen Anwendung haben sich gegenwärtig weitgehend Kopfbolzendübel zur Übertragung der Schubkräfte etabliert. Eine sichere Aussagefähigkeit über das Verformungsverhalten, gestützt auf eine Vielzahl von Forschungsergebnissen, und die Entwicklung von wirkungsvollen Befestigungstechniken mit hohem Vorfertigungsgrad, machen die Verwendung von Kopfbolzendübeln zu einer wirtschaftlichen Bauweise.



*Bild 1 Verbundträger mit Betondübeln*  
*Fig. 1 Composite beams with concrete-dowels*

Eine andere Möglichkeit zur Übertragung der Längsschubkräfte besteht im Einsatz von Betondübeln. Die Entwicklung der Betondübel geht auf die frühen neunziger Jahre zurück und führte 1991 auf Grundlage von [1] zu einer bauaufsichtlichen Zulassung der Perfobondleiste [2]. Das Einsatzspektrum bleibt dabei auf zwei festgelegte geometrische Variationen beschränkt. Im gleichen Zeitrahmen fand das Zulassungsverfahren für Kombidübel statt. Darunter sind nach oben hin offene, trapez- oder birnenförmige Ausnehmungen im Steg des Profils, oder in einer aufgeschweißten Leiste zu verstehen (Bild 1). Nach Abschluss weiterer Forschungsaktivitäten [3] erfolgte ein neuerlicher Antrag auf eine bauaufsichtliche Zulassung [4], deren Erteilung unmittelbar bevorsteht [5]. In der Formulierung wird die Fragestellung nach der Ermüdungsfestigkeit analog zu [6] in der Form behandelt, dass bei Brücken und Bauwerken unter nicht vorwiegend ruhender Beanspruchung das Tragvermögen eines Betondübel auf 2/3 der statischen Tragfähigkeit zu reduzieren ist. Damit wird der Tatsache Rechnung getragen, dass nur in einem geringen Umfang eine experimentelle Absicherung vorliegt. Im Rahmen dieses Aufsatzes wird von versuchsgestützten Untersuchungen berichtet, die mit einem Versuchsprogramm von 15 Push-Out-Versuchen zur Klärung der Ermüdungsfestigkeit von Betondübeln beitragen soll.

Als Voraussetzung für einen Einsatz von Betondübeln in Brücken- oder Industriebauwerken, bei denen neben der statischen Beanspruchung aus ständigen Lasten auch Komponenten aus zeitlich veränderlichen Einwirkungen auftreten, ist die Frage nach der Dauerfestigkeit unter zyklischer Beanspruchung als Grundlage für einen Nachweis der Ermüdungsfestigkeit zu klären. Mit der Vorstellung der neuen Normengeneration werden für Betontragwerke nach DIN 1045 (neu) und Verbundkonstruktionen nach DIN 18800 Teil 5 verbindliche Nachweiskonzepte unter Gebrauchslasten formuliert. Wesentliche Grundlagen für die Nachweismethoden sind im CEB-FIP Model Code 1990 zusammengestellt und erläutert.

Ein vereinfachter Nachweis ist durch die Begrenzung der Spannungsschwingbreiten für den Werkstoff Stahl und die Einhaltung der zulässigen Druck- und Zugspannungen für den Beton gestattet. Die Ermüdungsnachweise sind unabhängig von der Geometrie des Bauteils getrennt für den Stahl und Beton zu führen.

Eine verfeinerte Methode liegt mit dem Nachweis auf Grundlage der Maximalbeanspruchung vor. Dabei wird der geringeren Schädigungswirkung von Lastwechseln auf niedrigerem Beanspruchungsniveau, welche einen großen Teil des Spektrums repräsentieren, Rechnung getragen. Eine schwierige Fragestellung liegt in diesem Zusammenhang in der Festlegung der Anzahl der zu erwartenden Beanspruchungsschwingspiele auf Maximalniveau. Die ermüdungsfeste Beanspruchbarkeit kann material- und einwirkungsspezifischen Wöhlerlinien entnommen werden.

Eine wirtschaftlichere Dimensionierung ist für eine Bemessung auf Grundlage des Lastspektrums durch einen Nachweis der Betriebsfestigkeit möglich. Diese Vorgehensweise setzt eine genaue Kenntnis des Lastkollektivs und gegebenenfalls eine zuverlässige Projektion auf zukünftige Änderungen der Einwirkungen voraus. Diese Aussage trifft z.B. im Brückenbau zu, wo die Entwicklung des Schwerverkehrs sowohl qualitativ als quantitativ über die Lebensdauer des Tragwerks prognostiziert werden muss. Ein wesentliches Instrument zur Erfassung eines bauwerksspezifischen Lastkollektivs ist in jüngerer Zeit durch die Installation von Monitoringssystemen gegeben. Einen einfacheren Lösungsweg bieten beispielsweise Zählungen des Verkehrsaufkommens.

## **2. Nachweis der spezifischen Betriebsfestigkeit**

Die Grundlage für die Bewertung der Ermüdungs- bzw. Betriebsfestigkeit von Bauteilen bilden die Erkenntnisse aus experimentellen Untersuchungen. In der Vergangenheit wurden anhand einer Vielzahl von Werkstoffproben Versuche unter zyklischer Belastung vorgenommen. Ein wesentliches Merkmal dieser Versuche liegt in einem einstufigen Lastkollektiv über die gesamte Versuchsdauer. Mit Hilfe einer statistischen Analyse konnten aus dem experimentellen Spektrum Wöhlerlinien zur Abgrenzung einer abgesicherten Ermüdungsfestigkeit hergeleitet werden. Für eine spezifische Wöhlerlinie, die für den Werkstoff Stahl im Regelfall auf die Doppelspannungsamplitude  $\Delta\sigma_a$  und für den Beton wahlweise auf die konstante Ober-

bzw. Unterspannung bezogen wird, ist ein erheblicher experimenteller Aufwand erforderlich. Zusätzlich mussten für unterschiedliche Konfigurationen der konstanten Größe eigenständige Wöhlerdiagramme erstellt werden.

Für die praktische Anwendung sind zwei unterschiedliche Vorgehensweisen für den Nachweis der Betriebsfestigkeit üblich. Eine einfache Methode stellt die lineare Schadensakkumulationshypothese nach Palmgren und Miner dar. Dabei wird eine wirklichkeitsnahe Einwirkungs-Zeitfunktion über ein geeignetes Zählverfahren (z.B. Rainflow- oder Reservoir-Methode) in ein Summenhäufigkeitsdiagramm überführt.

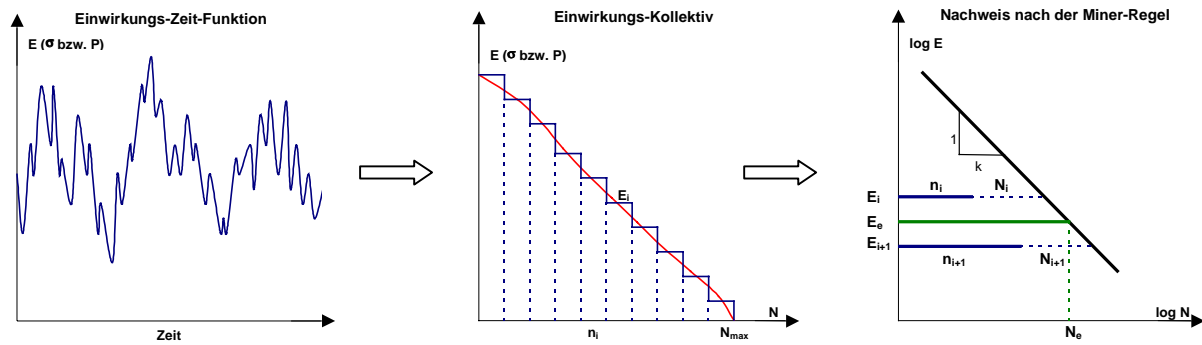


Bild 2 Schematische Vorgehensweise für den Nachweis der Betriebsfestigkeit  
Fig. 2 Schematic procedure for the control of service strength

Aus Handhabungsgründen kann die stetige Verteilung der Summenhäufigkeit zu einem diskreten Einwirkungskollektiv vereinfacht werden. Mittels einer Schadensakkumulationshypothese werden die einzelnen Last- oder Schwingspiele entsprechend ihrer zugehörigen Amplituden ( $\sigma$  bzw.  $P_a$ ) mit Schwingweiten von  $\Delta\sigma = 2 \cdot \sigma$  bzw.  $\Delta P = 2 \cdot P_a$  hinsichtlich ihrer schädigenden Wirkung bewertet. Die Schädigung eines Lastspiels beträgt  $1/N_i$  des zugehörigen Einwirkungshorizontes der spezifischen Wöhlerlinie. Die rechnerische Lebensdauer  $D_{lim}$  gilt als erschöpft, wenn die Gesamtschädigung als Summe Schädigungsbeiträge den Wert 1,0 erreicht.

$$D = \sum_i D_i = \sum_i \frac{n_i}{N_i} \leq 1 \quad (1)$$

- mit  $D$       Schädigungsgrad  $n/N$  aus der Summe der Teilschädigung  
 $n_i$       Anzahl der Lastspiele eines Einwirkungshorizontes  
 $N_i$       Anzahl der ertragbaren Lastspiele eines Einwirkungshorizontes

Eine Voraussetzung für die Anwendung einer linearen Schadensakkumulationshypothese ist, dass die Reihenfolge der Lastspiele unterschiedlicher Amplituden keinen Einfluss auf das Fortschreiten der Schädigung hat. Zur Erfassung der mittelspannungs-, dauerfestigkeits- und schädigungsbedingten Reihenfolgeeffekte sind Ansätze nichtlinearer Schadensakkumulation und bruchmechanische Konzepte geeignet.

Neuere Forschungsansätze tendieren dahin, Bauteilversuche mittels digitaler Regelung der Prüfmaschine mit wirklichkeitsnahen Betriebslasten zu beaufschlagen, die anhand von Beobachtungen und Messungen an Bauwerken ermittelt werden. In [7] und [8] wird von experimentellen Untersuchungen an Verbundmitteln unter Betriebslasten berichtet. Die Versuchsergebnisse bestätigen eine erheblich größere Lebensdauer in Abhängigkeit vom Lastkollektiv.

Für die allgemeingültige Bewertung der Ermüdungsfestigkeit sind unabhängig von der spezifischen Einwirkungskonstellation Berechnungsansätze erforderlich, um in der Tragwerksplanung zuverlässige Randbedingungen zur Dimensionierung der Verbundmittel vorliegen zu

haben. Während für die Kopfbolzentechologie ein Nachweiskonzept über die Schubspannungsdoppelamplitude vorliegt, müssen für Betondübel zunächst die Grundlagen zum Ermüdungsverhalten experimentell erforscht und ausgewertet werden.

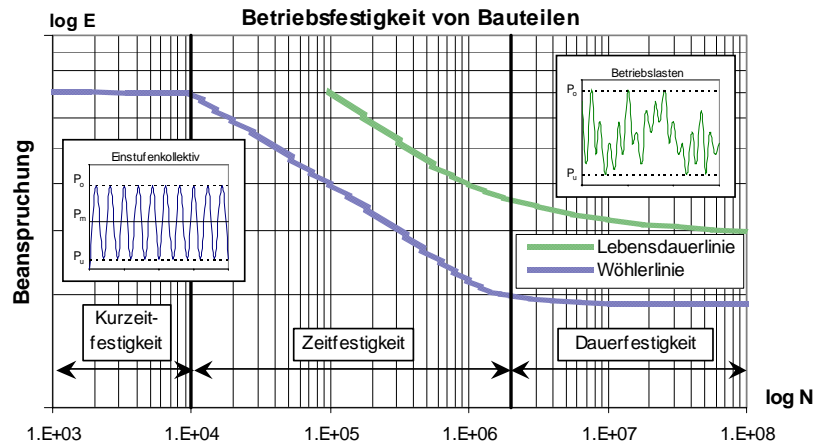
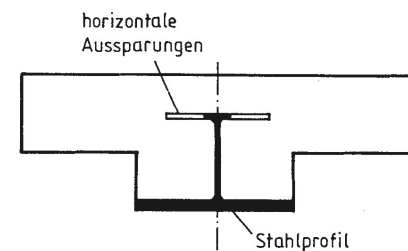
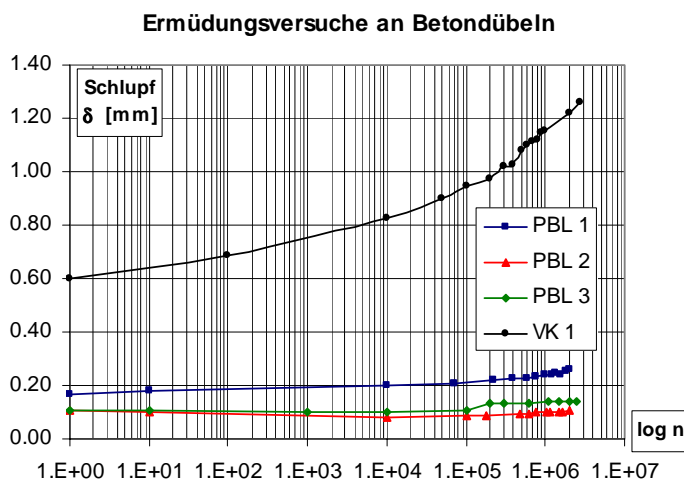


Bild 3 Nachweismethoden für die Betriebsfestigkeit  
 Fig. 3 Design methods for service strength

### 3. Stand der Forschung

Zum derzeitigen Stand der Forschung liegen nur wenige experimentelle Erkenntnisse vor. In diesem Zusammenhang sind die Untersuchungen für die Perfobond-Leiste anhand von 3 Push-Out-Versuchen zu erwähnen. Diese wurden vor einem statischen Bruchversuch einer zyklischen Belastung unterzogen. Darüber hinaus wird in [9] von einem Ermüdungsversuch an einem Verbundträger als 4-Punkt-Beugeversuch mit liegenden Betondübeln mit Ausnehmungsbreiten von 100 mm, die einander gegenüberliegend in die Flansche eines I-Profiles eingebracht worden sind, berichtet.

Die Anzahl der mit einem Einstufenkollektiv gefahren Lastwechsel lag zwischen  $2,0 \cdot 10^6$  und  $2,8 \cdot 10^6$ . Ein wesentliches Merkmal dieser insgesamt 4 Versuche ist darin zu sehen, dass die Oberlasten mit Werten zwischen 30-40 % der Bruchlast auf einem relativ niedrigen Niveau lagen. Systematische Versuche zur Herleitung einer Wöhlerlinie sind bisher nicht bekannt.



Querschnitt des Trägers VK 1

Bild 4 Schlupfverhalten aus Ermüdungsversuchen  
 Fig. 4 slip-behaviour of fatigue tests

## 4. Experimentelle Untersuchungen

### 4.1 Versuchsprogramm

Das Programm zur experimentellen Untersuchung des Ermüdungsverhaltens von Betondübeln umfasst insgesamt 15 Push-Out-Körper. Bedingt durch das komplexe Tragverhalten und die große Anzahl von geometrie- und lastseitigen Einflussfaktoren bleibt das Variationsspektrum nur auf einzelne Entwurfparameter beschränkt. In diesem Rahmen werden mittlere Betondübel mit einer Ausnehmungsbreite von 70 mm mit einheitlicher Plattendicke von 180 mm und Stegdicke von 10 mm untersucht. Variable Parameter liegen neben der Aussparungsform in der Betongüte, der Bewehrung in der Ausnehmung und der Betondeckung unter dem Dübelfuß vor.

Das Versuchsprogramm ist in zwei Serien mit dem wesentlichen Merkmal der untersuchten Betondruckfestigkeit gegliedert. Die Bezeichnung der Serien als ED1 und ED2 deutet an, dass es sich um Ermüdungsversuche von Verbundmitteln handelt, die in einem Beton-Druckgurt angeordnet sind. Die Wahl der Ausnehmungsgeometrie erlaubt insbesondere eine Aussage über den Einfluss der Öffnung der Ausnehmung und die Hinterschneidung. Diese Fragestellung gewinnt unter dem Gesichtspunkt an Bedeutung, ob offene Betondübel unter Betrachtung des Abhebeverhaltens zum Einsatz unter nicht vorwiegend ruhender Belastung geeignet sind. Ein weiterer untersuchter Parameter liegt in der Betondeckung unter dem Dübelfuß  $c_u$ , d.h. die Einbindetiefe der Betondübel in die Gurtplatte.

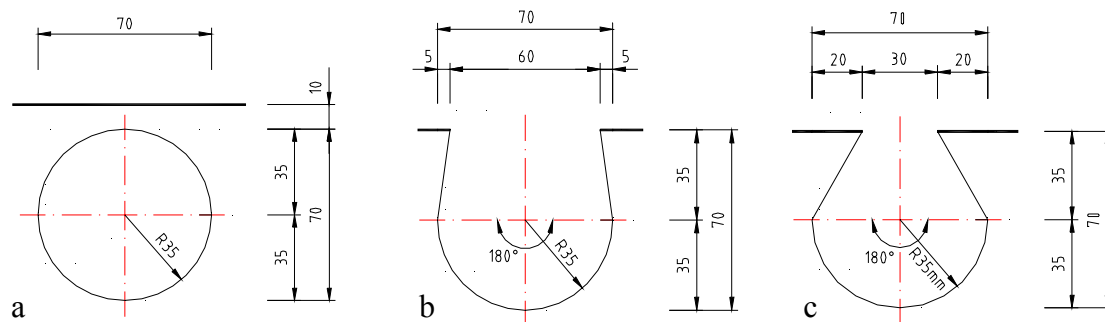


Bild 5 Ausnehmungsformen  
Fig. 5 Cross-sections of concrete-dowels

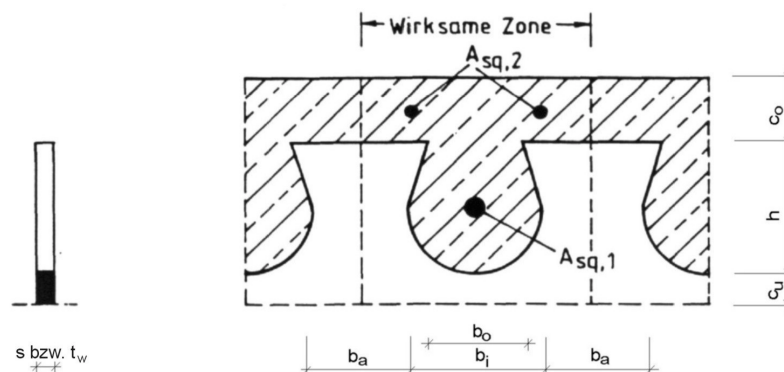
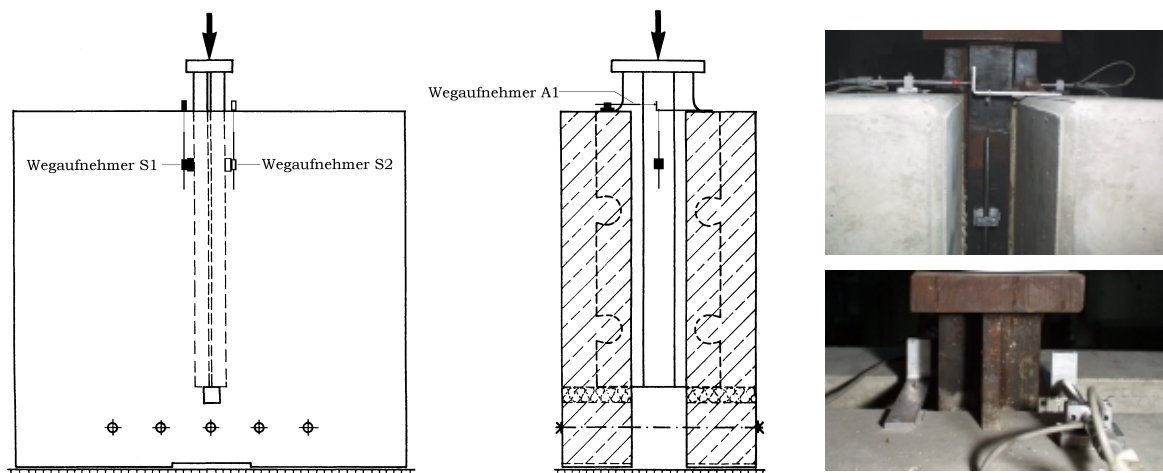


Bild 6 Bezeichnungen  
Fig. 6 Specifications

## 4.2 Versuchsablauf

Die Herstellung der Versuchskörper erfolgte in Anlehnung an den Abschnitt 10 des Eurocode 4. Das Betonieren der Gurtplatten wurde in horizontaler Lage in einem Abstand von 7 Tagen durchgeführt und anschließend bis zum Versuch an der Luft gelagert. Die verwendeten Betonmischungen basierten annähernd auf der Regelsieblinie A16, die Festigkeitsentwicklung wurde anhand von Würfeln der Kantenlängen 150 mm unter den Lagerungsbedingungen nach DIN 1048 kontrolliert. Der Zeitpunkt der Versuchsdurchführung hängt im wesentlichen von der Forderung ab, dass in beiden Gurtplatten annähernd die gleiche Betonfestigkeit vorliegen sollte. Als Grundlage für die Versuchsauswertung wurde am Tag des Versuches die mittlere Betonfestigkeit mit mindestens 3 Würfeln pro Gurtplatte ermittelt. Die Prüfkörper wurden auf einem Mörtelbett gelagert in die Prüfmaschine eingebaut, um im Versuch eine gleichmäßige Pressung auf die Auflagerflächen sicherstellen zu können.

Zur Aufzeichnung der Relativverschiebungen zwischen dem Stahlprofil und den Gurtplatten wurden induktive Wegaufnehmer gemäß Bild 7 am Versuchskörper befestigt. Durch die Aufnehmer S1 und S2 konnte der Schlupf, und A1 und A2 die gegenseitige Horizontalverschiebung der Gurte beidseitig vom Stahlprofil gemessen werden.



*Bild 7 Versuchskörperaufbau und Messeinrichtungen*

*Fig. 7 Test specimen and measuring environment*

Die Durchführung eines einzelnen Push-Out-Versuchs ist in drei unabhängige Phasen gegliedert. Die Phase I ist gekennzeichnet als statische Erstbelastung bis zu einem Niveau der vorgesehenen Oberlast für die zyklische Beanspruchung. In diesem Rahmen sind bei allen Versuchen Haltepunkte auf diskreten Laststufen eingelegt worden, bis der verzögerte Schlupffortschritt nach einem Zeitintervall von ca. 5-10 Minuten abgeschlossen war. Es zeigt sich, dass mit zunehmender Last größere Verschiebungsanteile unter konstanter Einwirkung auftreten. Eine anschließende Entlastung auf das Unterlastniveau dient der Erfassung der aufgezeichneten Messgrößen für den ersten Einwirkungszyklus.

Die Phase II mit einer zyklischen Belastung als Ein- bzw. Mehrstufenkollektiv repräsentiert den eigentlichen Ermüdungsversuch. Die abschließende Versuchskomponente in der Phase III besteht aus einem statischen Bruchversuch mit konstantem Wegvorschub zur Feststellung des Resttragvermögens, sofern kein Versagen während der dynamischen Belastung eingetreten ist. Die Versuchsdurchführung findet in einer servo-hydraulischen Prüfmaschine mit einer oberen Lastgrenze für dynamische Beanspruchung von 1000 kN mit digitaler Datenerfassung statt.

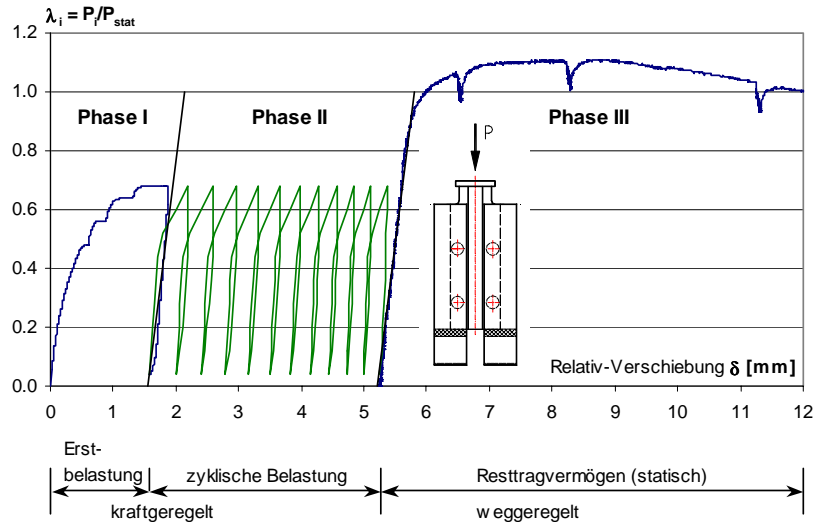
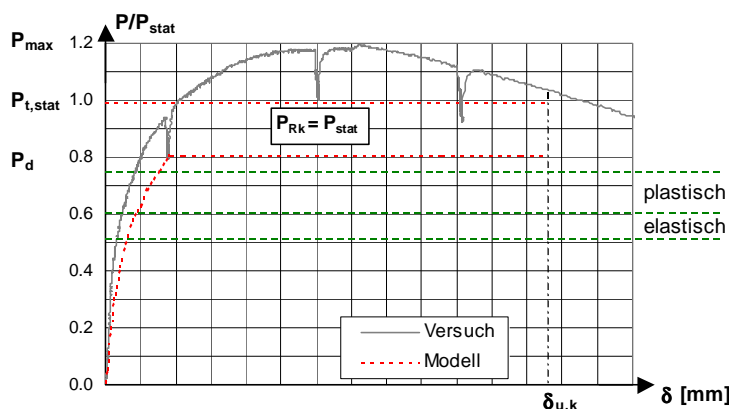


Bild 8 Gliederung des Versuchsablaufs  
Fig. 8 Subdivision of test procedure

### 4.3 Konzeption der Belastung

Eine der wesentlichen Zielsetzungen des Versuchsprogramms zur Ermüdungsfestigkeit liegt in der Ermittlung spezifischer Bruchlastspielzahlen unter einer maximal zu erwartenden Oberlast. In der Konzeption des Versuchsablaufs ist die Festlegung der Lastgrenzen von besonderer Bedeutung. Gemäß der neuen Normengeneration ist ein Nachweis der Standsicherheit für den Grenzzustand der Tragfähigkeit für Ermüdung zu führen. Die Teilsicherheitsbeiwerte für Last- und Modellsicherheiten sind zu  $\gamma_F = 1,0$  und  $\gamma_{Sd} = 1,0$  anzunehmen, während der Teilsicherheitsbeiwertsbeiwert des Verbundmittels  $\gamma_V = 1,25$  aus der Bemessung beizubehalten ist. Für den Idealfall einer elastischen Beanspruchung des Verbundmittels unter Bemessungslasten mit den Teilsicherheitsbeiwerten  $\gamma_G = 1,35$  und  $\gamma_Q = 1,5$  ergibt sich für den Ermüdungsnachweis für den Grenzfall, dass die veränderlichen Lasten einen Anteil von 100 % der Gesamtlasten einnehmen, ein Beanspruchungshorizont von 66 % des Tragvermögens  $P_{Rd}$ . Für ausschließlich ständige Lasten liegt dieser Wert bei 74 %. Die Beanspruchungsamplitude ist ebenfalls vom Anteil der veränderlichen Lasten abhängig.



Spezifikation der experimentellen Einwirkungen

$$R = P_u/P_o \text{ (Schwingbreite)}$$

Lastfaktoren:

$$\lambda_o = P_o/P_{t,stat}$$

$$\lambda_u = P_u/P_{t,stat}$$

$$\lambda_m = P_m/P_{t,stat}$$

Bild 9 Oberlastspektrum eines Verbundmittels für den Ermüdungsnachweis  
Fig. 9 Spectrum of expectable maximum loads for control of fatigue limit



Ausgehend von der sicherheitstheoretischen Überlegung, dass im ungünstigen Fall das charakteristische Tragvermögen eines Betondübel gleich der quasistatischen Bruchlast ist, ergeben sich abhängig von der Größenordnung der veränderlichen Lasten theoretische Einwirkungen zwischen 52,9 und 59,2 % des charakteristischen Tragvermögens.

Im Fall einer plastischen Bemessung mit äquidistanter Dübelanordnung, aber auch unter Berücksichtigung lokaler Umlagerungen der Dübelkräfte sind gegebenenfalls höhere Oberlastniveaus denkbar. Dies gilt gleichermaßen für einen Belastungsbeginn vor Erreichen der 28-Tagefestigkeit des Betons. Im Rahmen der experimentellen Untersuchungen werden zum Teil deutlich höhere Oberlaststufen gefahren, um bei der Ableitung eines Nachweiskonzepts sicherheitsrelevante Reserven aufzeigen zu können. Bei der Darstellung der Versuchsergebnisse und der Auswertung werden die Ober- und Unterlasten durch einen Lastfaktor  $\lambda$  mit Bezug auf das theoretische, quasistatische Tragvermögen eines einzelnen Betondübel bezogen.

## 5. Auswertung des Versuchsprogramms

### 5.1 Erstbelastung bis zum Oberlastniveau

Als Vorbereitung für den dynamischen Versuchsablauf wurden sämtliche Versuchskörper einer kraftgeregelten Erstbelastung mit einer Laststeigerung von ca. 1 kN/s bis auf das für vorgesehene Oberlastniveau unterzogen. Dabei wurden auf diskreten Laststufen Haltepunkte mit konstanter Last für eine Dauer von 5-10 Minuten eingelegt, bis keine signifikante Änderung der Relativverschiebung (Schlupf) mehr erkennbar war. Diese Plateaus in den Last-Verschiebungskurven ist Bild 10, in dem die Kraft  $P$  auf den einzelnen Dübel bezogen ist, eindeutig zu entnehmen.

Die graphischen Darstellungen, exemplarisch für die Versuche mit offenen Betondübeln (ED1 K) aufgetragen, verdeutlichen, dass zu Belastungsbeginn eine gute Übereinstimmung des Last-Verformungs-Verhaltens vorliegt, während mit fortschreitender Laststufe das Maß der Streuungen zunimmt.

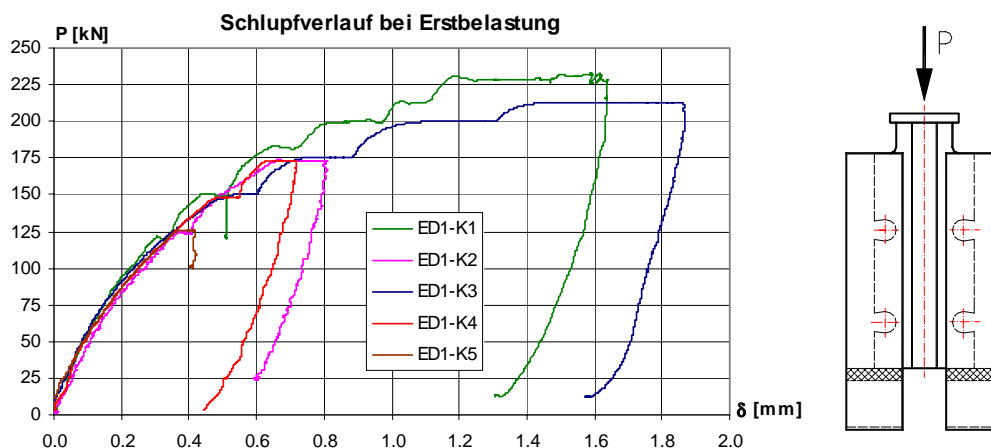


Bild 10 Last-Schlupfverhalten bei statischer Erstbelastung

Fig. 10 Load-slip-behavior at primary loading



## 5.2 Ermüdungsphase

### 5.2.1 Vorüberlegungen

In der zweiten Phase der Versuchsdurchführung, in der die Versuchskörper einer zyklischen Belastung mit definierter Mittellast und Belastungsamplitude als Ein- bzw. Mehrstufenkollektiv unterzogen worden sind, ist als vordergründiges Ziel zu nennen, dass gemessen an der geringen Anzahl von Versuchen möglichst umfassende Erkenntnisse über die Ermüdungslaststufe und die Auswirkung von wechselnden Lasteinwirkungen gewonnen werden sollten. Zur Bewertung des Ermüdungsverhaltens unter Betriebslasten und des Reihenfolgeeffektes wurden sowohl Versuche mit konstanter Oberlast und zunehmender Beanspruchungsamplitude, als auch Untersuchungen mit gleichbleibender Unterlast bei zunehmender Oberlast durchgeführt.

Unter dem Gesichtspunkt, dass in erster Linie das Bruchverhalten unter zyklischer Beanspruchung untersucht werden sollte, sind die projizierten Oberlasten bei den Versuchen der Serie ED1 auf einem Niveau von annähernd 90 % der theoretischen Bruchlast für ruhende Belastung angesetzt. Um den experimentellen Aufwand zu minimieren war es zunächst vorgesehen, auf der Grundlage des Treppenstufenverfahrens [10] ein Versagen nach geringen Lastspielzahlen zu erreichen. Durch eine schrittweise Reduzierung der Oberlast kann das Niveau ermittelt werden, bei dem ein Prüfkörper zuverlässig  $2 \cdot 10^6$  Lastspiele erträgt. In dieser Systematik wäre eine bestimmte Anzahl von durchlaufenden Experimenten erforderlich, um mittels statistischer Analyse einen abgesicherten Ermüdungshorizont angeben zu können.

Im Vorgriff auf die Dokumentation der Versuche sei an dieser Stelle angemerkt, dass unter Einwirkungen, die weit oberhalb der zu erwartenden der Gebrauchslasten liegen, nahezu kein Versagen eines Versuchskörpers zu verzeichnen war. Bezogen auf einen Verbundträger unter dynamischer Belastung ist daraus abzuleiten, dass weniger der Grenzzustand des Tragvermögens für Ermüdung, als mehr die Vertikalverformungskomponente infolge der Nachgiebigkeit der Verbundmittel von Bedeutung sind. Daher stehen im Mittelpunkt der Darstellung und Auswertung der Versuche die Anfangsdeformation und der Fortschritt der Relativverschiebung unter der veränderlichen Einwirkung. Neben dem Schlupf bedarf das Abhebungsverhalten der Gurtplatte vom Stahlprofil einer besonderen Betrachtung. Unter vorwiegend ruhender Belastung hat sich gezeigt, dass die Abhebungen bei offenen Betondübeln mit zunehmender Öffnungsweite größer werden, es konnte jedoch aufgezeigt werden, dass die experimentell ermittelten relativen Abhebungen für alle untersuchten geometrischen Varianten unterhalb der Grenzlinie nach Eurocode 4 liegen. Für die Verformungen senkrecht zur Systemachse ist die Verträglichkeit unter zyklischer Belastung zu prüfen.

### 5.2.2 Versuche mit geschlossenen Betondübeln (ED1-P)

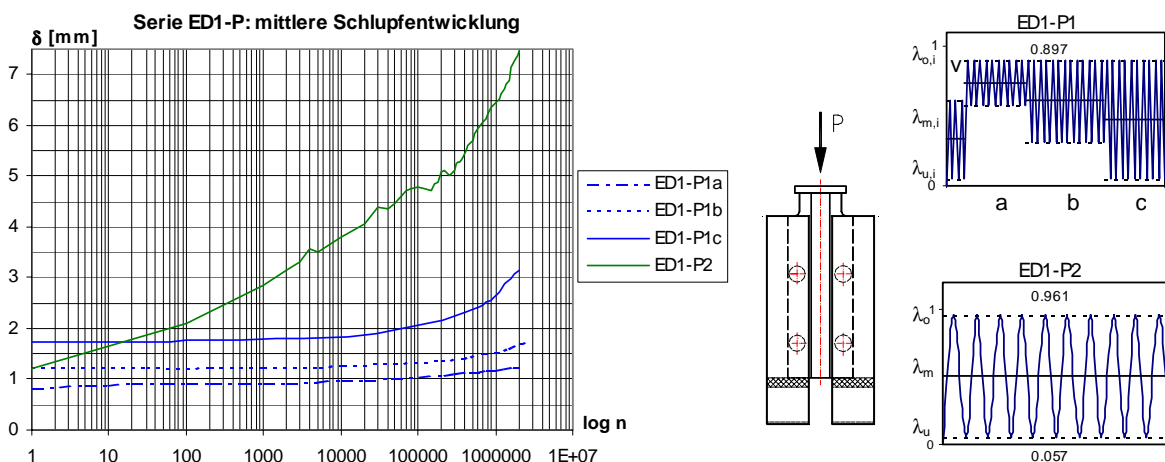


Bild 11 Versuchsdokumentation der Versuche ED1-P1 und P2  
Fig. 11 Documentation of tests ED1-P1 and ED1-P2

Die Versuchserie ED1-P umfasst insgesamt 8 Push-Out-Versuche mit kreisförmigen, geschlossenen Betondübeln mit einem Durchmesser von 70 mm. Bei den Versuchen P1 und P2, die im jungen Betonalter durchgeführt worden sind, liegt die Betongüte bei Versuchsbeginn bei  $f_{cm} = 29,7$  bzw.  $32,7 \text{ N/mm}^2$ .

Der als Tastversuch vorgesehene Versuchskörper P1 wurde zunächst im jungen Betonalter mit 628000 Lastwechseln ( $\lambda_o/\lambda_u = 0,612/0,053$ ) mit der Bezeichnung "v" beaufschlagt. Infolge einer analogen Versuchsteuerung mussten die Daten manuell erfasst werden. Im Rahmen der verfügbaren Messgenauigkeit zeichnete sich keine nennenswerte Verformungsänderung ab. Infolgedessen wurde der Versuchskörper ausgebaut und erst zu einem späteren Zeitpunkt unter Verwendung von digitaler Messtechnik fortgesetzt. Die weitere Belastungsfolge setzte sich aus drei Kollektiven a-c mit jeweils  $2,0\text{-}2,5 \cdot 10^6$  Lastspielen zusammen, bei denen unter einer konstanten Oberlast von 90 % der theoretischen Bruchlast schrittweise die Unterlaststufe reduziert wurde. Die Dokumentation der gemittelten Messwertaufzeichnungen weist für das Lastkollektiv a einen Anfangsschlupf von 0,8 mm auf, der sich im Zuge der zyklischen Belastung auf ein Maß von 1,2 mm erweitert. Die Fortsetzung mit einer vergrößerten Lastamplitude beim Lastkollektiv b zeigt, dass die Verformungen bis zu annähernd 10.000 Lastwechseln unverändert bleibt, und erst bei fortschreitender Versuchsdauer kontinuierlich anwächst. Unter der Einwirkung des Lastkollektivs c wird anfänglich auch eine geringe Schlupfentwicklung deutlich, die mit zunehmender Lastspielzahl bis auf ein Niveau von 3,14 mm ansteigt. Insgesamt hat dieser Versuchskörper  $7,2 \cdot 10^6$  Lastspiele ohne Bruch ertragen. Die nach einer Änderung der Einwirkung nahezu unveränderten Verformungswerte lassen vermuten, dass sich unter einer konstanten Belastung durch lokale Zerstörung des Betons in der Leibungsfläche ein stabiler Gleichgewichtszustand gebildet hat, der gegenüber der geänderten Konfiguration dämpfend wirkt, bis der Schädigungsprozess der neuen Lastamplitude einsetzt.

Der Versuch P2 wurde 30 Tage nach der Versuchskörperherstellung mit einem Oberlastniveau von 96% und einer Unterlast von 5,7 % der theoretischen, quasistatischen Bruchlast durchgeführt. Es zeigte sich, dass die Relativverschiebungen mit einem Wert von 7,5 mm nach  $2,0 \cdot 10^6$  Lastwechseln ein äußerst hohes Niveau erreichen, jedoch waren am Versuchskörper außer einer geringfügigen Rissbildung auf den Gurtoberseiten keinerlei Anzeichen für ein bevorstehendes Versagen zu erkennen.

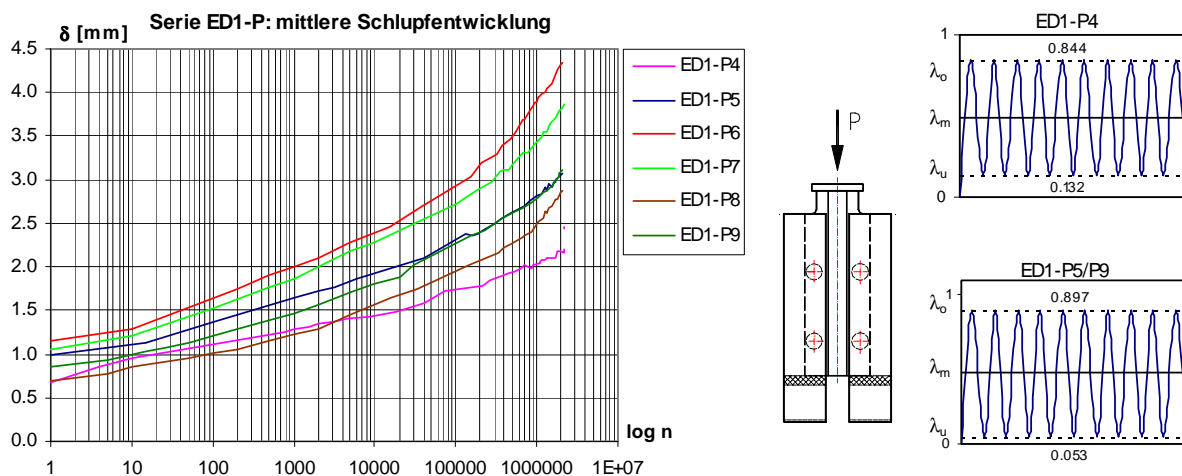


Bild 12 Versuchsdokumentation der Versuche ED1-P4 bis P9  
 Fig. 12 Documentation of tests ED1-P4 to ED1-P9

Die Versuche P4-P9 wurden erst über ein Jahr nach der Versuchskörperherstellung gefahren. Die Wahl der Laststufen für den Versuch P4 ( $\lambda_o/\lambda_u = 0,844/0,132$ ) liegt auf einem geringfügig niedrigeren Niveau, als für die Körper P5-P9 ( $\lambda_o/\lambda_u = 0,897/0,053$ ), die unter einheitlichen

Bedingungen durchgeführt worden sind, um Erkenntnisse über streuende Parameter und deren Größenordnung zu gewinnen. Aus der graphischen Darstellung der Messwerte nach Bild 12 ist erkennbar, dass der Versuch P4 aufgrund der geringeren Einwirkungen über eine niedrigere Anfangsverformung und Schlupffortschritt verfügt. Für die Versuche P5-P9 bleibt festzustellen, dass signifikante Streuungen bei der Erstbelastung vorliegen, und dass sich der Schlupffortschritt qualitativ gleich entwickelt. Alle sechs Versuche wiesen nach  $2,0\text{-}2,2 \cdot 10^6$  Lastspielen keine Rissbildung oder Anzeichen eines bevorstehenden Versagens auf.

### 5.2.3 Versuche mit offenen Betondübeln (ED1-K)

Im Rahmen der Versuchsserie ED1-K wurden 5 baugleiche Versuchskörper mit offenen Steg-ausnehmungen der Breite 70 mm und einer Betongüte von  $f_{cm} = 31,7 \text{ N/mm}^2$  getestet. Ausgehend von den erreichten hohen Oberlasten der experimentellen Untersuchungen mit geschlossenen Betondübeln wurde auch hier für den Prüfkörper K1 eine Oberlast von 91 % der theoretischen, quasistatischen Bruchlast konzipiert. Ein Bruch des Versuchskörpers erfolgte nach 8230 LW.

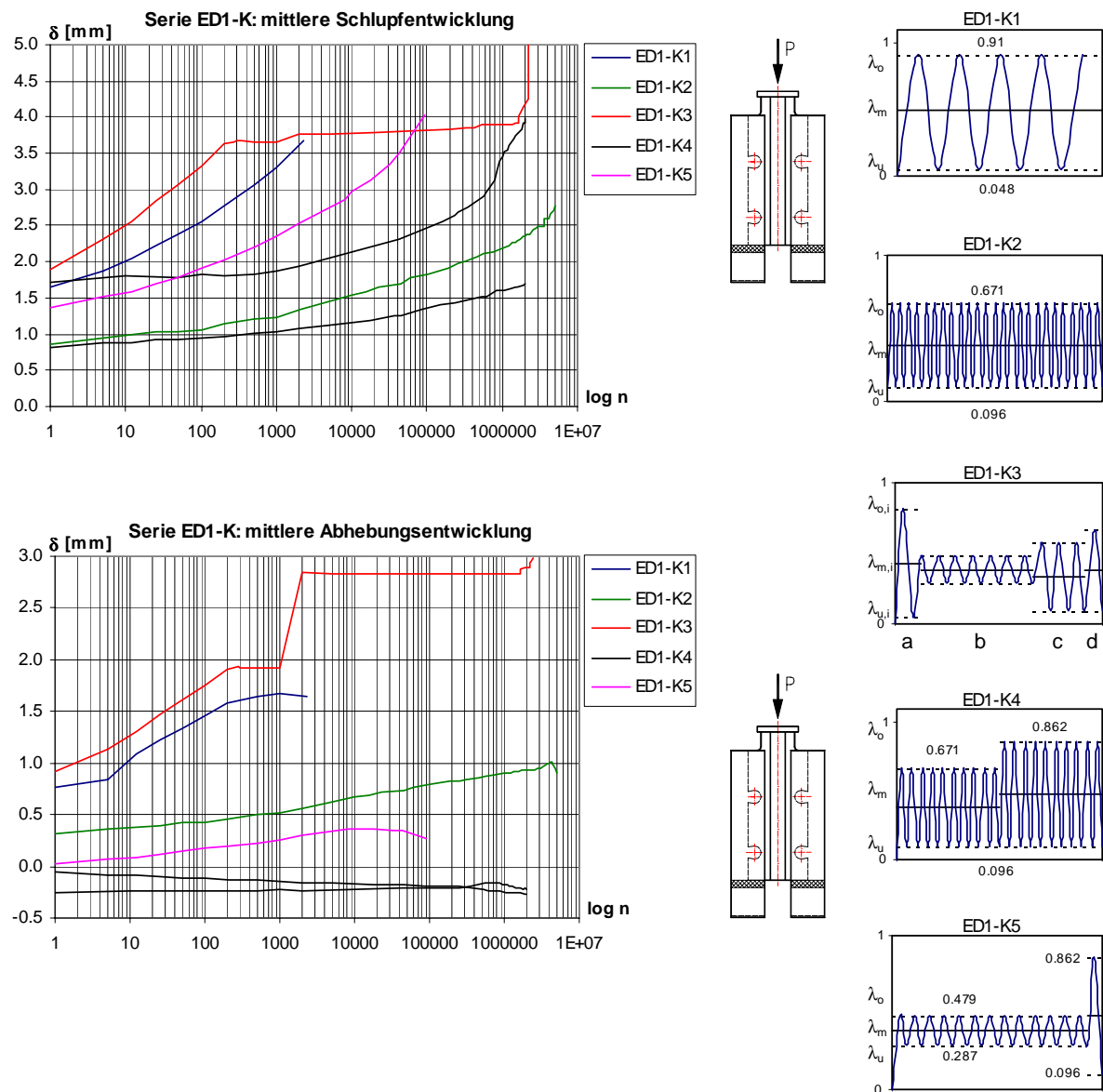


Bild 13 Versuchsdokumentation der Versuche ED1-K1 bis K5

Fig. 13 Documentation of tests ED1-K1 to ED1-K5

Zur Feststellung der Ermüdungsfestigkeit wurde der Versuch K2 ( $\lambda_o/\lambda_u = 0,671/0,096$ ) mit einer erheblich niedrigeren Oberlast durchgeführt. Unter diesem Einwirkungs niveau trat nach  $5,1 \cdot 10^6$  Lastspielen ein mittlerer Schlupf von 2,7 und ein relatives Abhebemaß von 1,0 mm auf. Risse waren keine zu verzeichnen.

Der Versuch K3 stellt eine Konfiguration dar, in der mehrere unterschiedliche Kollektive aufgebracht wurden. Die projektierte Einwirkung ( $\lambda_o/\lambda_u = 0,814/0,048$ ) führte aufgrund eines fehlerhaften Einbaus des Prüfkörpers in die Prüfmaschine schon nach 275 Lastwechseln zu einer Schädigung des Versuchskörpers, indem sich auf der Gurtinnenseite an einem Dübel durch Risse ein lokaler Ausbruch andeutete. Um den Prüfkörper, bei dem auf sämtlichen Dübelbewehrungen Dehnmess-Streifen aufgebracht worden waren, trotzdem weiter testen zu können wurde das Lastkollektiv b ( $\lambda_o/\lambda_u = 0,479/0,287$ ) als wirklichkeitsnahe Last eingeführt. Diese Einwirkung konnte bei geringerem Schlupffortschritt trotz der Vorschädigung und einem verhältnismäßig hohen Abhebemaß ertragen werden. Eine schrittweise Anhebung der Lastgrenzen im Lastkollektiv c ( $\lambda_o/\lambda_u = 0,575/0,096$ ) und d ( $\lambda_o/\lambda_u = 0,671/0,096$ ) führte nach  $2,4 \cdot 10^6$  Lastspielen zum Bruch.

Eine wesentliche Feststellung, die zur Erklärung der niedrigeren Ermüdungsfestigkeit bei offenen Betondübeln beiträgt, liegt in den gegenüber den geschlossenen Aussparung deutlich größeren Abhebemaßen. Insbesondere unter hohen Oberlasten kündigte sich das Versagen durch eine überproportionale Entwicklung der Abhebungen an.

Eine mechanische Begründung lässt sich in der lokalen Betrachtung finden. Bei jedem Lastspiel kann zerstörtes Betonmaterial in den infolge Abhebung entstandenen Hohlraum über der Stegoberkante gepresst werden, während am Dübelfuß aufgrund der Formgebung keine Expansion möglich ist. Das in den Spalt eingepresste Betonmehl bedingt bei jedem weiteren Lastspiel eine zusätzliche Kraft, die das Abheben begünstigt.

Ausgehend von der Grundüberlegung, dass bei einem Verbundträger die Eigengewichtslast dem Abheben entgegenwirkt, wurden bei den Versuchskörpern K4 und K5 zusätzliche Zugstangen im oberen Bereich des Prüfkörpers eingebracht, die zu Versuchsbeginn jeweils mit einer Vorspannung von 10,0 bzw. 5,0 kN versehen waren. Die Überwachung der aufgetragenen Vorspannkraft in den oberen Zugstangen konnte jeweils mit einer Kraftmessdose (Bild 14) gewährleistet werden.



*Bild 14 Zugstangen zur Simulation der ständigen Lasten*  
*Fig. 14 Tension bars to simulate permanent loads*

Der Versuch K4 wurde mit zwei Lastkollektiven a ( $\lambda_o/\lambda_u = 0,671/0,096$ ) und b ( $\lambda_o/\lambda_u = 0,862/0,096$ ) mit jeweils  $2,0 \cdot 10^6$  Lastwechseln beaufschlagt. Neben einer typischen Last-Schlupf-Beziehung zeigte sich, dass die Abhebungen über ein negatives Vorzeichen verfügten und im ersten Lastkollektiv kontinuierlich zunahm. Die Vorspannkraft wies ein affines

Verhalten auf und bauten sich über die Versuchsdauer bis auf ca. 70 % der Anfangskräfte ab. Eine Bewertung dieses Sachverhaltes lässt den Schluss zu, dass das Problem der dynamischen Abhebungen im realen Tragwerk nicht gegeben ist. Das gegenüber dem Versuch K2 niedrigere Niveau der Relativverschiebungen ist durch einen zusätzlich aktivierten Reibungsverbund infolge der Vorspannung zu erklären.

Der Versuchskörper K5 wurde ebenfalls mit zwei aufeinanderfolgenden Lastkollektiven a ( $\lambda_o/\lambda_u = 0,479/0,287$ ) und b ( $\lambda_o/\lambda_u = 0,862/0,096$ ) getestet. Dabei repräsentiert das Lastkollektiv a eine wirklichkeitsnahe Einwirkung unter Gebrauchslasten. Anhand der Datenaufzeichnungen war festzustellen, dass auf diesem Einwirkungsniveau verhältnismäßig geringe Verformungen infolge der dynamischen Belastung auftraten.

Die vor Versuchsbeginn aufgebrauchten Vorspannkkräfte von 5,9 kN/Zugstange verblieben auf diesem Lastniveau annähernd konstant. Nach der Umstellung des Prüfablaufs auf das Lastkollektiv b stellte sich nach 123300 Lastwechseln ein Bruch des Versuchskörpers ein. Die Versagensform ist in Bild 15 dokumentiert. Eine Ankündigung des Versagens zeigte sich durch einen kleinen Ausbruchkörper in der unmittelbaren Umgebung eines Dübels. Nach der fortgesetzten zyklischen Belastung stellte sich nur wenig später an allen Dübeln ein deutlich größerer, kreisförmiger Ausstanzkörper ein.



*Bild 15 Schadensbild beim Versagen des Versuchskörpers ED1-K5*  
*Fig. 15 Damage at failure of testspecimen ED1-K5*

#### 5.2.4 Versuche mit Betondübeln mit kleiner Öffnungsbreite (ED2-K)

Ziel der Serie ED2-K ist es, den Einfluss der Öffnungsbreite eines Betondübels auf das Ermüdungsverhalten, bei gleichzeitiger Verwendung einer geringeren Betongüte zu untersuchen. Bei einer Dübelbreite von 70 mm beträgt die Öffnung der Ausnehmung 30 mm.

Der Versuch K1 wurde mit einem zweistufigen Lastkollektiv mit den Parametern a ( $\lambda_o/\lambda_u = 0,731/0,122$ ) und b ( $\lambda_o/\lambda_u = 0,826/0,118$ ) mit  $2,0 \cdot 10^6$  bzw.  $2,5 \cdot 10^6$  Lastspielen beaufschlagt. Dabei zeigte sich für die erste Belastungsstufe bei einer Anfangsverschiebung von 1,0 mm eine dynamische Schlupfzunahme in einer Vergleichsweise geringen Größe. Nach einer Erhöhung der Oberlast auf 85 % der theoretischen Bruchlast deutete sich bis zu 200000 Lastwechseln keine nennenswerte Veränderung des Schlupfes an. Erst bei einer höheren Lastspielzahl war eine geringfügige Zunahme zu verzeichnen.

Der Prüfkörper K2 wurde von Beginn an mit einer höheren Oberlast getestet. Den Messaufzeichnungen ist zu entnehmen, dass einerseits mit 2,0 mm eine signifikant höhere Anfangsver-



formung vorlag, und andererseits auch die Schlupfentwicklung über die Lastspielzahl auf einem höheren Niveau lag. Der mittlere Schlupf erreichte nach  $5,0 \cdot 10^6$  Lastzyklen eine Größe von 7,0 mm, ohne dass sich z.B. durch Rissbildung ein Versagen abzeichnete. Die aufgezeichneten Abhebemaße bewegten sich vergleichbar zu den geschlossenen Ausnehmungen auf einem äußerst geringen Niveau. Wie auch schon in der vorhergehenden Serie ED1-K beobachtet, deutet sich auch hier ein Reihenfolgeeffekt an. Beim Versuch K1 hat sich unter der Einwirkung des Lastkollektivs a offensichtlich ein Zustand eingestellt, in dem das geschädigte Material an der Leibungsfläche einen dämpfenden Einfluss gegenüber der gesteigerten Oberlast bewirkt.

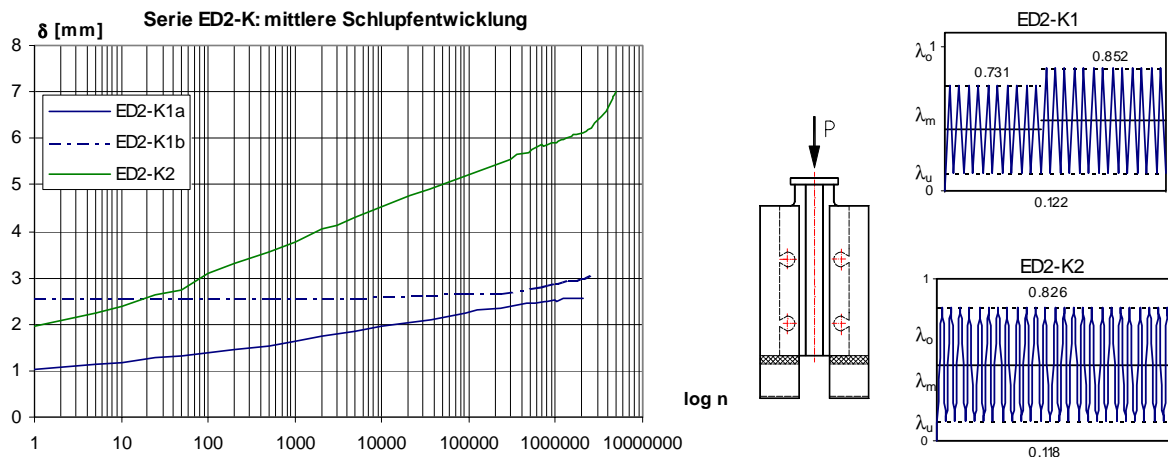


Bild 16 Versuchsdokumentation der Versuche ED1-K1 und K2  
Fig. 16 Documentation of tests ED2-K1 and K2

### 5.3 Statisches Resttragvermögen

In der Phase III des Versuchsablaufs wurde für sämtliche Prüfkörper, bei denen während der dynamischen Belastung kein Versagen eingetreten war, das Resttragvermögen mittels eines statischen Bruchversuchs ermittelt.

Die Last-Verformungs-Charakteristika sind in Bild 17 exemplarisch für die Versuche mit geschlossenen Ausnehmungen (ED1-P4/P9) in Form von Dübelkennlinien und Abhebekennlinien aufgetragen. Die Dübelkennlinien entsprechen qualitativ den Erkenntnissen aus äquivalenten statischen Untersuchungen. Abweichend davon ist zu Beginn eines Versuches die verbleibende Relativverschiebung aus dem dynamischen Versuchsablauf vorhanden. Bis auf ein Niveau von ca. 80 % der Bruchlast weisen die Versuchskurven einen nahezu linearen Anstieg mit einer hohen Steifigkeit auf. Darüber münden diese scheinbar in den Last-Verformungsverlauf eines statischen Prüfablaufs ein. In gleicher Weise lassen sich die Abhebekennlinien der Untersuchungen zum Resttragvermögen interpretieren.

Eine quantitative Bewertung des experimentell ermittelten Resttragvermögens ergibt gegenüber der ausgewerteten Grundgesamtheit der statischen Versuche eine Erhöhung um im Mittel 12,2 % zum mittleren theoretischen Tragvermögen. Diese bemerkenswerte Feststellung lässt sich dadurch erklären, dass durch die dynamische Belastung eine lokale Zerstörung des Betons an der Leibungsfläche vorliegt. Dieses Material wird infolge der hohen Teilflächenpressung durch Einbrechen der Porenwände pulverisiert und in den Porenraum der unmittelbaren Umgebung gepresst. Dadurch entsteht in der Prozesszone ein homogenes Materialgefüge, das bei Belastung zu einer ausgeglichenen Lastverteilung ohne lokale Spitzen und Kerbeinflüsse führt. Anhand der Ergebnisse der Phase III für die "Durchläufer" kann festgestellt werden, dass Betondübel auch nach dynamischer Lasteinwirkung über das vollständige stati-

sche Tragvermögen verfügen, und bedingt durch Gefügeumlagerungen sogar noch zusätzliche Tragreserven bieten.

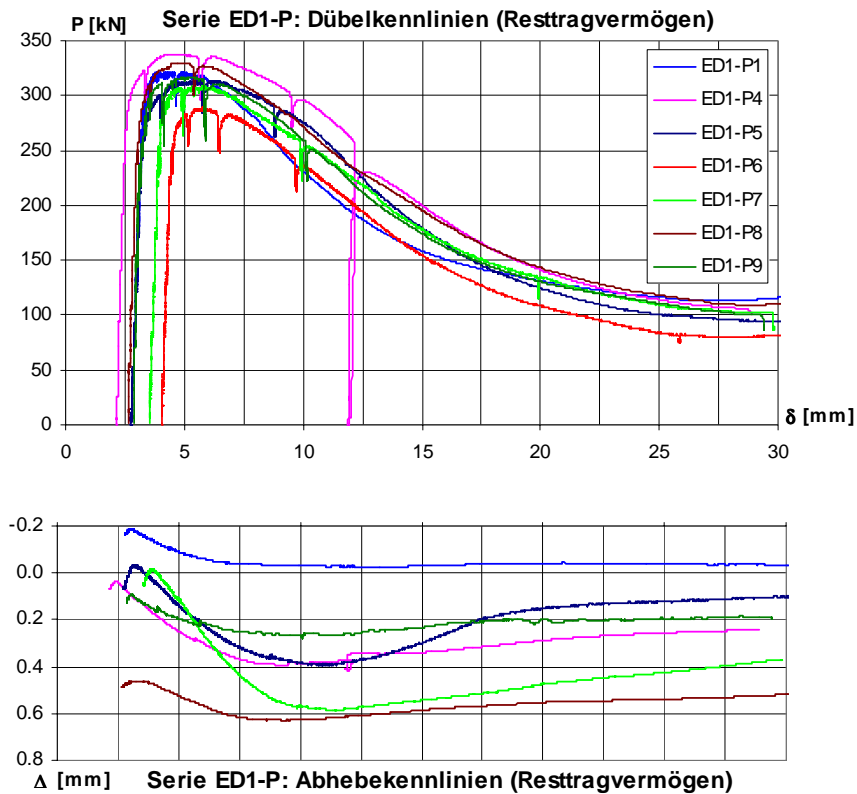


Bild 17 Kennlinien der statischen Versuche zur Ermittlung des Resttragvermögens  
 Fig. 17 Slip- and separation characteristics of rest failure load-tests

Eine Überprüfung, ob das Resttragvermögen von versuchsseitigen Parametern abhängig ist, zeigt gemäß Bild 6.36, dass in der Tendenz mit zunehmenden Relativverschiebungen am Ende der dynamischen Belastungsphase ein abnehmendes Resttragvermögen zu verzeichnen ist.

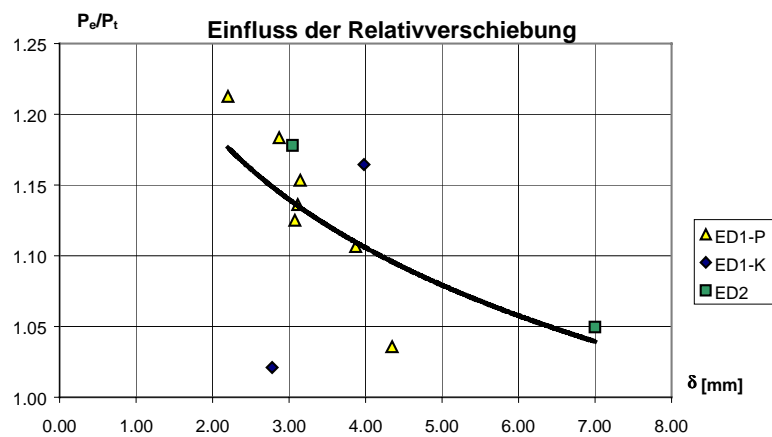


Bild 18 Abhängigkeit des Resttragvermögens vom Schlupffortschritt  
 Fig. 18 Relation between rest failure load and slip-development



Aufbauend auf der Feststellung, dass im Rahmen der untersuchten Lastspiele bei Betondübeln der Rechenwert der Ermüdungsfestigkeit keiner Einschränkung gegenüber dem Bemessungswert des Tragvermögens bedarf, muss trotzdem die Frage untersucht werden, welche Auswirkungen bei größeren Lastwechselzahlen zu erwarten sind. Dies gewinnt insbesondere bei der Beurteilung der Restlebensdauer am Ende der rechnerischen Standzeit an Bedeutung. Einschränkend muss dazu festgestellt werden, dass anhand der experimentellen Erkenntnisse keine Rückschlüsse auf Effekte der Materialalterung möglich sind.

## 6. Berechnungskonzept auf Grundlage der Schlupfentwicklung

### 6.1 Auswertungen der Verformungen

Eine wesentliche Erkenntnis aus der Grundgesamtheit der Ermüdungsversuche ist, dass auch unter hohen Lasteinwirkungen, die deutlich oberhalb des Gebrauchslastniveaus liegen, Lastwechselzahlen von annähernd  $5,0 \cdot 10^6$  ertragen werden können. Dabei darf nicht außer acht gelassen werden, dass die beobachtete Schlupfentwicklung keinen endlichen Prozess darstellt, der einem Grenzwert zustrebt. Vielmehr ist bei einer Fortdauer der zyklischen Einwirkung ein weiterer Fortschritt der Verformungen zu erwarten. Ähnlich dem statischen Tragverhalten muss davon ausgegangen werden, dass auf einem definierten Lastniveau bei einer gewissen Relativverschiebung das Tragfähigvermögen erschöpft ist. Ausgehend von der Vorstellung, dass die Grenze der ertragbaren Lastwechsel abhängig von der Einwirkung und dem Maß der Verschiebungen ist, soll im weiteren untersucht werden, ob anhand der experimentellen Daten Regelmäßigkeiten erkennbar sind, die die Herleitung eines Berechnungsverfahrens gestatten.

Die graphische Auftragung der dynamischen Verformungen (Bild 19 und 20) im doppeltlogarithmischen Koordinatensystem lassen in guter Näherung einen linearen Zusammenhang erkennen. Dies gilt nur für die Versuche, die mit einem Einstufenkollektiv beaufschlagt wurden, und für das erste Teilkollektiv eines mehrstufigen Belastungsfolge. Für nachfolgende Lastkollektive zeigt sich unabhängig von einer Erhöhung der Oberlast oder der Amplitude ein zunächst deutlich günstigeres Verhalten. Erst nach einer größeren Anzahl von Lastspielen geht die dynamische Dübelkennlinie kontinuierlich in das lastspezifische Verhalten der neuen Einwirkungskonstellation über. Damit liefert die Ableitung eines Berechnungsverfahrens auf Grundlage der einstufigen Lastzyklen einen konservativen Ansatz, der über eine hinreichende experimentelle Absicherung verfügt.

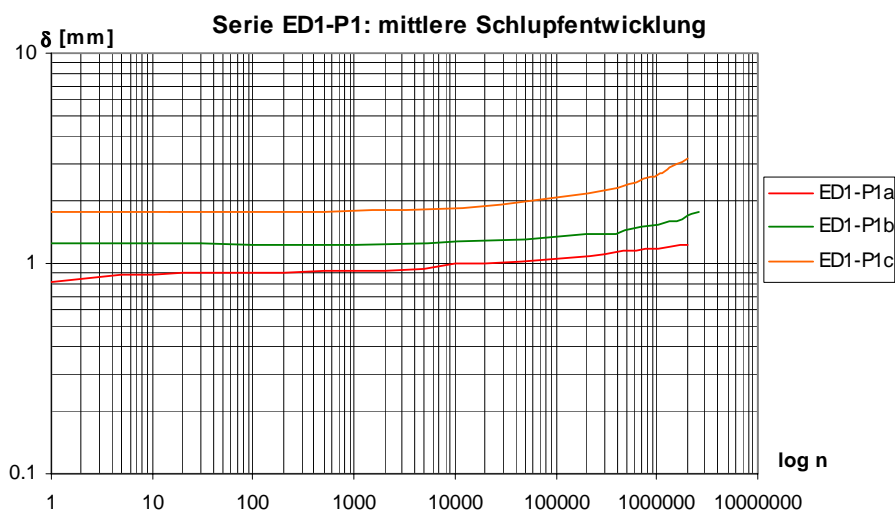


Bild 19 Schlupf-Fortschritt im doppeltlogarithmischen Maßstab

Fig. 19 Slip-development in a doublelog diagram

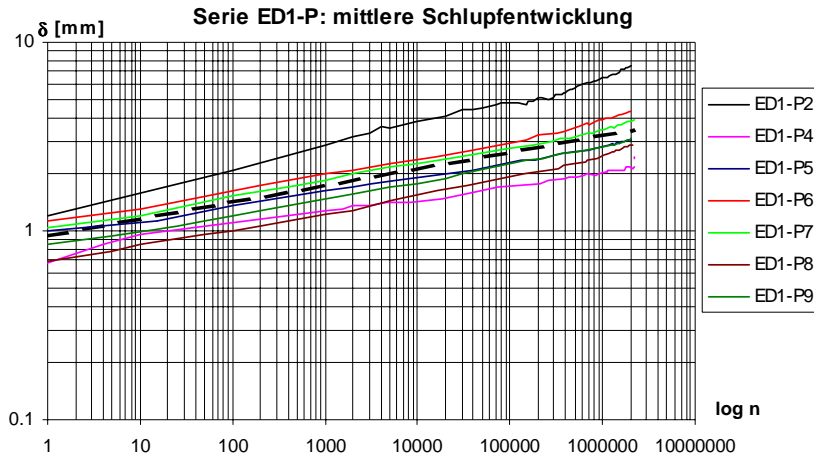


Bild 20 Schlupf-Fortschritt in doppeltlogarithmischer Darstellung  
 Fig. 20 Slip-development in a doublelog diagram

## 6.2 Berechnungskonzept für das einstufige Lastkollektiv

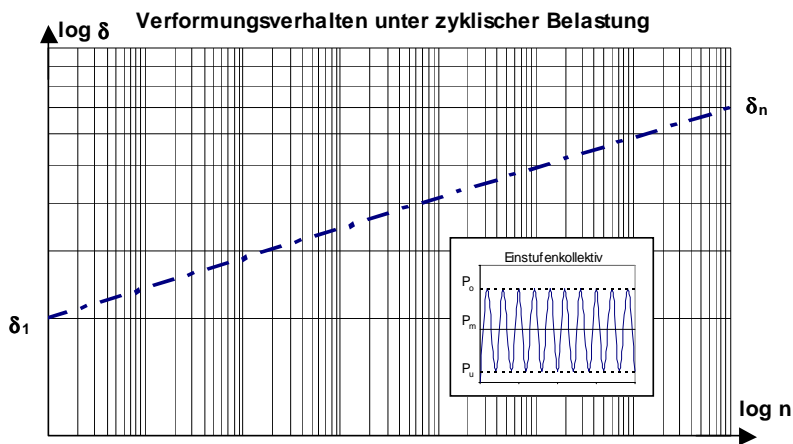


Bild 21 Bezeichnungen zur Formulierung eines Berechnungsansatzes  
 Fig. 21 Specifications for determination of a design model

Anhand der Größen mit den Definitionen gemäß Bild 21 besteht die Möglichkeit, aus der experimentellen Grundgesamtheit einen Steigungsfaktor  $\kappa$  zur Quantifizierung des Schlupffortschritts nach Gleichung 2 zu ermitteln. Durch Umstellung kann für eine unbekannte Grundgesamtheit der zu erwartende Schlupf nach Gleichung 3 angegeben werden.

$$\kappa = \frac{\log n - \log 1}{\log \delta_1 - \log \delta_n} = \frac{\log n}{\log (\delta_1 / \delta_n)} \quad (2)$$

$$\Leftrightarrow \log \left( \frac{\delta_1}{\delta_n} \right) = \frac{1}{\kappa} \log n \quad \Leftrightarrow \frac{\delta_1}{\delta_n} = n^{1/\kappa}$$

$$\Rightarrow \delta_n = \frac{\delta_1}{n^{1/\kappa}} \quad (3)$$

Diese Vorgehensweise setzt zuverlässige Rechengrößen für die Verformung unter der Oberlast bei Erstbelastung  $\delta_1$  und den Steigungsfaktor  $\kappa$  voraus. Eine Beziehung für  $\kappa$  kann aus der

Versuchreihe gewonnen werden. Mit der Festlegung, dass die ertragbare Relativverschiebung mit  $\delta_{uk}$  angesetzt wird, lässt sich für das Einstufenkollektiv eine konservative Abschätzung für die Grenzlastspielzahl nach Gleichung 4 gewinnen.

$$N_{u,fat} = \left( \frac{\delta_1}{\delta_{uk}} \right)^\kappa \quad (4)$$

### 6.3 Analytische Betrachtung zur Formulierung des Schlupffortschritts

Eine analytische Auswertung der experimentellen Ergebnisse zur Feststellung der Einflussparameter auf den Steigungsfaktor  $\kappa$  führt zu der Erkenntnis, dass vordergründig ein direkter Zusammenhang zur der Oberlast, in Bild 22 durch den Oberlastfaktor  $\lambda_o$  ausgedrückt, besteht. Ein Einfluss der Betongüte zeichnet sich nicht ab. Die Ergebnisse der Folgekollektive sind ebenfalls durch die unausgefüllte Signatur angedeutet, liegen jedoch deutlich auf der sicheren Seite und werden in die Betrachtung nicht mit einbezogen.

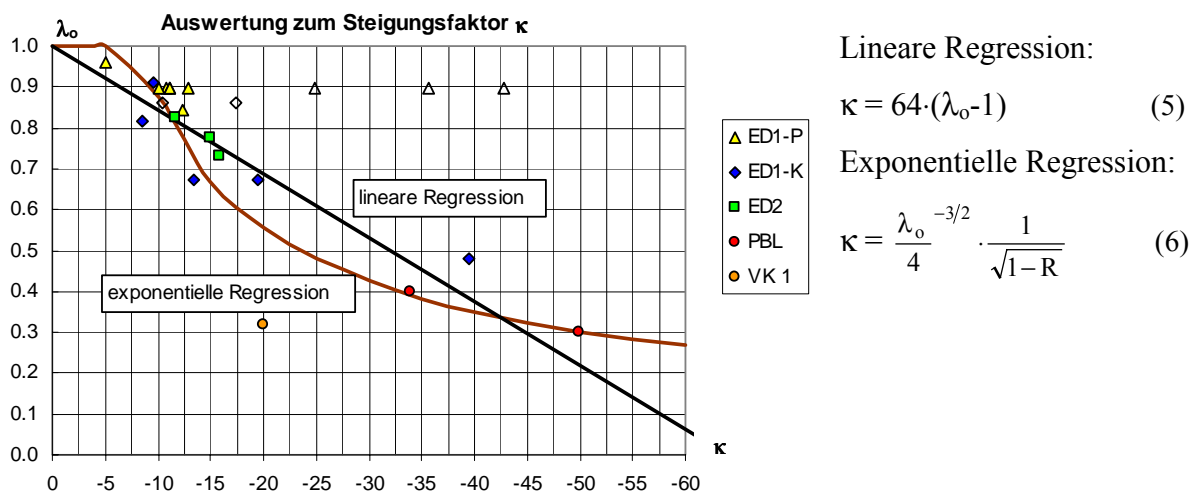


Bild 22 Auswertung der Grundgesamtheit zur Analyse des Steigungsfaktors  $\kappa$   
 Fig. 22 Evaluation of experimental spectrum for analysis of an inclination-factor  $\kappa$

Aufgrund der Tatsache, dass Versuchsergebnisse für Einwirkungsgrößen von  $\lambda_o > 0,68$  sowie  $\lambda_o < 0,4$  vorliegen ist keine eindeutige Aussage für die Zwischengrößen möglich. Für die betrachteten Versuche liefert eine lineare Regression nach Gleichung (5) ein plausibles Ergebnis. Eine präzisere Aussage liefert eine exponentielle Regression nach Gleichung (6), die insbesondere im Oberlastspektrum ohne experimentelle Absicherung zu konservativeren Größen für den Steigungsfaktor führt. Dabei wird das günstigere dynamische Schlupffortschrittsverhalten des Versuches ED1-K5, dem eine geringere Schwingbreite  $R$  zugrunde liegt, durch den zusätzlichen Faktor in Gleichung (6) erfasst, was insgesamt zu einer Verbesserung der Streubreite führt. Eine statistische Analyse auf Grundlage des Eurocode 3, Anhang Z, liefert für die lineare Regression einen Fraktilenfaktor von  $\eta_k = 0,64$  und für die exponentielle Regression einen Wert von  $\eta_k = 0,70$ .

Zur Bewertung der Modellzuverlässigkeit sind in Bild 23 die  $P_t/P_e$ -Diagramme angegeben, in denen sich die geringere Streuung der exponentiellen Regression dokumentiert.

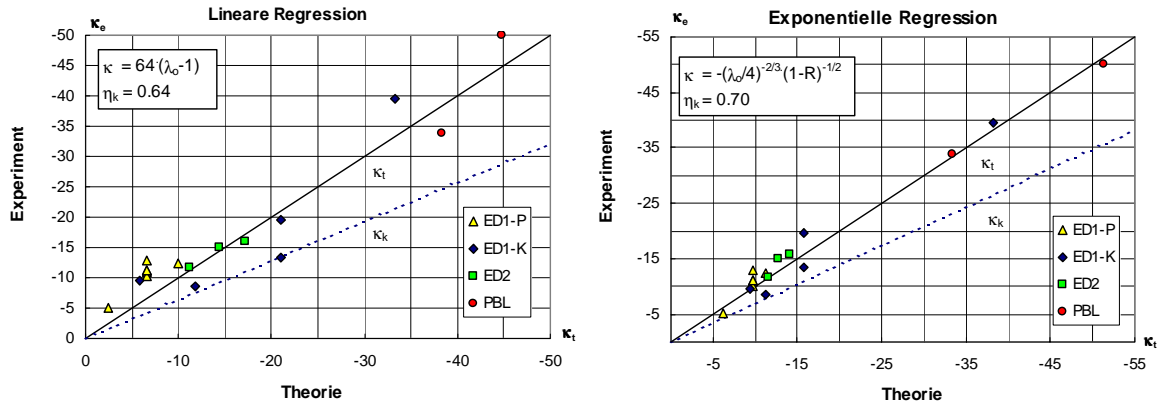


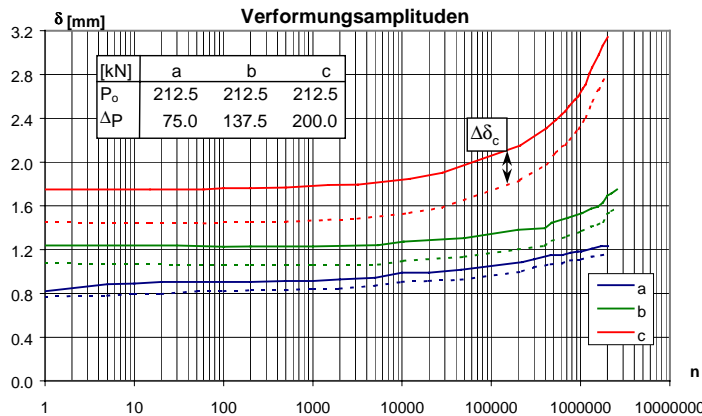
Bild 23 Modellzuverlässigkeit der Regressionsanalyse für den Steigungsfaktors  $\kappa$   
 Fig. 23 Model uncertainties in analysis of the inclination-factor  $\kappa$

Einschränkend ist anzumerken, dass die vorliegende Betrachtung nur für den Bereich mittlerer und kleiner Ausnehmungsbreiten gültig ist. Der in Bild 22 eingetragene Versuch VK-1, der das Schlupffortschrittsverhalten an einem Trägerversuch mit einer Ausnehmungsbreite von 100 mm wiedergibt, weist eine ausgeprägtere Schlupfentwicklung auf. Eine mögliche Erklärung ergibt sich aus der Erkenntnis, dass große Betondübel auch unter statischer Belastung größere Relativverschiebungen zeigen. Für eine quantitative Klärung dieses Sachverhalts wären weitere Versuche wünschenswert, genau wie ein experimentelle Untersuchung für das mittlere Oberlastspektrum vorteilhaft wäre. Für kleine und mittlere Betondübel kann der charakteristische Wert des Steigungsfaktors  $\kappa_k$  angegeben werden:

$$\kappa_k = 0,7 \cdot \frac{\lambda_o^{-3/2}}{4} \cdot \frac{1}{\sqrt{1-R}} \quad (7)$$

### 6.4 Analytische Betrachtung zu den Verformungsamplituden

Neben den tragfähigkeits- und ermüdungsrelevanten Verformungsgrößen, repräsentiert durch das Oberlastniveau, konnte bei sämtlichen Versuchen in Abhängigkeit von der Einwirkungsamplitude auch eine Verformungsamplitude beobachtet werden, die im wesentlichen über die gesamte einstufige Versuchsdauer eine annähernd konstante Größenordnung aufwies. Diese Größe liegt gleichsam als Schlupf- und Abhebungsamplitude vor .



Amplitude der  
 Relativverschiebungen  
 $\Delta\delta_m = \delta_o - \delta_u$   
 Amplitude der Abhebungen  
 $\Delta\Delta_m = \Delta_o - \Delta_u$

Bild 24 Definition der Verformungsamplituden  
 Fig. 24 Definitions of amplitudes of deformation

Die graphische Auswertung in den Bildern 25 und 26 verdeutlicht, dass die Verformungsamplituden im wesentlichen von der Schwingbreite  $R$  abhängig sind. Dabei zeigt sich für beide Deformationsgrößen ein gleichartiges Bild. Es ist festzustellen, dass die Verformungsamplituden bei kleinen Schwingbreiten  $R$  bzw. großen Einwirkungsamplituden in der Tendenz überproportional zunehmen. Quantitativ liegen die Differenzen der Verschiebungen im Verhältnis deutlich unterhalb der Belastungsdifferenz, was einerseits durch plastische Verformungsanteile, und andererseits durch Reibungseffekte in der Kontaktfläche zwischen dem Stahlprofil und dem Betongurt erklärt werden kann. Eine Verifikation des Reibungseinflusses konnte mittels Thermographie erfolgen.

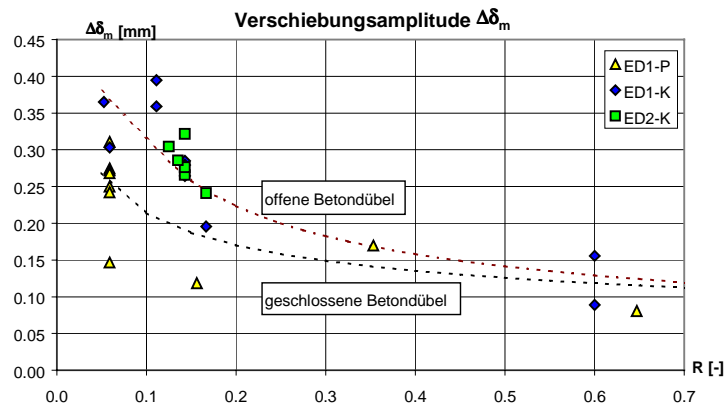


Bild 25 Auswertung der Verschiebungsamplitude  
Fig. 25 Evaluation of amplitude of longitudinal movement

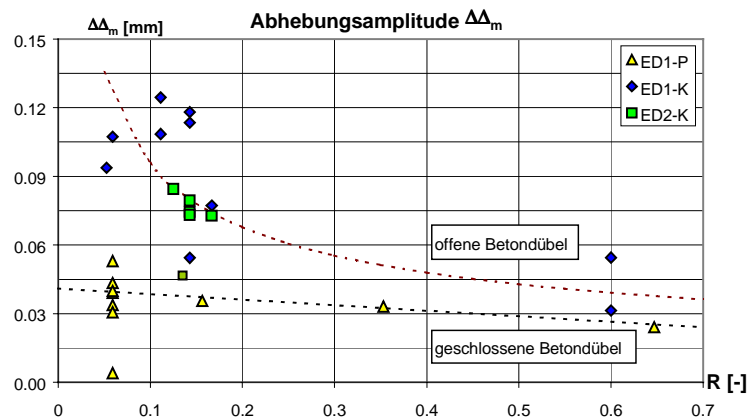


Bild 26 Auswertung der Abhebungsamplitude  
Fig. 26 Evaluation of amplitude of separation

Anhand dieser Feststellungen kann gefolgert werden, dass gegenüber der zyklischen Einwirkung eine systemimmanente Dämpfung vorhanden ist, die eine Schädigung des Betondübel verzögert.

Weiterhin ist zu erkennen, dass die offenen Betondübel gegenüber der geschlossenen Ausführungsvariante sowohl größere Schlupf- als auch Abhebungsamplituden aufweisen. Dies gewinnt insbesondere bei der Bewertung des Abhebeverhaltens an Bedeutung. Während geschlossene Ausnehmungen auch bei großen Schwingbreiten nur geringfügig größere Abhebungsamplituden zeigen, nimmt diese Bewertungsgröße bei offenen Aussparungen progressiv zu. Eine Interpretation lässt den Schluss zu, dass infolge der einseitig gestörten Kammerung des Betons in der Prozesszone eine geringere Dämpfung gegenüber der Lasteinwirkung vor-

liegt. Dies ist ein Indiz für die experimentell ausgewiesene, geringere Ermüdungsfestigkeit der offenen Ausführungsvariante, auch wenn diese noch oberhalb der nachzuweisenden Gebrauchseinwirkungen liegt.

### 6.5 Dynamische Verformungsteifigkeit

Eine wesentliche Voraussetzung für nichtlineare Berechnungen ist die Kenntnis einer idealisierten Dübelkennlinie. Für dynamische Untersuchungen bzw. Verformungsberechnungen nach nichtruhender Belastung kann eine dynamische Dübelkennlinie nach Bild 27 angegeben werden. Hergeleitet aus einer statischen Last-Verformungskurve ergibt sich eine bilineare dynamische Dübelkennlinie mit einem horizontalen Ast auf dem Niveau des charakteristischen Tragvermögens. Der aufsteigende Ast, repräsentiert durch die dynamische Verformungsteifigkeit  $C_{dyn}$ , kann aus den statischen Versuchen zur Bestimmung des Resttragvermögens nach Bild 28 entnommen werden.

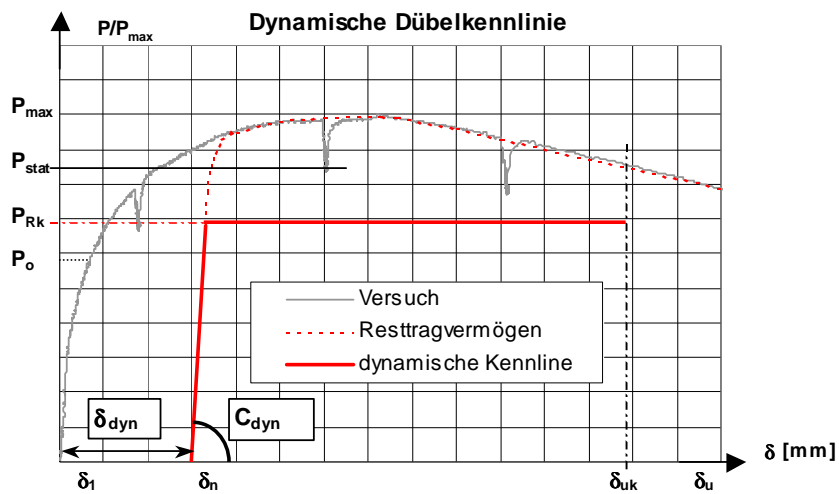


Bild 27 Idealisierte dynamische Dübelkennlinie  
 Fig. 27 Idealized dynamical characteristic of concrete-dowels

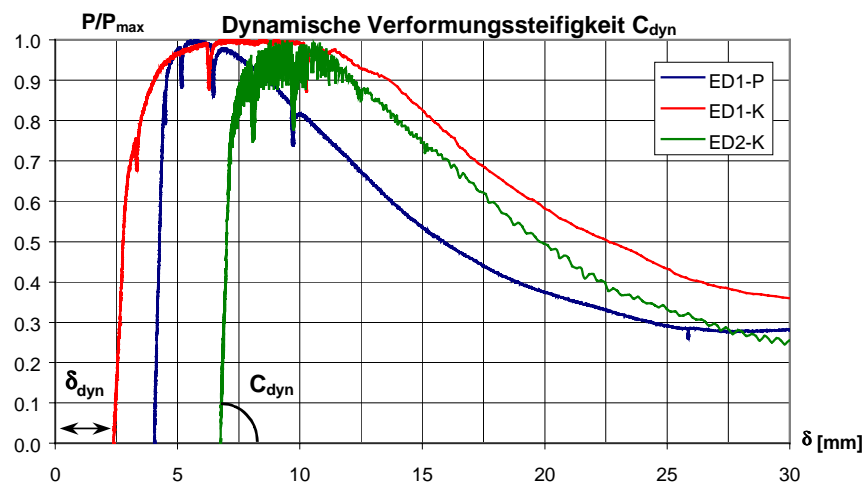


Bild 28 Ermittlung der dynamischen Verformungsteifigkeit anhand von Versuchskurven  
 Fig. 28 Determination of dynamical deformation-stiffness based on experimental results

Als wesentliches Merkmal der Last-Verformungskurven des Resttragvermögens ist zu nennen, dass bis zu einem Niveau zwischen 60-80 % der Bruchlast ein nahezu ideal-elastisches Verhalten vorliegt. Daher ist es auf einfachem Wege möglich, für alle Versuche mit Bezug auf die 60 %-Grenze eine Verformungssteifigkeit  $C_{dyn}$  zu ermitteln. Anhand der numerischen Auswertung zeigt sich, dass die Werte erheblichen Streuungen unterliegen. Bemerkenswert ist in diesem Zusammenhang, dass die Verformungssteifigkeiten der offenen Ausnehmungen (Serie ED1-K) trotz gleicher Betongüte signifikant unterhalb der experimentellen Werte der geschlossenen Betondübel liegen. Eine Erklärung lässt sich in der Geometrie der Ausnehmungen finden. Bedingt durch die Öffnung wird einseitig nicht die volle Einschnürung der Prozesszone aufgebaut, wie beim geschlossenen Dübel. Daher reagiert der Dübel weicher. Zur Bewertung des Abhebe-Einflusses dient ein Abhebemodul  $A_{dyn}$ , der bis zum Niveau von 60 % der Bruchlast die Entwicklung der Abhebungen in Bezug auf den Schlupf wiedergibt.

	$f_{cm}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$E_{cm}$ [KN/cm <sup>2</sup> ]	$C_{dyn}$ [KN/cm]	$A_{dyn}$ [-]	$C_{dyn}/E$ [1/cm]	$b_h$ [-]	$f_g$ [-]	$C$ [KN/cm]
ED1-P1	32.7	3038	6749	-0.08	2.22	1.000	1.000	6075
ED1-P4	32.7	3038	7320	-0.09	2.41	1.000	1.000	6075
ED1-P5	32.7	3038	6047	-0.27	1.99	1.000	1.000	6075
ED1-P6	32.7	3038	7432	-0.23	2.45	1.000	1.000	6075
ED1-P7	32.7	3038	6882	-	2.27	1.000	1.000	6075
ED1-P8	32.7	3038	7295	-0.06	2.40	1.000	1.000	6075
ED1-P9	32.7	3038	10052	-0.17	3.31	1.000	1.000	6075
ED1-K2	31.7	3005	3964	0.21	1.32	0.143	0.543	3264
ED1-K4	31.7	3005	3177	0.22	1.06	0.143	0.543	3264
ED2-K1	22.7	2689	6363	0.04	2.37	0.571	0.971	5224
ED2-K2	23.5	2720	5273	-0.12	1.94	0.571	0.971	5284

Elastizitätsmodul

$$E_{cm} = 9500 \cdot f_{cm}^{1/3}$$

Hinterschneidung

$$b_h = \frac{b_i - b_o}{b_i}$$

Geometriefaktor:

$$f_g = 0,4 + b_h \leq 1$$

Verformungssteifigkeit:

$$C = 2 \cdot f_g \cdot E_{cm}$$

*Tabelle 1 Datenanalyse zur Verformungssteifigkeit*

*Table 1 Data analysis of deformation-stiffness*

Anhand der numerischen Auswertung in Tabelle 1 ist festzustellen, dass der Abhebemodul bei geschlossenen Ausnehmungsvarianten ein negatives Vorzeichen aufweist. Mit zunehmender Ausnehmungsbreite tritt eine anwachsende Abhebungsbestrebung auf, die für die Versuche ED1-K eine Größe von 0,21 mm/mm Schlupf erreicht.

Bei den geschlossenen Dübeln, und denen mit einer kleinen Ausnehmung, ist bei einer großen Streubreite ein linearer Zusammenhang zum Elastizitätsmodul des Betons zu erkennen. Der niedrigere Wert bei den offenen Aussparungen lässt sich durch die Einführung eines geometrischen Faktors  $f_g$  erfassen, der abhängig von der Hinterschneidung  $b_h$  gemäß Tabelle 1 ist.

$$f_g = 0,4 + b_h \leq 1 \quad (8)$$

Damit kann eine Berechnungsgröße für die Verformungssteifigkeit angegeben werden.

$$C = 2 \cdot f_g \cdot E_{cm} \quad (9)$$

## 7. Zusammenfassung

Anhand von experimentellen Untersuchungen zum Ermüdungsverhalten von Betondübeln konnten für das Spektrum der kleinen und mittleren Ausnehmungsbreiten bis zu einer Größenordnung von 70 mm aussagekräftige Erkenntnisse zum Bruchverhalten, und zur Entwicklung der relativen Verschiebungen zwischen dem Stahlprofil und dem Betongurt gewonnen werden. Im Ergebnis hat sich gezeigt, dass bei geschlossenen Ausnehmungsformen auch un-



ter zyklischer Einwirkung mit Oberlasten auf einem Niveau von 90 % der quasistatischen Bruchlast bis zu  $2,0 \cdot 10^6$  Lastwechseln kein Versagen zu erwarten ist. Für offene Betondübel mit Öffnungsbreiten von 80 % der maximalen Ausnehmungsbreite konnte ein ungünstigeres Ermüdungsverhalten festgestellt werden. Jedoch kann für ein Oberlastniveau von 70 % der quasistatischen Bruchlast ein zuverlässiges dynamisches Tragvermögen belegt werden.

Im Rahmen des Versuchsprogramms konnte durch die Konzeption der dynamischen Einwirkungen aufgezeigt werden, dass Reihenfolgeeffekte einen erheblichen Einfluss auf das Verformungsverhalten haben. Unter einer veränderlichen Lastkonfiguration lieferten die Versuche deutlich günstigere Verformungseigenschaften, die durch Dämpfungseffekte infolge des zerstörten Betonmaterials in der Leibungsfläche zwischen den Komponenten zu begründen sind.

Explizit auf der Grundlage der Relativverschiebungen aus einstufigen Lastkollektiven kann ein sicherheitstheoretisch zuverlässiges Nachweiskonzept für den Grenzzustand der Tragfähigkeit für Ermüdung abgeleitet werden. Darüber hinaus liefert die Auswertung der Versuchsdaten die Voraussetzungen zur Feststellung einer dynamischen Dübelkennlinie, die als wichtiger Bestandteil für numerische Simulation des Tragverhaltens von Verbundträgern unter vorwiegend nicht ruhender Belastung anzusehen ist.

Weiterer Forschungsbedarf besteht in einer Untersuchung des Ermüdungsverhaltens von Betondübeln mit großen Ausnehmungsbreiten, sowie in einer Verdichtung der experimentellen Erkenntnisse anhand von Trägerversuchen sowohl im positiven als auch negativen Momentenbereich. Wünschenswert wäre ebenfalls eine versuchsgestützte Bestätigung der günstigeren Ermüdungseigenschaften unter wirklichkeitsnahen Einwirkungen in Form von Betriebslasten.

## Literaturliste

- [1] SCHMIDT H., "Gutachterliche Stellungnahme zum Antrag auf eine allgemeine bauaufsichtliche Zulassung der Perfobondleiste als Verbundmittel für Verbundkonstruktionen", Essen, November 1988.
- [2] INSTITUT FÜR BAUTECHNIK, "Zulassungsbescheid zur allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung der Perfobondleiste", Berlin 1991
- [3] WURZER O., "Zur Tragfähigkeit von Betondübeln", Dissertation UniBwMünchen 1998.
- [4] MANGERIG I., WURZER O., "Gutachterliche Stellungnahme zum Antrag auf allgemeine bauaufsichtliche Zulassung der Kombi-Verdübelung". Universität der Bundeswehr München, 1997
- [5] INSTITUT FÜR BAUTECHNIK, "Zulassungsbescheid für die Kombi-Verdübelung (Entwurf)", Berlin, Januar 2000
- [6] Richtlinien für die Bemessung und Ausführung von Stahlverbundträgern, DIN Deutsches Institut für Normung 1981
- [7] MENSINGER M., " Zum Ermüdungsverhalten von Kopfbolzendübeln im Verbundbau", Dissertation, Universität Kaiserslautern, 1999
- [8] KRETZ J. " Zur Zeitfestigkeit von Verbundträgern mit Profilblechen", Dissertation, Universität Kaiserslautern, 1999
- [9] KRAUS D., WURZER O., "Versuche zur Kombi-Verdübelung mit Lochdurchmessern von 100 mm, Teil 2: Ermüdungsbeanspruchung". Versuchsbericht, Universität der Bundeswehr, Institut für konstruktiven Ingenieurbau, Juli 1995
- [10] HÜCK, "Ein verbessertes Verfahren für die Auswertung von Treppenstufenversuchen", Zeitschrift Werkstofftechnik 14, S. 406-417 (1983)