

Zum Kurz- und Langzeitverhalten von Holz-Beton-Verbundkonstruktionen

Von der Fakultät für Architektur, Bauingenieurwesen und Stadtplanung der
Brandenburgischen Technischen Universität Cottbus zur Erlangung des
akademischen Grades eines Doktor-Ingenieurs genehmigte Dissertation

vorgelegt von

Dipl.-Ing. Ronny Glaser
aus Bad Muskau

Gutachter: Prof. Dr.-Ing. Ralf Avak
Prof. Dr.-Ing. Peter Osterrieder
Prof. Dr.-Ing. Ulrike Kuhlmann

Tag der Disputation: 7. Februar 2005

Kurzfassung

Die Holz-Beton-Verbundbauweise kam bislang bei Rad- und Fußwegbrücken kaum zum Einsatz. Eine Ursache dafür ist die Tatsache, dass das Trag- und Verformungsverhalten der wenigen für die Übertragung der hohen Schubkräfte zwischen Holz und Beton geeigneten Schubverbindungen bisher nur unzureichend experimentell untersucht wurden und somit dem planenden Ingenieur keine statistisch gesicherten Bruchlasten und Verschiebungsmoduln zur Verfügung stehen.

In der vorliegenden Arbeit ist das Trag- und Verformungsverhalten von zwei neu entwickelten Schubverbindungen, der Polymerbeton- sowie der Konsol-Nocke, mit Hilfe von Bauteilversuchen umfangreich analysiert worden. Auf der Grundlage von Kurzzeit-Scherversuchen wurden für beide Schubverbindungen Nachweisverfahren erarbeitet, die eine Bemessung im Grenzzustand der Tragfähigkeit ermöglichen. Mit Hilfe von Langzeit-Scher- und -Biegeversuchen wurde neben dem zeitabhängigen Verhalten der gesamten Verbundkonstruktion auch das Kriechverhalten der Schubverbindungen experimentell untersucht. Die Dauerstandsversuche wurden unter trockenen Umgebungsbedingungen durchgeführt. Es zeigte sich, dass die Polymerbetonnocken aufgrund eines ausgeprägten Kriechverhaltens für den Einsatz in Verbundkonstruktionen aus Holz und Beton nur bedingt geeignet sind. Für die Konsol-Nocken wurde ein Verfahren entwickelt, mit dem deren Kriechzahlen auch für feuchte Umgebungsbedingungen ingenieurmäßig abgeschätzt werden können.

Das beobachtete Langzeitverhalten der experimentell untersuchten Verbundträger konnte mit Hilfe eines einfachen numerischen Simulationsprogramms, das im Rahmen der Arbeit entwickelt wurde, hinreichend genau beschrieben werden. Da numerische Verfahren für die praktische Anwendung nur bedingt geeignet sind, wurde ein Näherungsverfahren abgeleitet, mit dem das Langzeitverhalten von Verbundkonstruktionen aus Holz und Beton vorherbestimmt werden kann. Dieses vereinfachte Nachweisverfahren berücksichtigt neben dem unterschiedlichen Kriechverhalten von Holz und Beton erstmalig auch das Schwinden bzw. Quellen dieser Baustoffe sowie das zeitabhängige Verhalten der Schubverbindungen.

Abstract

Up to now, few bicycle and pedestrian bridges are constructed as timber-concrete composite structures. The primary reason is the lacking experience with connectors that can resist the high shear forces between concrete decks and timber beams. There are little experimental data on load-bearing capabilities and deformation behaviour of suitable shear connectors and, therefore, no reliable design values.

In this work, the load carrying behaviour and the deformation behaviour of two newly developed shear connectors - the concrete polymer and pure concrete cams - are analysed. For both of them, design rules for the limit state design were developed on the basis of destructive shear tests. The long-term behaviour of timber-concrete composite structures and, simultaneously, creeping of the shear connectors was investigated experimentally using shear and bending tests. These tests were performed under indoor conditions. They demonstrated that cams made of concrete polymer creep more than pure concrete cams. Therefore, the latter are more suitable for timber-concrete composite structures. For application purposes, a procedure to predict creeping of cams made of pure concrete under outdoor conditions was developed.

The experimental long-term behaviour is described by a numerical simulation program which was developed within the scope of this thesis. For practical reasons, this program was condensed to a simplified procedure. This procedure considers creeping of timber and concrete and, for the first time, swelling and shrinkage of these materials as well as the long-term behaviour of the shear connectors.

Vorwort

Die folgende Dissertation entstand während meiner Tätigkeit als wissenschaftlicher Mitarbeiter am Lehrstuhl für Massivbau der Brandenburgischen Technischen Universität Cottbus.

Herrn Professor Dr.-Ing. Ralf Avak, Leiter des Lehrstuhls Massivbau an der Brandenburgischen Technischen Universität Cottbus, darf ich an dieser Stelle für die Betreuung der Arbeit und die geleistete Hilfestellung danken.

Bei Herrn Professor Dr.-Ing. Peter Osterrieder, Lehrstuhlinhaber der Professur Statik und Dynamik an der Brandenburgischen Technischen Universität Cottbus und Frau Professor Dr.-Ing. Ulrike Kuhlmann, Leiterin des Instituts für Konstruktion und Entwerfen an der Universität Stuttgart, möchte ich mich für das meiner Arbeit entgegengebrachte Interesse, die Bereitschaft zur Durchsicht der Dissertation und für die Übernahme des Koreferates bedanken.

Danken möchte ich darüber hinaus allen Mitarbeitern des Lehrstuhls Massivbau und der Forschungs- und Materialprüfanstalt der BTU Cottbus, die durch ihr persönliches Engagement maßgeblich zum Gelingen der Arbeit beigetragen haben.

Cottbus, im März 2005

Ronny Glaser

Inhaltsverzeichnis

| | |
|--|-------------|
| Inhaltsverzeichnis..... | I |
| Abbildungsverzeichnis..... | XI |
| Tabellenverzeichnis..... | XVII |
| Abkürzungen und Formelzeichen | XIX |
| 1 Einleitung..... | 1 |
| 1.1 Verbundkonstruktionen aus Holz und Beton..... | 1 |
| 1.2 Problemstellung | 2 |
| 1.3 Ziel der Arbeit..... | 3 |
| 2 Bemessung von Verbundkonstruktionen aus Holz und Beton..... | 5 |
| 2.1 Arten des Verbundes..... | 5 |
| 2.2 Berechnungsmethoden nachgiebig verbundener zusammengesetzter Biegeträger | 7 |
| 2.2.1 Allgemeines | 7 |
| 2.2.2 Vierendeel-Rahmenbalken | 7 |
| 2.2.3 Vereinfachte Bemessungsverfahren | 7 |
| 2.2.4 „Exakte“ Lösung der Differentialgleichung des elastischen Verbundes | 9 |
| 2.2.5 Lösung der Differentialgleichung des elastischen Verbundes mit Hilfe des Differenzenverfahrens | 9 |
| 2.2.6 Berechnung mit Hilfe eines Stabwerksprogramms | 10 |
| 2.2.7 Methode der Finiten Elemente..... | 11 |
| 2.2.8 Wahl eines geeigneten Berechnungsverfahrens | 11 |
| 2.3 Theorie des elastischen Verbundes..... | 12 |
| 2.3.1 Einführung | 12 |
| 2.3.2 Annahmen und Voraussetzungen | 12 |

| | | |
|----------|---|-----------|
| 2.3.3 | Beanspruchung infolge äußerer Lasten | 13 |
| 2.3.3.1 | Gleichgewichtsbedingungen | 13 |
| 2.3.3.2 | Kontinuitätsbedingungen | 15 |
| 2.3.3.3 | Differentialgleichung der Längskraft im Steg für Beanspruchung infolge äußerer Lasten | 16 |
| 2.3.4 | Beanspruchung durch Zwang..... | 17 |
| 2.3.4.1 | Vorbetrachtungen | 17 |
| 2.3.4.2 | Gleichgewichtsbedingungen | 17 |
| 2.3.4.3 | Kontinuitätsbedingungen | 17 |
| 2.3.4.4 | Differentialgleichung der Längskraft im Steg bei Zwangsbeanspruchung..... | 19 |
| 2.4 | Berücksichtigung der Rissbildung in der Betonplatte..... | 20 |
| 2.5 | Bemessung mit Hilfe des Differenzenverfahrens..... | 21 |
| 2.5.1 | Vorbetrachtungen | 21 |
| 2.5.2 | Berechnung der Schnittgrößen in den Teilquerschnitten | 22 |
| 2.5.3 | Berechnung der Durchbiegungen..... | 23 |
| 2.5.4 | Programmablauf und programmtechnische Umsetzung | 24 |
| 2.6 | Nachweis der Biege- und Schubspannungen | 26 |
| 3 | Notwendigkeit neuer Verbindungsmittelkonzeptionen..... | 29 |
| 3.1 | Anforderungen an die Schubverbindungsmittel..... | 29 |
| 3.1.1 | Allgemeines..... | 29 |
| 3.1.2 | Parameterstudie | 29 |
| 3.1.2.1 | Grundlagen der Tragwerksplanung..... | 29 |
| 3.1.2.2 | Entwurfskriterien..... | 30 |
| 3.1.2.3 | Einwirkungen und Lastkombinationen | 31 |
| 3.1.2.4 | Variation der Parameter | 32 |
| 3.1.2.5 | Berechnungen..... | 35 |
| 3.1.3 | Einfluss der Schubsteifigkeit auf die Biegesteifigkeit des Verbundquerschnittes | 35 |
| 3.1.4 | Einfluss der Schubsteifigkeit auf die maximale Beanspruchung der Verbindungsmittel | 37 |
| 3.1.5 | Erkenntnisse | 39 |

| | | |
|----------|--|-----------|
| 3.2 | Analyse verschiedener Wirkungsprinzipien von Verbindungsmitteln | 40 |
| 3.2.1 | Vorbetrachtungen | 40 |
| 3.2.2 | Stabförmige Verbindungsmittel..... | 40 |
| 3.2.2.1 | Senkrecht angeordnete stabförmige Verbindungsmittel..... | 41 |
| 3.2.2.2 | Schräg angeordnete stabförmige Verbindungsmittel..... | 42 |
| 3.2.2.3 | Einsatz von stabförmigen Verbindungsmitteln bei Rad- und Fußwegbrücken..... | 43 |
| 3.2.3 | Formschlüssige Verbindungen | 44 |
| 3.2.3.1 | Unbewehrte formschlüssige Verbindungen..... | 45 |
| 3.2.3.2 | Bewehrte formschlüssige Verbindungen..... | 45 |
| 3.2.3.3 | Vorgespannte formschlüssige Verbindungen | 46 |
| 3.2.3.4 | Einsatz von formschlüssigen Verbindungen bei Rad- und Fußwegbrücken..... | 47 |
| 3.2.4 | Klebeverbindungen..... | 48 |
| 3.2.5 | Spezialstahlteile | 49 |
| 3.2.5.1 | Verankerung der Spezialstahlteile im Holzwerkstoff..... | 50 |
| 3.2.5.2 | Verankerung der Spezialstahlteile im Beton | 51 |
| 3.2.5.3 | Einsatz von Spezialstahlteilen bei Rad- und Fußwegbrücken | 52 |
| 3.2.6 | Schlussfolgerung..... | 53 |
| 3.3 | Neu- und Weiterentwicklung von Verbindungsmitteln..... | 53 |
| 3.3.1 | Modifizierung der Konsol-Nocke..... | 53 |
| 3.3.2 | Neukonzeption der Polymerbetonnocke..... | 55 |
| 3.3.2.1 | Allgemeines | 55 |
| 3.3.2.2 | Wirksame Schubfugen im Holzbau | 56 |
| 3.3.2.3 | Wirksame Schubfugen im Betonbau | 57 |
| 3.3.2.4 | Aufbau und Funktionsweise der Polymerbetonnocke | 59 |
| 3.3.2.5 | Herstellung der Polymerbetonnocke..... | 60 |
| 4 | Experimentelle Untersuchung von Polymerbeton- und Konsol-Nocken | 63 |
| 4.1 | Ableitung eines geeigneten Versuchsaufbaus..... | 63 |

| | | |
|---------|--|----|
| 4.1.1 | Allgemeines..... | 63 |
| 4.1.2 | Bisher verwendete Versuchsaufbauten | 63 |
| 4.1.3 | Einfluss verschiedener Faktoren auf die Ergebnisse von Scherversuchen..... | 65 |
| 4.1.3.1 | Versuchsaufbau bzw. Prüfkörpergeometrie | 65 |
| 4.1.3.2 | Anordnung der Lastverteilungsplatten | 66 |
| 4.1.3.3 | Lage der Messpunkte | 68 |
| 4.1.4 | Versuchsaufbau zur realistischen Abbildung eines Trägerabschnittes | 69 |
| 4.2 | Überblick über das Versuchsprogramm | 71 |
| 4.2.1 | Allgemeines..... | 71 |
| 4.2.2 | Polymerbetonnocken..... | 71 |
| 4.2.3 | Konsol-Nocken | 73 |
| 4.3 | Versuchsanordnung | 73 |
| 4.4 | Versuchskörperherstellung..... | 73 |
| 4.4.1 | Vorbereitung | 73 |
| 4.4.2 | Herstellung der Polymerbetonnocken | 74 |
| 4.4.3 | Herstellung der Konsol-Nocken..... | 74 |
| 4.4.4 | Betonieren der Versuchskörper..... | 74 |
| 4.5 | Versuchsdurchführung | 75 |
| 4.6 | Versuche an Polymerbetonnocken | 77 |
| 4.6.1 | Allgemeines..... | 77 |
| 4.6.2 | Einfluss variierender Nockenabmessungen | 78 |
| 4.6.3 | Einfluss des Bewehrungsgrades..... | 81 |
| 4.6.4 | Einfluss der Oberflächenrauigkeit..... | 83 |
| 4.6.5 | Einfluss der Betondruckfestigkeit | 83 |
| 4.7 | Versuche an Konsol-Nocken..... | 85 |
| 4.7.1 | Allgemeines..... | 85 |
| 4.7.2 | Einfluss der Abdichtung der Nockenkanten | 87 |
| 4.7.3 | Einfluss der Betondruckfestigkeit..... | 87 |
| 4.7.4 | Einfluss der Nockenabmessungen..... | 90 |

| | | |
|----------|---|------------|
| 4.7.5 | Einfluss des Schlupfes | 92 |
| 5 | Modellbildung und statistische Auswertung | 93 |
| 5.1 | Polymerbetonnocken..... | 93 |
| 5.1.1 | Beschreibung des Tragverhaltens | 93 |
| 5.1.2 | Charakterisierung der Oberflächenrauigkeit..... | 93 |
| 5.1.3 | Regressionsanalyse | 94 |
| 5.1.4 | Statistische Auswertung..... | 96 |
| 5.1.5 | Ableitung der Bemessungsgleichung | 97 |
| 5.1.6 | Nachweis der Polymerbetonnocken im Grenzzustand der Tragfähigkeit..... | 100 |
| 5.2 | Konsol-Nocken | 101 |
| 5.2.1 | Modellbildung..... | 101 |
| 5.2.1.1 | Beschreibung des Tragverhaltens | 101 |
| 5.2.1.2 | Berechnung des Bauteilwiderstandes der Konsol-Nocken..... | 102 |
| 5.2.1.3 | Vergleich mit den Versuchsergebnissen..... | 103 |
| 5.2.2 | Regressionsanalyse | 104 |
| 5.2.3 | Statistische Auswertung..... | 107 |
| 5.2.4 | Nachweis der Konsol-Nocken im Grenzzustand der Trag- fähigkeit | 109 |
| 5.2.4.1 | Analytisches Verfahren | 109 |
| 5.2.4.2 | Graphisches Verfahren zum Nachweis des Betons | 111 |
| 6 | Numerische Beschreibung und experimentelle Untersuchung des Langzeitverhaltens | 113 |
| 6.1 | Grundlagen..... | 113 |
| 6.1.1 | Allgemeines | 113 |
| 6.1.2 | Zeitabhängiges Verhalten von Beton..... | 113 |
| 6.1.3 | Zeitabhängiges Verhalten von Holz | 114 |
| 6.1.4 | Zeitabhängiges Verhalten der Schubverbindungsmittel..... | 116 |
| 6.2 | Mathematische Formulierung des Langzeitverhaltens | 117 |
| 6.2.1 | Vorbetrachtungen | 117 |

| | | |
|---------|--|-----|
| 6.2.2 | Spannungs-Dehnungs-Zeitverhalten viskoelastischer Werkstoffe | 119 |
| 6.2.3 | Gleichgewichtsbedingungen | 120 |
| 6.2.4 | Kontinuitätsbedingungen | 120 |
| 6.2.5 | Differentialgleichung der Änderung der Steglängskraft | 122 |
| 6.3 | Bemessung mit Hilfe des Differenzenverfahrens | 123 |
| 6.3.1 | Allgemeines | 123 |
| 6.3.2 | Berechnung der Umlagerungsschnittgrößen in den Teilquerschnitten | 124 |
| 6.3.3 | Berechnung der Verformungen | 126 |
| 6.3.4 | Lösungsalgorithmus und computertechnische Umsetzung | 128 |
| 6.4 | Beschreibung der Dauerstandsversuche | 128 |
| 6.4.1 | Versuchsprogramm | 128 |
| 6.4.2 | Aufbau der Versuchskörper | 128 |
| 6.4.3 | Versuchskörperherstellung | 128 |
| 6.4.4 | Versuchsdurchführung | 129 |
| 6.4.4.1 | Allgemeines | 129 |
| 6.4.4.2 | Langzeit-Biegeversuche | 130 |
| 6.4.4.3 | Langzeit-Scherversuche | 130 |
| 6.5 | Ergebnisse der Dauerstandsversuche | 131 |
| 6.5.1 | Zeitabhängiges Verhalten des Holzes | 131 |
| 6.5.2 | Zeitabhängiges Verhalten der Schubverbindungsmittel | 132 |
| 6.5.2.1 | Polymerbetonnocken | 132 |
| 6.5.2.2 | Konsol-Nocken | 134 |
| 6.5.3 | Zeitabhängiges Verhalten der Biegeträger | 137 |
| 6.5.3.1 | Polymerbetonnocken | 137 |
| 6.5.3.2 | Konsol-Nocken | 139 |
| 6.6 | Gegenüberstellung Modellrechnung - Dauerstandsversuch | 139 |
| 6.6.1 | Allgemeines | 139 |
| 6.6.2 | Polymerbetonnocken | 141 |
| 6.6.3 | Konsol-Nocken | 142 |

| | | |
|----------|--|------------|
| 6.6.4 | Resümee..... | 143 |
| 7 | Vereinfachtes Nachweisverfahren zur Berücksichtigung des zeitabhängigen Verhaltens..... | 145 |
| 7.1 | Allgemeines | 145 |
| 7.2 | Ableitung der Differentialgleichung unter Verwendung der algebraischen Kriechgleichung..... | 147 |
| 7.3 | Analytische Lösung der Differentialgleichung..... | 149 |
| 7.3.1 | Annahmen und Voraussetzungen | 149 |
| 7.3.2 | Schnittgrößen zum Zeitpunkt t_0 | 150 |
| 7.3.2.1 | Beanspruchung infolge äußerer Lasten | 150 |
| 7.3.2.2 | Beanspruchung infolge Zwang..... | 152 |
| 7.3.3 | Schnittgrößen zum Zeitpunkt t_n | 155 |
| 7.4 | Genauigkeit des vereinfachten Nachweisverfahrens | 158 |
| 7.4.1 | Allgemeines | 158 |
| 7.4.2 | Berücksichtigte Parameter | 158 |
| 7.4.3 | Berechnung mittlerer Relaxationswerte | 160 |
| 7.4.4 | Genauigkeit des vereinfachten Nachweisverfahrens bei Verwendung mittlerer Relaxationswerte | 161 |
| 7.4.5 | Genauigkeit des Lastfalls zeitlich konstante Einwirkung bei Vernachlässigung der Relaxationswerte | 162 |
| 7.5 | Praxistaugliches vereinfachtes Nachweisverfahren..... | 165 |
| 8 | Zusammenfassung und Ausblick..... | 169 |
| | Literaturverzeichnis..... | 171 |
| | Normen und Richtlinien | 171 |
| A | Anlagen zu den Kurzzeit-Scherversuchen..... | 183 |
| A.1 | Versuchsaufbau..... | 183 |
| A.2 | Beschreibung der einzelnen Versuchsreihen | 184 |
| A.2.1 | Polymerbetonnocke | 184 |
| A.2.2 | Konsol-Nocke | 184 |
| A.3 | Materialkenngrößen Beton..... | 185 |

| | | |
|----------|---|------------|
| A.4 | Materialkenngrößen Holz..... | 186 |
| A.5 | Materialkenngrößen Kunstharzmörtel..... | 187 |
| A.6 | Versuchsreihe A-R1-M-G..... | 188 |
| A.7 | Versuchsreihe B-R1-N-G..... | 191 |
| A.8 | Versuchsreihe B-R1-M-G..... | 194 |
| A.9 | Versuchsreihe B-R1-H-G..... | 197 |
| A.10 | Versuchsreihe B-R1-M-F..... | 200 |
| A.11 | Versuchsreihe B-R3-M-G..... | 203 |
| A.12 | Versuchsreihe C-R1-M-G..... | 206 |
| A.13 | Versuchsreihe D-R1-MA..... | 209 |
| A.14 | Versuchsreihe E-R1-MA..... | 212 |
| A.15 | Versuchsreihe E-R1-OA..... | 215 |
| A.16 | Versuchsreihe E-R2-MA..... | 218 |
| A.17 | Versuchsreihe E-R3-MA..... | 221 |
| A.18 | Versuchsreihe F-R1-MA..... | 224 |
| B | Anlagen zu den Dauerstandsversuchen | 227 |
| B.1 | Biegeträger mit Polymerbetonnocken..... | 227 |
| B.2 | Biegeträger mit Konsol-Nocken..... | 229 |
| B.3 | Anordnung der Messtechnik am Biegeträger..... | 231 |
| B.4 | Materialkenngrößen Beton..... | 232 |
| B.5 | Materialkenngrößen Holz..... | 232 |
| B.6 | Klimatische Umgebungsbedingungen..... | 233 |
| C | Anlagen zu den statistischen Auswertungen | 235 |
| C.1 | Polymerbetonnocke..... | 235 |
| C.2 | Konsol-Noche..... | 238 |
| D | Anlagen zum Vergleich von „exaktem“ und vereinfachtem Nachweisverfahren..... | 243 |
| E | Anwendungsbeispiel zum vereinfachten Nachweisverfahren..... | 247 |
| E.1 | Aufgabenstellung..... | 247 |

| | | |
|---------|--|-----|
| E.2 | Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit..... | 248 |
| E.2.1 | Lastfall zeitlich konstante Einwirkung | 248 |
| E.2.1.1 | Erstbelastung..... | 248 |
| E.2.1.2 | Endzustand..... | 249 |
| E.2.2 | Lastfall Schwinden bzw. Quellen des Holzes..... | 250 |
| E.2.3 | Lastfall Schwinden des Betons | 251 |
| E.2.4 | Verformung des Verbundträgers im Endzustand | 252 |
| E.3 | Nachweis im Grenzzustand der Tragfähigkeit..... | 252 |
| E.3.1 | Erstbelastung..... | 252 |
| E.3.2 | Endzustand..... | 253 |

Abbildungsverzeichnis

| | | |
|-------------------|--|----|
| Abb. 1-1: | Schematischer Aufbau von Verbundkonstruktionen aus Holz und Beton..... | 1 |
| Abb. 2-1: | Einfluss des Verbundes auf die Spannungsverteilung bei Biegeträgern..... | 5 |
| Abb. 2-2: | Bezeichnungen am Holz-Beton-Verbundquerschnitt..... | 13 |
| Abb. 2-3: | Schnittgrößen am differentiellen Balkenelement..... | 14 |
| Abb. 2-4: | Detaillierte Darstellung eines Verbindungsmittels in der Verbundfuge..... | 15 |
| Abb. 2-5: | Verformungen am differentiellen Element..... | 16 |
| Abb. 2-6: | Berücksichtigung der Rissbildung des Betons..... | 20 |
| Abb. 2-7: | Ableitung der Differenzenformel 2. Ordnung..... | 21 |
| Abb. 2-8: | Programmablaufplan..... | 25 |
| Abb. 2-9: | In Richtung der Stabachse angreifende Kräfte am differentiellen Element..... | 26 |
| Abb. 3-1: | Brückenquerschnitt..... | 30 |
| Abb. 3-2: | Lastaufteilung in Querrichtung..... | 32 |
| Abb. 3-3: | Gestaffelte Anordnung der Schubverbindungsmittel..... | 32 |
| Abb. 3-4: | Variation der Parameter..... | 33 |
| Abb. 3-5: | Einfluss der Schubsteifigkeit k auf die erforderliche Höhe h_t des Holzbalkens..... | 36 |
| Abb. 3-6: | Einfluss der Schubsteifigkeit k auf die maximale Beanspruchung $\max F_{Ed,v}$ des Verbindungsmittels im GZT..... | 37 |
| Abb. 3-7: | Einfluss des Verbindungsmittelabstandes auf die maximale Beanspruchung bei über die Trägerlänge konstanter Schubsteifigkeit..... | 38 |
| Abb. 3-8: | Vergleich der maximalen Verbindungsmittelbeanspruchung bei Brücken mit und ohne Dienstfahrzeug..... | 38 |
| Abb. 3-9: | Senkrecht angeordnetes stabförmiges Verbindungsmittel nach Überschreiten der Lochleibungsfestigkeit von Holz und Beton..... | 41 |
| Abb. 3-10: | Schräg angeordnetes stabförmiges Verbindungsmittel..... | 42 |

| | | |
|-------------------|--|----|
| Abb. 3-11: | Unbewehrte formschlüssige Verbindung..... | 45 |
| Abb. 3-12: | Bewehrte formschlüssige Verbindung..... | 46 |
| Abb. 3-13: | Vorgespannte formschlüssige Verbindung..... | 47 |
| Abb. 3-14: | Eingepresstes Spezialstahlteil..... | 50 |
| Abb. 3-15: | Eingelassenes Spezialstahlteil..... | 50 |
| Abb. 3-16: | Eingelassenes Spezialstahlteil..... | 51 |
| Abb. 3-17: | Modifiziertes Bewehrungselement der Konsol-Nocke..... | 54 |
| Abb. 3-18: | Arbeitsschritte bei der Herstellung der Konsol-Nocke..... | 55 |
| Abb. 3-19: | Vor- und nachteilige Anordnung einer Klebefuge..... | 57 |
| Abb. 3-20: | Aufbau der Polymerbetonnocke..... | 59 |
| Abb. 3-21: | Arbeitsschritte bei der Herstellung der Polymerbetonnocke..... | 61 |
| Abb. 4-1: | Schematische Darstellung bisher angewandter Versuchsanordnungen..... | 64 |
| Abb. 4-2: | Einfluss der Prüfkörpergeometrie..... | 65 |
| Abb. 4-3: | Einfluss des Versuchsaufbaus auf die Steifigkeit des Verbindungsmittels..... | 66 |
| Abb. 4-4: | Konsol-Nocken in einem Verbundträger..... | 67 |
| Abb. 4-5: | Einfluss der Lage der Messpunkte..... | 68 |
| Abb. 4-6: | Randabstand r des Verbindungsmittels..... | 68 |
| Abb. 4-7: | Krafteinleitung in Höhe der Kontaktfuge Holz-Beton..... | 69 |
| Abb. 4-8: | Versuchsaufbau für die realistische Abbildung eines Trägerabschnittes..... | 70 |
| Abb. 4-9: | Nockenabmessungen der untersuchten Scherkörper..... | 72 |
| Abb. 4-10: | Oberflächen der Polymerbetonnocken..... | 74 |
| Abb. 4-11: | Bewehrung der Versuchskörper..... | 75 |
| Abb. 4-12: | Schematische Darstellung des Last-Verschiebungsverlaufes..... | 76 |
| Abb. 4-13: | Belastungsverfahren..... | 77 |
| Abb. 4-14: | Freigelegte Polymerbetonnocke nach Beendigung des Versuches..... | 78 |
| Abb. 4-15: | Polymerbetonnocke der VR-A vor dem Betonieren..... | 79 |
| Abb. 4-16: | Einfluss der Nockenabmessungen auf die Bruchschubspannung..... | 80 |
| Abb. 4-17: | Einfluss der Nockenabmessungen auf den Anfangs-Verschiebungsmodul..... | 80 |

| | | |
|-------------------|---|-----|
| Abb. 4-18: | Einfluss des Bewehrungsgrades auf die Bruchschubspannung..... | 81 |
| Abb. 4-19: | Einfluss des Biegesteifigkeit der Verbundbewehrung bei beginnender Gleitung | 82 |
| Abb. 4-20: | Einfluss des Bewehrungsgrades auf die Verbindungsmittel- steifigkeit | 82 |
| Abb. 4-21: | Einfluss der Oberflächenrauigkeit auf die Bruchschubspannung | 83 |
| Abb. 4-22: | Einfluss der Oberflächenrauigkeit auf den Anfangs- Verschiebungsmodul | 84 |
| Abb. 4-23: | Einfluss der Betondruckfestigkeit auf die Bruchschubspannung..... | 84 |
| Abb. 4-24: | Einfluss der Betondruckfestigkeit auf den Anfangs- Verschiebungsmodul | 85 |
| Abb. 4-25: | Freigelegte Konsol-Nocke nach Beendigung des Versuches..... | 86 |
| Abb. 4-26: | Einfluss der Betondruckfestigkeit auf die Traglast der Konsol-Nocke..... | 88 |
| Abb. 4-27: | Einfluss der Betondruckfestigkeit auf den Anfangs- Verschiebungsmodul | 89 |
| Abb. 4-28: | Einfluss des w/z -Wertes auf den Anfangsschlupf..... | 89 |
| Abb. 4-29: | Einfluss der Nockenabmessungen auf die Tragfähigkeit der Nocke..... | 90 |
| Abb. 4-30: | Einfluss der Nockenabmessungen auf die Steifigkeit des Verbindungsmittels..... | 91 |
| Abb. 4-31: | Berechneter Anfangsschlupf bei den Konsol-Nocken..... | 92 |
| Abb. 5-1: | Ergebnisse von Scherversuchen an rauen Oberflächen..... | 94 |
| Abb. 5-2: | Häufigkeitsverteilung des Quotienten aus gemessener und rechnerischer Bruchschubspannung | 96 |
| Abb. 5-3: | Maximalwert der aufnehmbaren Bemessungsschubspannung..... | 98 |
| Abb. 5-4: | Vergleich mit den Bemessungsgleichungen von DIN und Eurocode..... | 100 |
| Abb. 5-5: | Schematische Darstellung des Kraftflusses im Bereich der Konsol-Nocke..... | 102 |
| Abb. 5-6: | Häufigkeitsverteilung des Quotienten aus gemessener und rechnerischer Traglast | 104 |
| Abb. 5-7: | Einfluss des Geometriefaktors auf die bezogene Traglast der Konsol-Nocke..... | 105 |

| | | |
|-------------------|---|-----|
| Abb. 5-8: | Häufigkeitsverteilung des Quotienten aus gemessener und rechnerischer Traglast..... | 106 |
| Abb. 5-9: | Verhältniswert von mittlerer und charakteristischer Betondruckfestigkeit in Abhängigkeit vom Mittelwert der Betondruckfestigkeit..... | 108 |
| Abb. 5-10: | Bemessungstafel | 112 |
| Abb. 6-1: | Schematische Darstellung der Kriechanteile von Holz | 115 |
| Abb. 6-2: | Superpositionsprinzip nach BOLTZMANN..... | 119 |
| Abb. 6-3: | Programmablaufplan zur rechnerischen Erfassung des zeitabhängigen Verhaltens von Verbundkonstruktionen aus Holz und Beton | 127 |
| Abb. 6-4: | Versuchsaufbau des Langzeit-Scherversuches | 131 |
| Abb. 6-5: | Messwerte im Vergleich mit der durch Regression bestimmten Kriechfunktion des Holzes..... | 132 |
| Abb. 6-6: | An den drei Scherkörpern mit Polymerbetonnocken gemessene Verschiebungen..... | 133 |
| Abb. 6-7: | Durch Regression bestimmte Kriechfunktion der Polymerbetonnocken..... | 134 |
| Abb. 6-8: | An den drei Scherkörpern mit Konsol-Nocken gemessene Verschiebungen..... | 135 |
| Abb. 6-9: | Vereinfachtes Modell zur Abschätzung der Kriechzahl der Konsol-Nocke | 135 |
| Abb. 6-10: | Durch Regression bestimmte Kriechfunktion der Konsol-Nocken | 136 |
| Abb. 6-11: | Durchbiegung des Verbundträgers mit Polymerbetonnocken in Balkenmitte | 138 |
| Abb. 6-12: | Relativverschiebungen zwischen Holz und Beton an den Trägerenden | 138 |
| Abb. 6-13: | Durchbiegung des Verbundträgers mit Konsol-Nocken in Balkenmitte | 139 |
| Abb. 6-14: | Vergleich der Durchbiegung beim Biegeträger mit Polymerbetonnocken..... | 141 |
| Abb. 6-15: | Vergleich der Dehnungsverteilung beim Biegeträger mit Polymerbetonnocken..... | 141 |
| Abb. 6-16: | Vergleich der Durchbiegung beim Biegeträger mit Konsol-Nocken | 142 |

| | | |
|-------------------|---|-----|
| Abb. 6-17: | Vergleich der Dehnungsverteilung beim Biegeträger mit Konsol-Nocken..... | 143 |
| Abb. 7-1: | Schnittgrößen am Gesamtsystem | 150 |
| Abb. 7-2: | Diagramm zur Bestimmung des Hilfswertes ω_3 in Balkenmitte | 154 |
| Abb. 7-3: | Diagramm zur Bestimmung des Hilfswertes $\omega'_3(\xi)$ am Rand des Trägers..... | 155 |
| Abb. 7-4: | Vergleich der Lösungen von γ -Verfahren und „exaktem“ Verfahren bei einer zeitlich konstanten äußeren Einwirkung von 1 kN/m am Beispiel eines Betrachtungszeitraumes von 10.000 Tagen und $(\varphi_t = \varphi_v)$ | 164 |
| Abb. 7-5: | Vergleich der Lösungen von γ -Verfahren und „exaktem“ Verfahren bei einer zeitlich konstanten äußeren Einwirkung von 1 kN/m am Beispiel eines Betrachtungszeitraumes von 10.000 Tagen und $(\varphi_t \neq \varphi_v)$ | 165 |
| Abb. A-1: | Verwendeter Versuchsaufbau..... | 183 |
| Abb. B-1: | Schematische Darstellung des Biegeträgers mit Polymerbetonnocken..... | 227 |
| Abb. B-2: | Detailzeichnungen des Biegeträgers mit Polymerbetonnocken | 228 |
| Abb. B-3: | Schematische Darstellung des Biegeträgers mit Konsol-Nocken | 229 |
| Abb. B-4: | Detailzeichnungen des Biegeträgers mit Konsol-Nocken..... | 230 |
| Abb. B-5: | Anordnung der Messtechnik..... | 231 |
| Abb. B-6: | Holzfeuchte während des Untersuchungszeitraums..... | 233 |
| Abb. B-7: | Umgebungs-klima bei den Dauerstandsversuchen an Polymerbetonnocken..... | 233 |
| Abb. B-8: | Umgebungs-klima bei den Dauerstandsversuchen an Konsol-Nocken..... | 234 |
| Abb. D-1: | Vergleich bei einer zeitlich konstanten äußeren Einwirkung von 1 kN/m und einem Betrachtungszeitraum von 1.000 Tagen | 243 |
| Abb. D-2: | Vergleich bei einer zeitlich konstanten äußeren Einwirkung von 1 kN/m und einem Betrachtungszeitraum von 10.000 Tagen | 244 |
| Abb. D-3: | Vergleich bei Schwinden des Betons und einem Betrachtungszeitraum von 1.000 Tagen und 10.000 Tagen..... | 245 |
| Abb. E-1: | Anwendungsbeispiel..... | 247 |

Tabellenverzeichnis

| | | |
|----------------------|--|-----|
| Tabelle 3-1: | Leistungsbeschreibung der für Rad- und Fußwegbrücken erforderlichen Schubverbindungsmittel (gerundete Werte)..... | 39 |
| Tabelle 3-2: | Mittelwerte der Traglasten F_{um} und Verschiebungsmoduln K_{ser} ausgewählter stabförmiger Verbindungsmittel..... | 43 |
| Tabelle 3-3: | Mittelwerte der Traglasten F_{um} und Verschiebungsmoduln K_{ser} ausgewählter formschlüssiger Verbindungen..... | 47 |
| Tabelle 3-4: | Mittelwerte der Traglasten F_{um} und Verschiebungsmoduln K_{ser} ausgewählter Spezialstahlteile..... | 52 |
| Tabelle 4-1: | Bruchschubspannung von unbewehrten rauen Fugen | 81 |
| Tabelle 4-2: | Mittelwert des Anfangs -Verschiebungsmoduls und der Traglast bei Versuchskörpern mit und ohne Abdichtung der Nocke | 87 |
| Tabelle 4-3: | Auf die Betondruckfestigkeit bezogene Tragfähigkeit der Nocke | 88 |
| Tabelle 4-4: | Vergleich des rechnerischen mit dem vorhandenen Mittelwert des Anfangs-Verschiebungsmoduls | 91 |
| Tabelle 5-1: | Charakterisierung der Rauigkeit von Polymerbetonoberflächen mit Hilfe des Sandflächenverfahrens..... | 93 |
| Tabelle 5-2: | Formeln für die Durchführung einer linearen Regression..... | 95 |
| Tabelle 5-3: | Ergebnis der Regressionsanalyse | 95 |
| Tabelle 5-4: | Formeln für die Ermittlung charakteristischer Werte..... | 96 |
| Tabelle 5-5: | Ergebnisse der statistischen Auswertung | 97 |
| Tabelle 5-6: | Teilsicherheitsbeiwerte für Baustoffeigenschaften | 97 |
| Tabelle 5-7: | Werte der Bemessungsgleichungen von DIN und Eurocode | 99 |
| Tabelle 5-8: | Mittelwerte der Zylinderdruckfestigkeit sowie Rechenwert der Traglast der einzelnen Versuchsreihen..... | 103 |
| Tabelle 5-9: | Ergebnisse der Regressionsanalysen | 106 |
| Tabelle 5-10: | Ergebnisse der statistischen Auswertung | 107 |
| Tabelle 5-11: | Ermittlung der maximalen Nockentragfähigkeit..... | 112 |
| Tabelle 6-1: | Kriech- und Schwindverformung von Beton beeinflussende Faktoren..... | 114 |
| Tabelle 6-2: | Erkenntnisse zum Kriechverhalten von Holz..... | 115 |

| | | |
|---------------------|---|-----|
| Tabelle 6-3: | Im Rahmen der Vergleichsrechnung berücksichtigte Parameter..... | 140 |
| Tabelle 7-1: | Verlaufsfunctionen zur Beschreibung des zeitabhängigen Verhaltens | 159 |
| Tabelle 7-2: | Berücksichtigte Bauteilabmessungen und Verbindungsmittelsteifigkeiten..... | 160 |
| Tabelle 7-3: | Mittlere Relaxationswerte..... | 161 |
| Tabelle A-1: | Übersicht über die verschiedenen Versuchsserien (Polymerbetonnocke)..... | 184 |
| Tabelle A-2: | Übersicht über die verschiedenen Versuchsserien (Konsol-Nocke)..... | 184 |
| Tabelle A-3: | Mischrezeptur für 1 m ³ Normalbeton | 185 |
| Tabelle A-4: | Betoneigenschaften am Tag der Bauteilprüfung..... | 185 |
| Tabelle A-5: | Holzeigenschaften..... | 186 |
| Tabelle A-6: | Mischrezeptur für 1 m ³ Kunstharzmörtel..... | 187 |
| Tabelle A-7: | Eigenschaften des Kunstharzmörtels im Alter von 7 Tagen..... | 187 |
| Tabelle B-1: | Betoneigenschaften am Tag der Erstbelastung..... | 232 |
| Tabelle B-2: | Holzeigenschaften..... | 232 |
| Tabelle C-1: | Ermittlung der Regressionsgraden zur Beschreibung der Zusammenhänge zwischen Fugennormalspannung und Bruchschubspannung | 235 |
| Tabelle C-2: | Ermittlung des Bestimmtheitsmaßes..... | 236 |
| Tabelle C-3: | Werte zur Berechnung der Standardabweichung des Quotienten aus gemessener und rechnerischer Bruchschubspannung..... | 237 |
| Tabelle C-4: | Ermittlung der Regressionsgraden zur Beschreibung der Zusammenhänge zwischen Geometriefaktor und bezogener Traglast | 238 |
| Tabelle C-5: | Ermittlung des Bestimmtheitsmaßes..... | 239 |
| Tabelle C-6: | Ermittlung der Regressionsgraden zur Beschreibung der Zusammenhänge zwischen Geometriefaktor und bezogener Traglast bei Konsol-Nocken | 240 |
| Tabelle C-7: | Ermittlung des Bestimmtheitsmaßes..... | 241 |
| Tabelle C-8: | Werte zur Berechnung der Standardabweichung des Quotienten aus gemessener und rechnerischer Traglast..... | 242 |

Abkürzungen und Formelzeichen

Allgemeine Bezeichnungen und Indizes

| | |
|--------|--|
| c | Beton [<u>c</u> oncrete] |
| cr | Kriechen [<u>c</u> reep] |
| d | Bemessungswert [<u>d</u> esign] |
| E | Einwirkung |
| erf | erforderlich |
| est | geschätzt [<u>e</u> stimate] |
| gew | gewählt |
| G | ständige Einwirkung |
| Gl(n). | Gleichung(en) |
| GZG | Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit |
| GZT | Grenzzustand der Tragfähigkeit |
| k | charakteristisch |
| lim | Grenz- [<u>l</u> imit] |
| max | maximal |
| min | minimal |
| n | Nocke |
| o | oben |
| Q | veränderliche Einwirkung |
| R | Bauteilwiderstand [<u>r</u> esistance] |
| red | reduziert |
| SDM | Setz-Dehnungs-Messer |
| ser | Gebrauchszustand [<u>s</u> erviceability] |
| s | Stahl [<u>s</u> teel] |
| t | Holz [<u>t</u> imber] |
| v | Verbindungsmitel |
| u | unten |
| | definierter Versagenszustand [<u>u</u> ltimate] |

| | |
|----------|----------------------|
| zul | zulässige |
| Δ | Änderung (allgemein) |

Baustoffkenngrößen

| | | |
|-------------------------------|----------------------|---|
| E | [N/mm ²] | Elastizitätsmodul (allgemein) |
| G | [N/mm ²] | Schubmodul (allgemein) |
| $f_{c,0}$ | [N/mm ²] | Druckfestigkeit des Holzes in Faserrichtung |
| f_c | [N/mm ²] | Druckfestigkeit des Betons (allgemein) |
| $f_{cm,cyl}$ | [N/mm ²] | Mittelwert der Zylinderdruckfestigkeit des Betons |
| $f_{cm,cube}$ | [N/mm ²] | Mittelwert der Würfeldruckfestigkeit des Betons |
| f_{k1} | [N/mm ²] | Festigkeit der Klebefuge |
| f_v | [N/mm ²] | Schubfestigkeit des Holzes |
| f_y | [N/mm ²] | Streckgrenze des Betonstahls (allgemein) |
| w/z | [-] | Wassermenge |
| α_t | [K ⁻¹] | Temperaturdehnzahl (allgemein) |
| $\varepsilon_{csh}(t_j, t_i)$ | [-] | Schwindmaß des Betons im Zeitraum zwischen t_i und t_j |
| ε_{tsh} | [-] | Quell- bzw. Schwindverformung des Holzes |
| $\varphi(t_j, t_i)$ | [-] | Kriechzahl im Zeitraum zwischen t_i und t_j (allgemein) |

Geometrische Größen

| | | |
|-----------|--------------------|---|
| a_1 | [mm] | Höhe der Krafteinleitungsfläche |
| A | [mm ²] | Fläche (allgemein) |
| A_{POF} | [mm ²] | schubbeanspruchte Querschnittsfläche zwischen Gurtplatte aus Normalbeton und Oberfläche der Polymerbetonbohle |
| A_{PSF} | [mm ²] | schubbeanspruchte Querschnittsfläche zwischen Holz und Polymerbeton |
| b | [mm] | Breite (allgemein) |
| c | [mm] | Hebelarm der inneren horizontalen Nockenkräfte |
| d | [mm] | statische Höhe Durchmesser (allgemein) |
| d_1 | [mm] | Schwerpunktstand der Biegezugbewehrung vom stärker gedehnten Rand |

| | | |
|----------------------|--------------------|---|
| e' | [mm] | Verbindungsmittelabstand |
| h | [mm] | Höhe (allgemein) |
| I | [mm ⁴] | Flächenmoment 2. Grades (allgemein) |
| l | [mm] | Länge (allgemein) |
| l_{ad} | [mm] | wirksame Haftlänge eines im Holz eingeleimten Bewehrungsstabes |
| l_b | [mm] | Grundmaß der Verankerungslänge eines Bewehrungsstabes in Beton |
| $l_{b,net}$ | [mm] | erforderliche Verankerungslänge eines Bewehrungsstabes in Beton |
| l_{eff} | [mm] | Stützweite |
| l_v | [mm] | Länge des Vorholzes |
| r | [mm] | Abstand des Schubverbindungsmittels vom Rand des Holzbalkens |
| s_A | [mm] | Anfangsschlupf |
| u | [mm] | Verschiebung (allgemein) |
| v | [mm] | gemessene Relativverschiebung zwischen Holz und Beton (u.U. weiterer Kopf- bzw. Fußzeiger zur Beschreibung der Laststufe oder des Lastzyklus) |
| w | [mm] | Durchbiegung (allgemein) |
| z | [mm] | Hebelarm der inneren vertikalen Nockenkräfte |
| z_{max} | [mm] | Abstand des Maximalwertes der Schubspannung von der Kontaktfuge Holz-Beton |
| z_s | [mm] | Schwerpunktastand der Teilquerschnitte aus Holz und Beton |
| Δ | [mm] | Höhe der Einlage zwischen Holz- und Betonquerschnitt |
| $\Delta u(t_j, t_i)$ | [mm] | Änderung der Verschiebung im Zeitraum zwischen t_i und t_j (allgemein) |
| $\Delta w(t_j, t_i)$ | [mm] | Änderung der Durchbiegung im Zeitraum zwischen t_i und t_j (allgemein) |
| Δx | [mm] | Abstand zweier benachbarter Rasterpunkte auf der Balkenachse |
| ε | [-] | Dehnung (allgemein) (u.U. weiterer Index zur Beschreibung der Lage) |
| Γ_N | [mm ²] | Geometriefaktor der Konsol-Nocke |

| | | |
|----------|-------|---|
| κ | [-] | Verkrümmung (allgemein) |
| θ | [rad] | Neigungswinkel der Betondruckstrebe |
| ρ | [-] | geometrischer Bewehrungsgrad |
| ξ | [-] | auf die Stützweite des Verbundträgers bezogene Nachweisstelle |

Kraftbezogene Größen

| | | |
|----------------------|-----------------------|--|
| EA | [N] | Dehnsteifigkeit (allgemein) |
| EI | [N mm ²] | Biegesteifigkeit (allgemein) |
| F | [N] | Kraft (allgemein) |
| F_{est} | [N] | geschätzte Traglast des Versuchskörpers |
| $F_{u;0,05}$ | [N] | 5 % Quantilwert der Traglast |
| k | [N/mm ²] | Schubsteifigkeit der Kontaktfuge Holz-Beton |
| K | [N/mm] | Verschiebungsmodul des Schubverbindungsmittels (allgemein) |
| K_e | [N/mm] | im Bauteilversuch bestimmter Verschiebungsmodul des Verbindungsmittels (bei Wiederbelastung) |
| K_i | [N/mm] | im Bauteilversuch bestimmter Verschiebungsmodul des Verbindungsmittels (bei Erstbelastung) |
| M | [N mm] | Moment (allgemein) |
| N | [N] | Längskraft (allgemein) |
| t | [N/mm] | Schubfluss (allgemein) |
| V | [N] | Querkraft (allgemein) |
| α_0 | [-] | Steifigkeitsbeiwert zum Zeitpunkt der Erstbelastung |
| α_n | [-] | Steifigkeitsbeiwert im Betrachtungspunkt t_n |
| $\Delta M(t_j, t_i)$ | [N mm] | Änderung des Momentes im Zeitraum zwischen t_i und t_j (allgemein) |
| $\Delta N(t_j, t_i)$ | [N] | Änderung der Längskraft in Gurt und Steg im Zeitraum zwischen t_i und t_j (allgemein) |
| ϕ | [Nmm ² /N] | auf die Betondruckfestigkeit bezogene Tragfähigkeit |
| κ_i | [N/mm ³] | auf die Krafteinleitungsfläche der Konsol-Nocke bezogener Verschiebungsmodul (bei Erstbelastung) |
| σ | [N/mm ²] | Spannung (allgemein) |

| | | |
|--------------|----------------------|--|
| σ_N | [N/mm ²] | Normaldruckspannung senkrecht zur Fuge |
| τ | [N/mm ²] | Schubspannung (allgemein) |
| τ_{adh} | [N/mm ²] | durch die chemisch-mechanischen Bindungskräfte aufnehmbare Schubspannung |

Sonstige Größen

| | | |
|--------------|-------------|---|
| B | [-] | Bestimmtheitsmaß einer Regressionsgleichung |
| i | [-] | Anzahl der Rasterpunkte auf der Balkenachse |
| j | [-] | Laufvariable (auf der Balkenachse) |
| k_{mod} | [-] | Modifikationsfaktor nach [E DIN 1052] bzw. [EC 5-1-1] |
| L_j | [-] | Hilfswert zur numerischen Lösung einer Differentialgleichung 2. Ordnung mit Hilfe des Differenzenverfahrens |
| m | [-] | Anzahl der Rasterpunkte auf der Zeitachse |
| n | [-] | Laufvariable (auf der Zeitachse) |
| R_j | [N] [mm] | Hilfswert zur numerischen Lösung einer Differentialgleichung 2. Ordnung mit Hilfe des Differenzenverfahrens |
| t | [Tage] | Zeitpunkt (allgemein) |
| t_0 | [Tage] | Zeitpunkt der Erstbelastung |
| t_n | [Tage] | beliebiger Betrachtungszeitpunkt |
| χ | [-] | Verhältnisswert der Schubsteifigkeit in Balkenmitte zu der am Balkenanfang Relaxationswert (u.U. weiterer Index zur Differenzierung) |
| ΔT_M | [K] | über die Querschnittshöhe linear veränderlicher Temperaturanteil (allgemein) |
| ΔT_N | [K] | konstanter Temperaturanteil (allgemein) |
| γ | [-] | Teilsicherheitsbeiwert (allgemein) |
| η_t | [-] | Stauchungsfaktor |
| λ_j | [-] | Hilfswert zur numerischen Lösung einer Differentialgleichung 2. Ordnung mit Hilfe des Differenzenverfahrens |
| μ | [-] | Reibungsbeiwert |
| ρ_j | [N] [mm] | Hilfswert zur numerischen Lösung einer Differentialgleichung 2. Ordnung mit Hilfe des Differenzenverfahrens |

| | | |
|------------|--------------------------|--|
| ω_1 | $\frac{1}{\text{mm}}$ | |
| ω_2 | $\frac{1}{\text{Nmm}^2}$ | |
| ω_3 | [-] | ω -Hilfswerte beim vereinfachten Nachweisverfahren zur Berücksichtigung des zeitabhängigen Verhaltens |
| ω_4 | [-] | |
| ω_5 | $\frac{1}{\text{mm}^3}$ | |

1 Einleitung

1.1 Verbundkonstruktionen aus Holz und Beton

In Verbundkonstruktionen sind die wesentlichen Eigenschaften der einzelnen Komponenten vorteilhaft miteinander kombiniert und dem jeweiligen Verwendungszweck angepasst. Sie zeichnen sich durch Eigenschaften aus, die von den einzelnen Werkstoffen nicht bzw. nur mit erhöhtem wirtschaftlichem Aufwand realisiert werden können. Verbundkonstruktionen haben das Bauwesen in den letzten Jahren verstärkt geprägt. Der bekannteste und weitverbreitetste Verbundwerkstoff der Gegenwart ist der Stahlbeton.

Auch im Holzbau haben Verbundkonstruktionen eine lange Tradition. Die ersten Verbundkonstruktionen des Holzbaus bestanden aus Holzbalken, die mit Hilfe von mechanischen Verbindungsmitteln zusammengefügt waren. So wurden die Querschnittsabmessungen des Holzes, denen durch das natürliche Wachstum der Bäume Grenzen gesetzt waren, erhöht. Die Idee, Beton mit Hilfe von Holz zu „armieren“, hat ihren Ursprung im Jahr 1919 [Sperle-43]. Damals wurde aus Gründen der Verknappung von Stahl versucht, in Deckenkonstruktionen diesen Baustoff durch Holz zu ersetzen. Nach dem 2. Weltkrieg, als Stahl für die Bauindustrie wieder verfügbar war, verschwand jedoch das Interesse an dieser Bauweise.

Moderne Holz-Beton-Verbundkonstruktionen bestehen aus einer dünnen Betonplatte in der Druckzone, dem in der Zugzone angeordneten Holz und den Schubverbindungsmitteln (Abb. 1-1). Die Verbindungsmittel, die in der Kontaktfuge zwischen Holz und Beton angeordnet sind, haben einen erheblichen Einfluss auf das Trag- und Verformungsverhalten derartiger Verbundkonstruktionen.

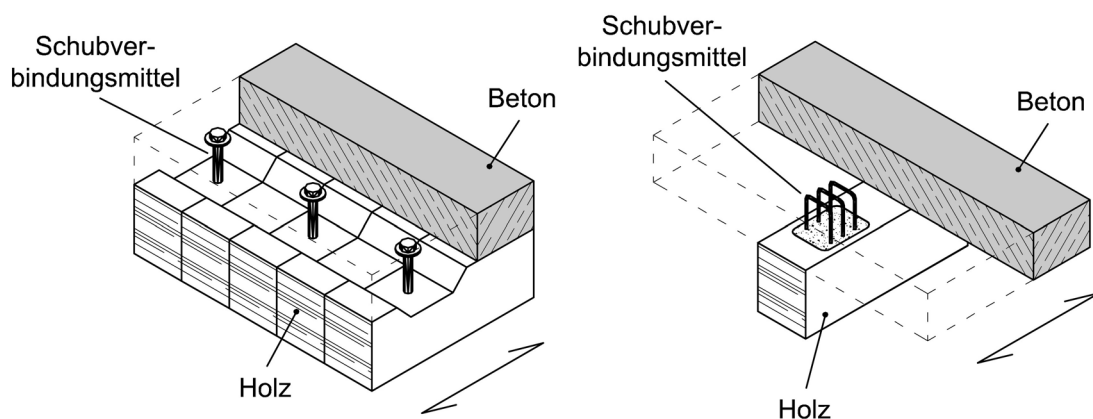


Abb. 1-1: Schematischer Aufbau von Verbundkonstruktionen aus Holz und Beton
links ... Brettstapelelement und Betonplatte
rechts ... Holzbalken und Betonplatte

Bedingt durch den E-Modul des Betons besitzen Verbundkonstruktionen aus Holz und Beton generell eine höhere Biegesteifigkeit als vergleichbare Holztragwerke. Die hohe Steifigkeit der Betonplatte ermöglicht zudem eine bessere Querverteilung der Lasten. Das Schallschutzverhalten wird durch die Verwendung von Beton ebenfalls positiv beeinflusst. Der Nachteil derartiger Verbundkonstruktionen ist die hohe Eigenlast des Betons, welche besonders bei nachgiebigen Schubverbindungsmitteln die Traglaststeigerung kompensiert und die angrenzenden Bauteile stärker beansprucht.

Infolge des hohen baulichen Sanierungsbedarfs der Kommunen ist das Interesse an Verbundkonstruktionen aus Holz und Beton seit den achtziger Jahren des letzten Jahrhunderts stark gestiegen. Die Möglichkeit, die Tragfähigkeit von Holzbalkendecken mit Hilfe von Beton zu erhöhen, führte zur Renaissance der Holz-Beton-Verbundbauweise. Sie hat in den letzten Jahren besonders im Wohnungsbau an Bedeutung gewonnen und wird verstärkt bei der Sanierung bestehender Deckenkonstruktionen aus Holz, aber auch beim Neubau von Geschossdecken eingesetzt. Neben theoretischen Untersuchungen zum Trag- und Verformungsverhalten derartiger Verbundkonstruktionen (z.B. [Godycki et al.-84], [Blaß et al.-95], [Höhmann/Siemers-98], [Hemmy/Droese-00], [Faust/Selle-02]) gibt es viele Anwendungsfälle in der Praxis, über die in zahlreichen Veröffentlichungen berichtet wird (z.B. [Bölcskey-88], [Frick-94], [Hermann-96], [Mayr/Busler-97], [Liebl/Steuerwald-00]).

Erste Holz-Beton-Verbundbrücken wurden in Nordamerika, Neuseeland und Australien errichtet (z.B. [N. N.-76], [Schweisheimer-80]). In Europa ist die Entwicklung derartiger Brückenkonstruktionen erst in den letzten 15 Jahren vorangetrieben worden (z.B. [Stadelmann-92], [Steurer-96], [Natterer/Pflug-97], [Aasheim-00], [N. N.-00]). Eine übersichtliche Zusammenstellung von bisher in Europa realisierten Holz-Beton-Verbundbrücken wurde von RAUTENSTRAUCH, DÖHRER und SCHAFFITZEL in [König et al.-04] veröffentlicht.

1.2 Problemstellung

Obwohl der 2. Teil des Eurocodes 5 [EC 5-2] Regeln für die Bemessung und Konstruktion von Verbundbrücken aus Holz und Beton enthält, kam diese Verbundbauweise bisher nur vereinzelt, z.B. im Rahmen von Pilotprojekten, zum Einsatz. Eine Ursache dafür ist die Tatsache, dass das Trag- und Verformungsverhalten der wenigen für die Übertragung der hohen Schubkräfte zwischen Holz und Beton geeigneten Schubverbindungsmittel bisher nur unzureichend experimentell untersucht wurde und somit dem planenden Ingenieur keine statistisch gesicherten Traglasten und Verschiebungsmoduln zur Verfügung stehen.

Die Traglasten und Verschiebungsmoduln der in den Pilotprojekten verwendeten Schubverbindungsmittel wurden, wie z.B. in [EC 5-2] gefordert, mit Hilfe experimenteller Untersuchungen bestimmt. Ein Vergleich und somit eine Wertung der verschiedenen Verbindungsmittel gestaltet sich jedoch schwierig, da diese prinzipiell mit unter-

schiedlichen Prüfanordnungen unter abweichenden Versuchsbedingungen getestet wurden. Es existiert zwar eine Richtlinie [DIN 26891], die für die Ermittlung der Tragfähigkeit und des Verformungsverhaltens von Schubverbindungsmitteln des Holz-Beton-Verbundbaus verwendet werden kann. Diese regelt jedoch den Versuchsaufbau bzw. die Form und Abmessung der Probekörper nur unzureichend. Der Stahlverbundbau ist diesbezüglich deutlich weiter. In [EC 4], 10.2 werden die Versuchsanordnung, die Herstellung der Versuchskörper, die Versuchsdurchführung sowie die Versuchsauswertung von Druckscherversuchen mit Verbundmitteln des Stahlverbundbaus geregelt.

Ein durchaus größeres Problem stellt die Tatsache dar, dass das zeitabhängige Verhalten der Schubverbindungsmittel bzw. der gesamten Brückenkonstruktion bei allen bislang realisierten Projekten nur unzureichend berücksichtigt wurde. Wie verschiedene theoretische und praktische Untersuchungen belegen, darf das Langzeitverhalten der Materialien Holz und Beton sowie der Schubverbindungsmittel nicht vernachlässigt werden, da es das Trag- und Verformungsverhalten eines Holz-Beton-Verbundträgers erheblich beeinflusst. ([Capretti/Ceccotti-96], [Kenel/Meierhofer-98], [Blaß/Romani-02], [Kuhlmann et al.-02], [Schmidt et al.-03]). Während das zeitabhängige Verhalten von Holz und Beton bereits vielfach experimentell untersucht und mathematisch beschrieben wurde, gibt es nur wenige Informationen über das Kriechverhalten der bisher bei Brückenkonstruktionen eingesetzten Schubverbindungsmittel.

In den nationalen und europäischen Regelwerken des Holzbaus [E DIN 1052], [EC 5-1-1] und [EC 5-2] gibt es darüber hinaus gegenwärtig keine detaillierten Informationen darüber, wie das zeitabhängige Verhalten der Schubverbindungsmittel bestimmt bzw. in derartigen Tragwerken berücksichtigt werden soll. Es existieren numerische, in erster Linie auf der Methode der Finiten Elemente basierende Verfahren, mit denen das zeitabhängige Verformungsverhalten von Holz-Beton-Verbundkonstruktionen abgeschätzt werden kann ([Blaß et al.-95], [Amadio et al.-00], [Schmidt-03]). Deren Anwendung ist jedoch in der Regel auf den Bereich der Forschung beschränkt. Ein analytisches Verfahren, mit dem das zeitabhängige Verhalten von Verbundkonstruktionen aus Holz und Beton unter Berücksichtigung des Langzeitverhaltens der Baustoffe und der Schubverbindungsmittel näherungsweise vorherbestimmt werden kann, wurde bisher nur von SCHÄNZLIN [Schänzlin-03] veröffentlicht.

1.3 Ziel der Arbeit

NATTERER und HOEFT [Natterer/Hoeft-87] haben bereits darauf verwiesen, dass die Entwicklung eines universell einsetzbaren Schubverbindungsmittels, welches sich für weitgespannte Deckenkonstruktionen und Brückentragwerke gleichermaßen eignet, dringend erforderlich ist. Bis heute liegen keine befriedigenden Lösungen vor. Auf der Grundlage einer Analyse des Trag- und Verformungsverhaltens, der Variabilität, der Materialkosten und des Arbeitsaufwandes bei der Montage sollen deshalb geeignete Verbindungsmittel weiterentwickelt und an die entsprechenden Anforderungen angepasst werden. Dazu wird in einer Parameterstudie, in der u.a. die Spannweite sowie die

Steifigkeit der Verbundfuge variieren, die erforderliche Tragfähigkeit der Schubverbindungsmitel bestimmt. Als Grundlage dienen die im DIN Fachbericht 101 [DIN FB 101] enthaltenen Einwirkungen für Rad- und Fußwegbrücken. Durch den Vergleich der Ergebnisse mit den Traglasten gebräuchlicher Schubverbindungsmitel soll geklärt werden, inwieweit diese für eine Anwendung in derartigen Verbundkonstruktionen geeignet sind.

Mit Hilfe von theoretischen und experimentellen Betrachtungen soll abgeschätzt werden, ob einfeldrige Rad- und Fußwegbrücken in Holz-Beton-Verbundbauweise unter Berücksichtigung statisch-konstruktiver Gesichtspunkte sowie des Langzeitverhaltens der Materialien Holz und Beton bzw. der Schubverbindungsmitel realisierbar sind. Da die Verbindungsmitelbeanspruchung aufgrund der konzentrierten Krafteinleitung bei Balkenbrücken in der Regel deutlich höher ist als bei Plattenbrücken (Brettstapel), beschränken sich die Betrachtungen auf diesen Brückentyp.

Vor der experimentellen Untersuchung geeigneter Schubverbindungsmitel sollen die bisher verwendeten Versuchsaufbauten und Belastungsverfahren analysiert werden. Ziel ist es, einen Versuchsaufbau für die Durchführung von Druckscherversuchen zu entwickeln, der für Prüfungen unter kurz- und langfristiger Belastung gleichermaßen geeignet ist und das Verhalten des Schubverbindungsmitels im Biegeträger realistisch abbildet. Mit diesem Versuchsaufbau soll das Trag- und Verformungsverhalten der geeigneten Schubverbindungsmitel experimentell untersucht werden. Die Versuche bleiben auf vorwiegend ruhende Belastungen beschränkt, da gemäß [EC 5-2] bei Rad- und Fußwegbrücken das Schwingungsverhalten derartiger Verbundbrücken unberücksichtigt bleiben darf. Ziel der Untersuchungen ist eine auf den aktuellen nationalen Holz- und Betonbauvorschriften ([E DIN 1052], [DIN 1045-01]) basierende statistisch gesicherte Bemessungsempfehlung, welche die Bestimmung der Traglast des Verbindungsmitels im Grenzzustand der Tragfähigkeit ermöglicht. Kurzzeitversuche an Biegeträgern werden nicht durchgeführt, da die Zusammenhänge zwischen der Verbindungsmitelsteifigkeit und dem Tragverhalten des Holz-Beton-Verbundträgers bereits durch zahlreiche Versuche geklärt wurden.

Mit Hilfe von Dauerstandsversuchen soll das zeitabhängige Verhalten von Verbundkonstruktionen aus Holz und Beton experimentell untersucht werden. Das besondere Augenmerk liegt dabei auf dem Verhalten der Schubverbindungsmitel unter langfristiger Beanspruchung. Im Gegensatz zu bisher durchgeführten Dauerstandsversuchen soll neben dem zeitabhängigen Verhalten des Verbundträgers auch das Verhalten der Materialien und Verbindungsmitel gesondert bestimmt werden. Diese Vorgehensweise ermöglicht es, die Eignung eines Modellansatzes besser zu beurteilen. Abschließend soll auf der Grundlage theoretischer Überlegungen ein vereinfachtes Verfahren zur Abschätzung des zeitabhängigen Verhaltens von Verbundkonstruktionen aus Holz und Beton abgeleitet werden. Dieses soll neben dem Kriechverhalten von Holz und Beton auch das Langzeitverhalten der Schubverbindungsmitel sowie das Schwinden des Betons berücksichtigen.

2 Bemessung von Verbundkonstruktionen aus Holz und Beton

2.1 Arten des Verbundes

Bei Verbundtragwerken werden Einzelquerschnitte aus einheitlichen bzw. verschiedenen Materialien zu einem Gesamtquerschnitt zusammengefügt. Die Qualität des Verbundes ist entscheidend für die Leistungsfähigkeit derartiger Konstruktionen. Hinsichtlich der Verbundwirkung wird differenziert zwischen zusammengesetzten Querschnitten ohne Verbund, mit elastischem Verbund und mit starrem Verbund (Abb. 2-1).

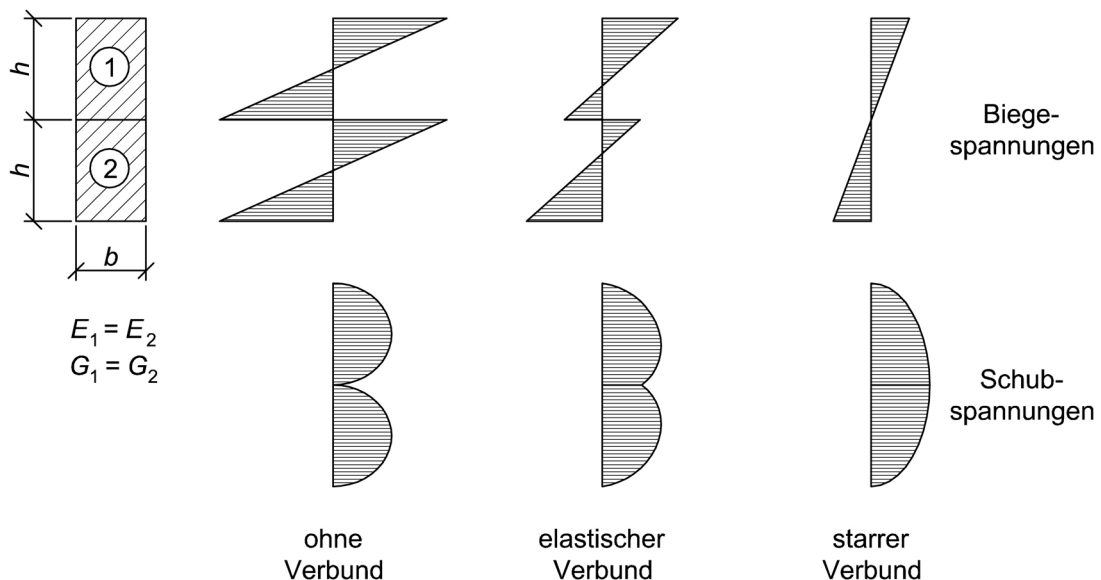


Abb. 2-1: Einfluss des Verbundes auf die Spannungsverteilung bei Biegeträgern

Bei Tragwerken ohne Verbund können sich die einzelnen Teilquerschnitte frei gegeneinander verschieben. Sie beteiligen sich entsprechend ihrer Biegesteifigkeit am Lastabtrag.

Der elastische Verbund ist durch das teilweise Zusammenwirken der einzelnen Querschnitte gekennzeichnet. Er wird durch die in der Verbundfuge angeordneten nachgiebigen Verbindungsmittel erzwungen. Das Trag- und Verformungsverhalten derartiger Verbundkonstruktionen wird vor allem durch die Steifigkeit der verwendeten Schubverbindungsmittel bestimmt.

Beim starren Verbund wirken die Teilquerschnitte als einheitliches inhomogenes Bauteil zusammen. Es gibt keine Relativverschiebungen zwischen den Teilquerschnitten in der Kontaktfuge. Die Biegebemessung und Verformungsberechnung erfolgen mit den

von den einteiligen Biegeträgern bekannten Gleichungen auf der Grundlage von ideellen Querschnittswerten. Diese werden mit Hilfe des STEINER'schen Satzes berechnet. Durch diese Herangehensweise ist es möglich, derartige Verbundquerschnitte als homogene Biegeträger zu betrachten.

In Abb. 2-1 ist der Einfluss der verschiedenen Verbundarten auf die Verteilung der Biege- und Schubspannungen sowie implizit auf die Durchbiegung eines aus zwei Teilquerschnitten zusammengesetzten Biegeträgers dargestellt. Es wird deutlich, wie die Teilquerschnitte mit größer werdender Schubsteifigkeit zunehmend „kooperieren“. Je größer die Schubsteifigkeit der verwendeten Verbindungsmittel wird, umso geringer sind die maximalen Randspannungen. Bedingt durch die Tatsache, dass bei linear elastischen Werkstoffverhalten eine direkte Proportionalität zwischen den Dehnungen, Biegespannungen, Verkrümmungen und Durchbiegungen besteht, gilt dies in gleicher Weise für die Biegeverformung derartiger Träger.

Da in der Praxis eine gewisse Nachgiebigkeit der Verbindungsmittel nicht zu vermeiden ist, muss eindeutig geklärt sein, wann eine Verbindung als „starr“ charakterisiert werden darf. Generell sollte dieser Begriff nur dann verwendet werden, wenn Relativverschiebungen zwischen den Teilquerschnitten keine nennenswerten Auswirkungen auf das Trag- bzw. Verformungsverhalten des Verbundträgers haben. Bei Stahlverbundkonstruktionen gilt eine Schubverdübelung als „starr“: „wenn zwischen Stahlträger und Betongurt keine derart deutliche Verschiebung stattfindet, die in der statischen Berechnung bei der Bestimmung von Teilschnittgrößen, Spannungen, Verformungen und Biegesteifigkeiten berücksichtigt werden müssten. Dies ist auch dann noch gegeben, wenn im Gebrauchszustand in der Verbundfuge Relativverschiebungen in der Größenordnung von 0,10 bis 0,20 mm auftreten.“¹ Im Betonbau gilt bei bewehrten Verbundfugen nach ACKERMANN und BURKHARDT [Ackermann/Burkhardt-92] ein Verbund als „starr“, wenn die gegenseitigen Verschiebungen zwischen Betonfertigteile und Ort beton kleiner 0,05 mm sind.

Aufgrund des nachgiebigen Verhaltens der meisten gebräuchlichen Schubverbindungsmittel des Holz-Beton-Verbundbaus ist die Annahme des starren Verbundes in der Regel nicht zulässig. Dies hat zur Folge, dass sich der rechnerische Nachweis derartiger Konstruktionen in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit erschwert. In Abschnitt 2.2 werden verschiedene gebräuchliche Verfahren zur Bemessung von nachgiebig verbundenen Biegeträgern näher analysiert. Diese Vorbetrachtungen sollen u.a. helfen, ein geeignetes Berechnungsverfahren für eine Parameterstudie zu finden. In dieser soll der Einfluss der Verbindungsmittelsteifigkeit bzw. -anordnung und der Systemabmessungen auf das Trag- und Verformungsverhalten von Rad- und Fußwegbrücken in Holz-Beton-Verbundbauweise verdeutlicht und mit Hilfe der rechnerisch erforderlichen Traglasten die Eignung gebräuchlicher Schubverbindungsmittel für derartige Verbundbrücken geprüft werden.

¹ Bode: Euro-Verbundbau - Konstruktion und Berechnung. Werner Verlag, 2. Auflage, 1998; S.131.

Für die geplante Modellierung des zeitabhängigen Verhaltens von Verbundkonstruktionen aus Holz und Beton wird zudem ein Bemessungsverfahren benötigt, welches durch die Implementierung entsprechender Gesetzmäßigkeiten zur Beschreibung des Langzeitverhaltens der Baustoffe sowie der Schubverbindungsmittel erweitert werden kann.

2.2 Berechnungsmethoden nachgiebig verbundener zusammengesetzter Biegeträger

2.2.1 Allgemeines

Seit Beginn des 20. Jahrhunderts sind zahlreiche theoretische und experimentelle Untersuchungen zum Trag- und Verformungsverhalten von Biegeträgern mit nachgiebig verbundenen Querschnittsteilen durchgeführt worden. In diesem Rahmen wurden zahlreiche Berechnungsverfahren neu entwickelt bzw. bestehende modifiziert. Im Folgenden sollen kurz diejenigen Berechnungsmethoden erläutert werden, die bei der Bemessung von Biegeträgern mit nachgiebig verbundenen Teilquerschnitten eine praktische Bedeutung erlangt haben. Dabei werden die Vor- und Nachteile sowie die Grenzen der einzelnen Verfahren kurz angesprochen.

Eine umfangreiche Gegenüberstellung verschiedener für Holz-Beton-Verbundkonstruktionen geeigneter Berechnungsverfahren enthalten die Arbeiten von KENEL [Kenel-00] und BECK [Beck-02]. Auf der Grundlage von Vergleichsrechnungen und Parameterstudien werden dort die Leistungsfähigkeit, Genauigkeit und Handlichkeit der verschiedenen betrachteten Verfahren ausführlich beurteilt.

2.2.2 Vierendeel-Rahmenbalken

Erste Berechnungsansätze für zweiteilige nachgiebig verbundene zusammengesetzte Biegeträger wurden von LJUNGBERG [Ljungberg-16] und ENGESSER [Engesser-22] für die so genannten Vierendeel-Rahmenbalken veröffentlicht. Bei diesen Rahmenträgern werden die Teilquerschnitte des Verbundbalkens durch den Ober- bzw. Untergurt modelliert. Die biegesteif an den Rahmenknoten angeschlossenen Pfosten entsprechen den Verbindungsmitteln, wobei deren Nachgiebigkeit mit Hilfe der Pfostensteifigkeit berücksichtigt wird. Um den rechnerischen Umfang in Grenzen zu halten, werden die Lasten gleichmäßig auf die Knotenpunkte des Ober- und Untergurtes verteilt. Dabei wird angenommen, dass die Biegesteifigkeit des oberen und unteren Gurtes zwischen zwei Knotenpunkten konstant und gleich ist. Aufgrund dieser Annahme kann dieses Verfahren nur bei zweiteilig doppelsymmetrischen Querschnitten angewendet werden und ist für eine Anwendung bei Verbundkonstruktionen aus Holz und Beton nicht geeignet.

2.2.3 Vereinfachte Bemessungsverfahren

Gemäß NATTERER und HOEFT [Natterer/Hoeft-87] stellte erstmals STÜSSI mit Hilfe von Vergleichsrechnungen fest, dass unter bestimmten Randbedingungen die Wider-

stände der einzelnen Verbindungsmittel über die Trägerlänge als gleichmäßig und stetig verteilt angenommen werden können. Dadurch wurde es möglich, das Problem des elastischen Verbundes durch Differentialgleichungen zu beschreiben. Wegen der komplexen Lösungen derartiger Gleichungssysteme wurde versucht, einfache praxisgerechte Bemessungsverfahren auf der Grundlage der elastischen Verbundtheorie zu entwickeln. Die erste geschlossene Näherungslösung zur Berechnung eines verdübelten Balkens wurde von STÜSSI [Stüssi-43] veröffentlicht. Das Ergebnis seiner theoretischen Betrachtungen war ein System von Elastizitätsgleichungen, welches zur damaligen Zeit aufgrund der großen Zahl von Unbekannten für den praktischen Einsatz nur bedingt geeignet war. Ausgehend von seinen Überlegungen entwickelte STÜSSI ein Verfahren, welches noch heute in der Schweizer Holzbaunorm SIA 265 [SIA 265] zur Berechnung verdübelter Balken vorgeschlagen wird. Bei diesem Verfahren wird das unter Annahme des starren Verbundes berechnete Trägheitsmoment des Gesamtquerschnitts mit Hilfe von Abminderungsfaktoren reduziert. Die Abminderungsfaktoren wurden von STÜSSI unter Berücksichtigung der Querschnittsabmessungen sowie der Elastizitätsverhältnisse von Balken und Dübel bestimmt. Nachteil dieses Verfahrens ist die nicht vorhandene Flexibilität. Die von STÜSSI berechneten Abminderungsfaktoren liefern nur in den von ihm untersuchten Fällen hinreichend genaue Ergebnisse. STÜSSI [Stüssi-43] erkannte darüber hinaus, dass ein technisch befriedigendes, für die Praxis interessantes Nachweisverfahren erst dann aufgestellt werden kann, wenn die Nachgiebigkeiten der verschiedenen Schubverbindungsmittel experimentell bestimmt sind.

Ein weiteres Näherungsverfahren wurde von MÖHLER [Möhler-56] vorgestellt. Im Gegensatz zu STÜSSI reduziert MÖHLER mit Hilfe eines Abminderungswertes nicht das unter Annahme des starren Verbundes ermittelte Trägheitsmoment des Gesamtquerschnitts, sondern lediglich den STEINER-Anteil des angeschlossenen Querschnitts. Der Abminderungswert wird aus den Querschnittswerten, der Verbindungsmittelsteifigkeit, dem Abstand der Verbindungsmittel untereinander und der Trägerlänge berechnet. Die als γ -Verfahren bekannte Bemessungsmethode ermöglicht es, die Schnitt- und Verformungsgrößen eines Verbundträgers mit einfachen Mitteln zu bestimmen. Sie ist Bemessungsgrundlage für Biegeträger aus nachgiebig verbundenen Querschnittsteilen in den aktuellen deutschen und europäischen Holzbauvorschriften ([E DIN 1052], [EC 5-1-1]). Das γ -Verfahren ist streng genommen nur bei Einfeldträgern unter sinusförmiger Belastung und über die Balkenlänge konstanten Bauteilabmessungen bzw. Verbindungsmittelsteifigkeiten anwendbar. Unter Beachtung der Hinweise in den Bemessungsvorschriften liefert es auch für andere statische Systeme bzw. für veränderliche Verbindungsmittelsteifigkeiten hinreichend genaue Ergebnisse. Bei durch Einzellast in Feldmitte beanspruchten Trägern können sich jedoch in Abhängigkeit von der Größe des γ -Wertes erhebliche Abweichungen zur exakten Lösung der Differentialgleichung ergeben [Kemel-00].

AICHER und VON ROTH ([Aicher/von Roth-87], [Aicher-87]) veröffentlichten ein modifiziertes γ -Verfahren. Für die im Hochbau üblichen Lastarten und -stellungen kön-

nen die Momente bzw. Biegespannungen in den Teilquerschnitten mit Hilfe von Bemessungsdiagrammen bestimmt werden.

2.2.4 „Exakte“ Lösung der Differentialgleichung des elastischen Verbundes

HOISCHEN [Hoischen-52] stellte zur Berechnung eines dreiteiligen unsymmetrischen Querschnitts ein Differentialgleichungssystem auf und beschrieb in allgemeiner Form den mathematisch exakten Lösungsweg. Da die Lösung dieses Gleichungssystems unter Beachtung der jeweiligen Randbedingungen zu unüberschaubaren Ausdrücken führte, beschränken sich seine Lösungen auf zweiteilige und symmetrische dreiteilige Querschnitte. SCHELLING [Schelling-62] veröffentlichte ein Verfahren zur Berechnung von nachgiebig verbundenen zusammengesetzten Biegeträgern, mit dem ein aus beliebig vielen Teilquerschnitten bestehender Verbundbalken berechnet werden konnte. Er löste die aufgestellten Differentialgleichungen mit Fourierreihenentwicklungen numerisch. PISCHL ([Pischl-68], [Pischl-69/1], [Pischl-69/2]) bestimmte mit Hilfe der elastischen Verbundtheorie für nachgiebig zusammengesetzte hölzerne Biegeträger Faktoren zur Abminderung der Querschnittswerte des „Vollbalkens“ und tabellierte die Werte für einige Lastfälle des Einfeldträgers. Für den im Holz-Beton-Verbundbau interessanten zweiteiligen Querschnitt wurden von NATTERER und HOEFT [Natterer/Hoeft-87] Differentialgleichungen aufgestellt und für Einfeld- und Zweifeldträger unter verschiedenen Belastungen Lösungen angegeben. Durch die graphische Aufbereitung der Ergebnisse wurde versucht, dieses Bemessungsverfahren einfach und transparent zu gestalten. HEIMESHOFF ([Heimeshoff-91/1], [Heimeshoff-91/2]) veröffentlichte ebenfalls analytische Ausdrücke sowie graphische Hilfsmittel für den zwei- und dreiteilig zusammengesetzten, beidseitig gelenkig gelagerten Einfeldträger. Ähnliche Hilfsmittel erstellte er für einseitig eingespannte Einfeld- und Kragträger. Er zeigte, wie zusammengesetzte Einfeldträger mit Kragarm und Zweifeldträger dank dieser Hilfsmittel bemessen werden können.

Die exakte Lösung der Differentialgleichung des elastischen Verbundes liefert nur dann genaue Ergebnisse, wenn die bei der Ableitung der Differentialgleichung getroffenen Voraussetzungen und Annahmen eingehalten und berücksichtigt werden. Grundsätzlich gelten die „strengen“ analytischen Lösungen nur für Verbundträger mit über die Trägerlänge konstanten Querschnittsabmessungen und Verbindungsmittelsteifigkeiten. Die praktische Anwendung der verschiedenen Lösungen scheitert in der Regel am Umfang der erforderlichen Zahlenrechnung.

2.2.5 Lösung der Differentialgleichung des elastischen Verbundes mit Hilfe des Differenzenverfahrens

Bedingt durch die stetige Verbreitung und Entwicklung der Computertechnik wurden in den letzten Jahren verschiedene rechnergestützte Verfahren zur Bemessung von nachgiebig verbundenen Biegeträgern entwickelt. BERGFELDER [Bergfelder-74] schlägt erstmals vor, die Differentialgleichung der Längskraft im Steg mit Hilfe des Differen-

zenverfahrens numerisch zu lösen. Bei diesem Verfahren werden die Differentialquotienten in der Differentialgleichung durch Differenzenquotienten ersetzt. Durch die Unterteilung eines zu betrachtenden Bereichs in eine bestimmte Anzahl von Intervallen wird ein regelmäßiges Raster erzeugt. An den entstandenen Rasterpunkten werden die Differenzenquotienten aufgeschrieben. Auf diese Weise ist es möglich, die Differentialgleichung durch ein Gleichungssystem zu ersetzen. Wenn die Randbedingungen des betrachteten Bereichs bekannt sind, können die gesuchten Funktionswerte in den Rasterpunkten berechnet werden.

Die Genauigkeit des Differenzenverfahrens ist abhängig von der Anzahl der Rasterpunkte. TIMMERMANN und MEIERHOFER [Timmermann/Meierhofer-94], die das Verfahren für die Bemessung von Verbundkonstruktionen aus Holz und Beton modifizierten, stellten beim Vergleich mit der exakten Lösung der Differentialgleichung bereits bei 12 Rasterpunkten eine befriedigende Genauigkeit fest. Nach BECK [Beck-02] ist der Fehler zur „exakten“ Lösung der Differentialgleichung bei 2000 Rasterpunkten deutlich kleiner als 1 %. Eine solche Genauigkeit ist in der Regel nicht notwendig, da sich durch die fehlerhafte Abschätzung der Verbindungsmittelsteifigkeit und die falsche Modellierung der Beanspruchungen bzw. der Auflagerbedingungen erhebliche Abweichungen zwischen Theorie und Praxis einstellen. Das Differenzenverfahren ermöglicht es, über die Trägerlänge variierende Querschnittsabmessungen und Verbindungsmittelsteifigkeiten zu berücksichtigen. Es kann mit Hilfe von verschiedenen Programmiersprachen, Tabellenkalkulationsprogrammen oder Computeralgebrasystemen leicht für die Berechnung verschiedener Verbundkonstruktionen aufbereitet werden.

2.2.6 Berechnung mit Hilfe eines Stabwerksprogramms

Eine weitere Möglichkeit der computergestützten Berechnung bietet die Anwendung von Stabwerksprogrammen. BERGFELDER [Bergfelder-74] modelliert mit Hilfe eines Vierendeel-Rahmenbalkens einen zweiteiligen Verbundquerschnitt aus Holz. Die einzelnen Querschnittsteile bilden den Ober- bzw. Untergurt. Der vertikale Abstand der Gurte entspricht dem Schwerpunktabstand der Teilquerschnitte. Die Nachgiebigkeit der Verbindungsmittel wird über die Pfostensteifigkeit berücksichtigt. Die Genauigkeit der Ergebnisse erhöht sich mit der Anzahl der Pfosten. KNEIDL und HARTMANN [Kneidl/Hartmann-95] verwenden zur Berechnung von Holz-Beton-Verbundträgern ein Fachwerkmodell. Die Teilquerschnitte aus Holz und Beton werden durch den Ober- bzw. Untergurt modelliert. Sie sind mit Hilfe von gelenkig angeschlossenen Pfosten und Diagonalen verbunden. Die Pfosten stellen sicher, dass die Biegelinien des Ober- und Untergurts affin verlaufen. Die Nachgiebigkeit der Schubverbindungsmittel wird durch die Dehnsteifigkeit der Diagonalstäbe bewerkstelligt. Für die Diagonalen können Federn oder Fachwerkstäbe verwendet werden.

Mit Hilfe von Stabwerksprogrammen lassen sich verschiedenste statische Systeme unter allen nur denkbaren Einwirkungen berechnen. Es ist ebenfalls möglich, eine gestaffelte

Anordnung der Schubverbindungsmitel nachzubilden. Gegen die Verwendung von Stabwerksprogrammen spricht in erster Linie die zeitintensive Eingabeprozedur.

2.2.7 Methode der Finiten Elemente

Die Methode der Finiten Elemente (FEM) stellt eines der am intensivsten genutzten computergestützten Verfahren zur Problemlösung naturwissenschaftlicher und technischer Aufgaben dar. Die FEM ist wie das Differenzenverfahren ein numerisches Näherungsverfahren. Sie basiert auf der Idee, das zu berechnende Tragwerk in endlich viele örtlich begrenzte Elemente zu unterteilen. Diese sind in den Knoten miteinander verbunden. Die Anzahl der Elementknoten ist abhängig vom gewählten Elementtyp. Einwirkungen und Lagerreaktionen können nur an den Knoten eingeleitet werden. Dies hat zur Folge, dass über das Tragwerk verteilte Lasten durch gleichwertige Knotenlasten ersetzt werden müssen. Unter Beachtung der Verformungs- und Gleichgewichtsbedingungen wird aus den einzelnen Elementlösungen die Lösung für das Gesamtsystem entwickelt.

Auch im Holz-Beton-Verbundbau kam die FEM z.B. bei der Nachbildung des elastisch-plastischen Verformungsverhaltens sowie der Modellierung des zeitabhängigen Verhaltens von Verbundträgern bereits zum Einsatz. So wurden u.a. in [Blaß et al.-95] und [Schmidt et al.-01] Verbundträger aus Holz und Beton modelliert und die Modelle mit Hilfe von Versuchsergebnissen verifiziert.

Die FEM liefert in Abhängigkeit von der Netzgenerierung sehr genaue Ergebnisse. Mit ihr können komplexe statische Systeme unter Berücksichtigung variierender Querschnittsabmessungen, Verbindungsmittelsteifigkeiten und Einwirkungen modelliert werden. Des Weiteren besteht die Möglichkeit, das nichtlineare Verhalten der Werkstoffe und Schubverbindungsmitel zu berücksichtigen.

2.2.8 Wahl eines geeigneten Berechnungsverfahrens

Für nachgiebig verbundene zusammengesetzte Biegeträger aus Holz und Beton mit über die Trägerlänge veränderlichen Querschnittsabmessungen und Verbindungsmittelsteifigkeiten sind das Differenzenverfahren bzw. die FEM aufgrund der Genauigkeit der Ergebnisse sowie der Flexibilität im Hinblick auf das statische System und dessen Beanspruchung die geeignetsten Berechnungsmethoden.

Bei der FEM sind jedoch die mit Hilfe von Versuchsdaten verifizierten Bemessungsverfahren ohne das entsprechende FEM-Programmsystem in der Regel schwer reproduzierbar. Auf dieser Methode basierende Berechnungsmodelle haben infolgedessen nicht selten den Charakter einer „Black Box“. Aus diesem Grund soll für die weiteren Betrachtungen das in Abschnitt 2.2.5 erläuterte Differenzenverfahren verwendet werden.

2.3 Theorie des elastischen Verbundes

2.3.1 Einführung

Wie in Abschnitt 2.2 geschildert, haben sich bereits zahlreiche Arbeiten mit der elastischen Verbundtheorie beschäftigt ([Stüssi-43], [Hoischen-52], [Möhler-56], [Pischl-68], [Natterer/Hoefl-87], [Heimeshoff-91/1], [Kenel-00]). Die im Folgenden beschriebene Herleitung der Differentialgleichung der Längskraft im Steg erfolgt überwiegend in Anlehnung an diese Fachaufsätze. Dieser Abschnitt bildet in erster Linie die Grundlage für Kapitel 6, in dem das zeitabhängige Verhalten von Verbundkonstruktionen aus Holz und Beton auf der Grundlage der Theorie des elastischen Verbundes modelliert und die daraus resultierenden mathematischen Zusammenhänge mit Hilfe des Differenzenverfahrens numerisch gelöst werden sollen.

2.3.2 Annahmen und Voraussetzungen

Im Fall der elastischen Verbundtheorie sind eine Reihe von mechanisch sinnvollen Annahmen zu treffen und Voraussetzungen einzuhalten, um die komplexen Zusammenhänge mathematisch beschreiben zu können.

- (1) Es gilt das HOOK'sche Gesetz.

$$\sigma = \varepsilon \cdot E \quad (2.1)$$

- (2) Die Elastizitätsmoduln sind jeweils für Biegung und Längskraft gleich groß.
- (3) Für die Teilquerschnitte aus Holz und Beton gilt die Hypothese von BERNOULLI. Diese besagt, dass die Querschnitte bei Belastung eben bleiben und senkrecht auf der verformten Stabachse stehen.
- (4) Die Verformungen sind klein gegenüber den Systemabmessungen. Unter Vernachlässigung der Schubverformung gilt für die Verkrümmung κ der Trägerachse:

$$\kappa = -\frac{d^2 w}{dx^2} = \frac{M}{EI} \quad (2.2)$$

- (5) Die Achsen der Teilquerschnitte sind im Bereich des differentiellen Elementes vor und während der Belastung parallel. Die Teilquerschnitte haben an jeder Stelle des Trägers die gleichen Durchbiegungen und Verkrümmungen.

$$w_t = w_c \quad \Rightarrow \quad \frac{d^2 w_t}{dx^2} = \frac{d^2 w_c}{dx^2} \quad (2.3)$$

- (6) Die Verbindungsmittel werden punktförmig angeordnet und in nicht zu großen Abständen gleichmäßig über die Trägerlänge verteilt.
- (7) Die Schubsteifigkeit k berechnet sich aus dem Verschiebungsmodul der Verbindungsmittel K dividiert durch deren Abstand e' in Trägerlängsrichtung.

$$k = \frac{K}{e'} \quad (2.4)$$

Es wird ein lineares Last-Verschiebungsverhalten des Schubverbindungsmittels unterstellt. Somit besteht ein linearer Zusammenhang zwischen dem Schubfluss t in der Kontaktfuge und der dadurch verursachten Verschiebung u .

$$t = k \cdot u \quad (2.5)$$

- (8) Der Träger wird nur auf Biegung beansprucht. Äußere Längskräfte bleiben unberücksichtigt.
- (9) Die Beanspruchungen werden in der vertikalen Symmetrieachse des Gesamtquerschnitts linien- bzw. punktförmig in den Biegeträger eingeleitet. Lokale Störungen des Spannungsverlaufes im Bereich der Verbindungsmittel sowie der Lasteinleitungsstellen bleiben unberücksichtigt.
- (10) Die Betrachtungen erfolgen am unverformten System. Stabilitätsprobleme werden nicht erfasst.

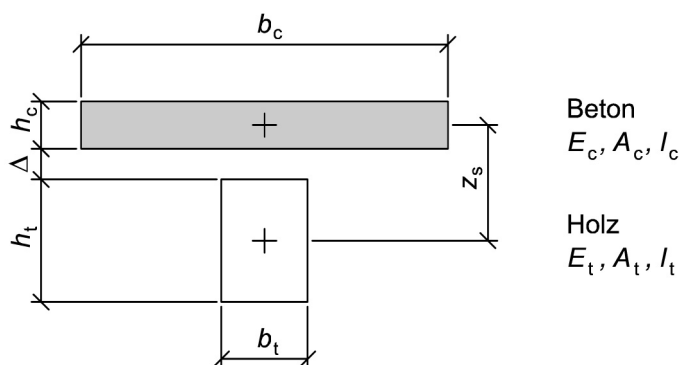


Abb. 2-2: Bezeichnungen am Holz-Beton-Verbundquerschnitt

Die angestellten Betrachtungen gelten ausschließlich für den im Holz-Beton-Verbundbau relevanten zweiteiligen Querschnitt mit den Bezeichnungen gemäß Abb. 2-2. Es besteht die Möglichkeit, dass die Betonplatte nicht unmittelbar auf dem Holzbalken liegt. Dies tritt z.B. ein, wenn die Schalung vollflächig auf dem Stegquerschnitt aus Holz aufgelegt wird. Aus diesem Grund werden die Betrachtungen an einem Holz-Beton-Verbundträger angestellt, dessen Teilquerschnitte im Abstand Δ zueinander angeordnet sind.

2.3.3 Beanspruchung infolge äußerer Lasten

2.3.3.1 Gleichgewichtsbedingungen

Die Herleitung der Differentialgleichung erfolgt an einem differentiellen Balkenelement der Länge dx . In Abb. 2-3 sind die Teilschnittgrößen des zweiteiligen nachgiebig verbundenen Querschnitts an einem solchen Trägerstück angetragen. Mit deren Hilfe kön-

nen die Gesamtschnittgrößen formuliert werden. Gemäß den getroffenen Annahmen greift am Querschnitt keine äußere Längskraft an. Die Längskräfte in den Teilquerschnitten aus Holz und Beton sind somit betragsmäßig gleich.

$$N_t + N_c = 0 \Rightarrow N_t = -N_c = N \quad (2.6)$$

$$V_E \equiv V_t + V_c \quad (2.7)$$

Das am Querschnitt angreifende Gesamtmoment M_E wird in Höhe der Schwerachse des Holzquerschnitts (Index t) bestimmt. Der Hebelarm der Längskraft N_c kann dabei durch die in Abb. 2-2 eingeführte Variable z_s ausgedrückt werden.

$$z_s = \frac{h_t}{2} + \frac{h_c}{2} + \Delta \quad (2.8)$$

$$M_E \equiv M_t + M_c - N_c \cdot z_s = M_t + M_c + N \cdot z_s \quad (2.9)$$

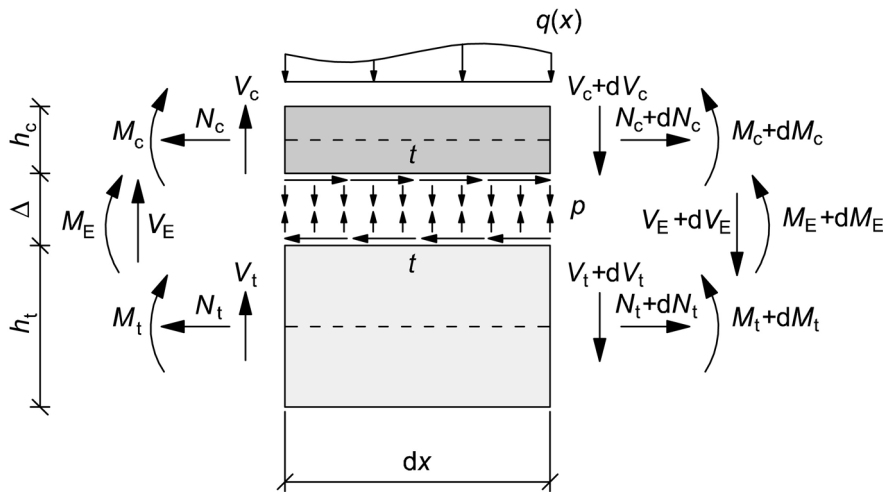


Abb. 2-3: Schnittgrößen am differentiellen Balkenelement

Das Gleichgewicht der Horizontalkräfte $\Sigma H = 0$ an den Teilquerschnitten aus Holz und Beton führt zu folgenden Gleichungen.

$$-N_c + N_c + dN_c + t \cdot dx = 0 \Rightarrow \frac{dN_c}{dx} = -t \quad (2.10)$$

$$-N_t + N_t + dN_t - t \cdot dx = 0 \Rightarrow \frac{dN_t}{dx} = t \quad (2.11)$$

Gemäß Gl. (2.6) sind die Normalkräfte in den Teilquerschnitten betragsmäßig gleich. Unter Berücksichtigung dieser Gegebenheit lässt sich aus den Gln. (2.10) und (2.11) die nachstehende allgemeingültige Gesetzmäßigkeit für den Schubfluss t in der Kontaktfläche Holz-Beton ableiten.

$$t = \frac{dN}{dx} \quad (2.12)$$

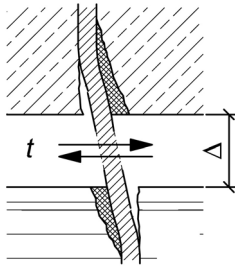


Abb. 2-4: Detaillierte Darstellung eines Verbindungsmittels in der Verbundfuge

In Abb. 2-3 ist die Übertragung des Schubflusses vom Beton- in den Holzquerschnitt entsprechend der eingangs getroffenen Annahmen nur schematisch dargestellt. In Wirklichkeit werden die Schubkräfte über die punktförmig angeordneten Verbindungsmittel übertragen. Der Schubfluss sollte nicht in Höhe der Ober- bzw. Unterseite des entsprechenden Teilquerschnitts, sondern gemäß Abb. 2-4 als in der Mitte der Zwischenschicht wirkend, angenommen werden. Das Momentengleichgewicht $\Sigma M = 0$ in Höhe der Schwerachse an der rechten Seite des jeweiligen Balkenelementes führt zu folgenden Gleichungen.

$$M_c + V_c \cdot dx - q(x) \cdot dx \cdot \frac{dx}{2} - p \cdot dx \cdot \frac{dx}{2} - t \cdot dx \cdot \left(\frac{h_c}{2} + \frac{\Delta}{2} \right) - (M_c + dM_c) = 0 \quad (2.13)$$

$$M_t + V_t \cdot dx + p \cdot dx \cdot \frac{dx}{2} - t \cdot dx \cdot \left(\frac{h_t}{2} + \frac{\Delta}{2} \right) - (M_t + dM_t) = 0 \quad (2.14)$$

Da das Quadrat des Differentials dx einen Wert klein 2. Ordnung darstellt, werden die Terme mit dem Ausdruck $dx \cdot dx$ in den Gln. (2.13) und (2.14) vernachlässigt.

$$\frac{dM_c}{dx} - V_c + t \cdot \left(\frac{h_c}{2} + \frac{\Delta}{2} \right) = 0 \quad (2.15)$$

$$-\frac{dM_t}{dx} + V_t - t \cdot \left(\frac{h_t}{2} + \frac{\Delta}{2} \right) = 0 \quad (2.16)$$

2.3.3.2 Kontinuitätsbedingungen

Um die Tragwirkung einer Verbundkonstruktion unter Belastung beschreiben zu können, müssen neben der Kräfteverteilung auch die Verformungen des Gesamtquerschnitts betrachtet werden. Die Kontinuitätsbedingung wird in der Mitte der Zwischenschicht Δ unter Verwendung von Abb. 2-5 bestimmt. Der Einfluss der Schnittgrößenänderung über die Länge des differentiellen Balkenelementes auf die Länge der betrachteten Querschnittsfaser wird dabei als Produkt zweier differentieller Größen vernachlässigt.

$$(1 + \varepsilon_{c\Delta}) \cdot dx + u + du - u - (1 + \varepsilon_{t\Delta}) \cdot dx = 0 \quad \Rightarrow \quad \frac{du}{dx} + \varepsilon_{c\Delta} - \varepsilon_{t\Delta} = 0 \quad (2.17)$$

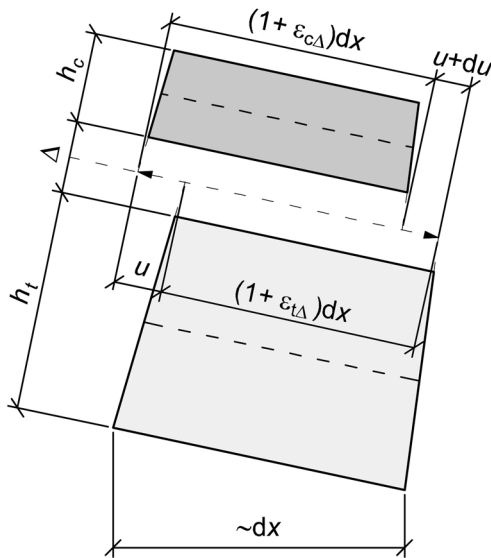


Abb. 2-5: Verformungen am differentiellen Element

Die Dehnungen des jeweiligen Teilquerschnitts bezogen auf die Mitte der Zwischenschicht Δ betragen.

$$\varepsilon_{c\Delta} = \frac{N_c}{EA_c} + \frac{M_c}{EI_c} \cdot \frac{1}{2} \cdot (h_c + \Delta) \quad (2.18)$$

$$\varepsilon_{t\Delta} = \frac{N_t}{EA_t} - \frac{M_t}{EI_t} \cdot \frac{1}{2} \cdot (h_t + \Delta) \quad (2.19)$$

Gl. (2.17) kann unter Verwendung von Gl. (2.18) und (2.19) wie folgt erweitert werden.

$$\frac{du}{dx} + \frac{N_c}{EA_c} - \frac{N_t}{EA_t} + \frac{M_c}{EI_c} \cdot \frac{1}{2} \cdot (h_c + \Delta) + \frac{M_t}{EI_t} \cdot \frac{1}{2} \cdot (h_t + \Delta) = 0 \quad (2.20)$$

Diese Gleichung lässt sich mit Hilfe der Gln. (2.2), (2.3), (2.6) und (2.8) vereinfachen.

$$\frac{du}{dx} = N \cdot \left(\frac{1}{EA_c} + \frac{1}{EA_t} \right) + \frac{d^2w}{dx^2} \cdot z_s \quad (2.21)$$

2.3.3.3 Differentialgleichung der Längskraft im Steg für Beanspruchung infolge äußerer Lasten

Die Gl. (2.21) enthält 3 Unbekannte. Der Differentialquotient der Fugenverschiebung u kann mit Hilfe der Gln. (2.5) und (2.12) durch folgenden Ausdruck ersetzt werden.

$$u = \frac{1}{k} \cdot \frac{dN}{dx} \Rightarrow \frac{du}{dx} = \frac{1}{k} \cdot \frac{d^2N}{dx^2} \quad (2.22)$$

Der Differentialquotient 2. Ordnung der Balkendurchbiegung w wird durch die nachstehende Beziehung, die mittels der Gln. (2.2), (2.3) und (2.9) abgeleitet wurde, ersetzt.

$$M_E = -EI_t \cdot \frac{d^2 w_t}{dx^2} - EI_c \cdot \frac{d^2 w_c}{dx^2} + N \cdot z_s \Rightarrow -\frac{d^2 w}{dx^2} = \frac{M_E - N \cdot z_s}{EI_t + EI_c} \quad (2.23)$$

Unter Verwendung der Gln. (2.22) und (2.23) lässt sich aus Gl. (2.21) die Differentialgleichung der Längskraft im Steg für Beanspruchung infolge äußerer Lasten ableiten.

$$\frac{d^2 N}{dx^2} - N \cdot k \cdot \left(\frac{1}{EA_c} + \frac{1}{EA_t} + \frac{z_s^2}{EI_t + EI_c} \right) = -k \cdot \frac{M_E \cdot z_s}{EI_t + EI_c} \quad (2.24)$$

2.3.4 Beanspruchung durch Zwang

2.3.4.1 Vorbetrachtungen

Bei nachgiebig verbundenen zusammengesetzten Biegeträgern aus Holz und Beton wird eine freie Verformung der Teilquerschnitte durch die in der Kontaktfuge angeordneten Verbindungsmittel behindert. Infolge von Klimaeinflüssen (Temperaturschwankung, Feuchtigkeitsänderung) und mechanischen Vorgängen im Werkstoff (Kriechen) entstehen aufgrund der variierenden Materialeigenschaften von Holz und Beton in den Teilquerschnitten Zwangsschnittgrößen, die bei der Bemessung des Tragwerks berücksichtigt werden müssen. Darüber hinaus stellen sich nicht unerhebliche Durchbiegungen ein, welche die Gebrauchstauglichkeit der Verbundkonstruktion enorm beeinträchtigen können.

2.3.4.2 Gleichgewichtsbedingungen

Zwangsbeanspruchungen entstehen ohne das Wirken einer äußeren Last. Die in Abschnitt 2.3.3.1 abgeleiteten Gesetzmäßigkeiten gelten dennoch unverändert. Es ist lediglich zu beachten, dass die äußeren Schnittgrößen V_E und M_E bei diesem Lastfall zu Null werden.

2.3.4.3 Kontinuitätsbedingungen

Im Folgenden werden nur die zeitunabhängigen Klimaeinflüsse berücksichtigt. Die Quell- und Schwindverformungen von Holz und Holzwerkstoffen werden durch die Feuchteaufnahme bzw. Feuchteabgabe beeinflusst. Da Holz auch dann noch quillt und schwindet, wenn das Kriechen der Teilquerschnitte nahezu abgeschlossen ist, wird das Quellen und Schwinden des Holzes im Rahmen dieser Arbeit als zeitunabhängig definiert. Die Auswirkungen der zeitabhängigen Klimaeinflüsse (Schwinden des Betons) und des Kriechverhaltens der Materialien Holz und Beton sowie der Schubverbindungsmittel auf das Trag- und Verformungsverhalten werden in Kapitel 6 ausführlich untersucht.

Bei einem über die Höhe des Querschnitts konstanten Temperaturanteil sowie bei Quell- bzw. Schwindvorgängen verändert ein Bauteil seine Länge. Variiert der Temperaturanteil über die Höhe des Querschnitts, verkrümmt sich das Bauteil zudem. Im Fall des elastischen bzw. starren Verbundes werden diese Verformungen durch die in der

Kontaktfuge angeordneten Schubverbindungsmitel sowie die Biegesteifigkeit der Teilquerschnitte behindert. Es entstehen Zwangsschnittgrößen, welche bei der Querschnittsbemessung berücksichtigt werden müssen. Im Folgenden wird die in [Natterer/Hoeft-87] und [Kenel-00] angegebene Differentialgleichung zur Berücksichtigung einer unterschiedlichen Längenänderung von Steg- und Gurtplattenquerschnitt um den über die Querschnittshöhe linear veränderlichen Temperaturanteil ΔT_M erweitert.

Die in Abschnitt 2.3.3.2 aufgestellte Kontinuitätsbedingung [Gl. (2.17)] gilt unverändert.

$$\frac{du}{dx} + \varepsilon_{c\Delta} - \varepsilon_{t\Delta} = 0 \quad (2.17)$$

Wird die Längenänderung des entsprechenden Teilquerschnitts nicht behindert, treten in der zu betrachtenden Querschnittsfaser infolge eines konstanten Temperaturanteils ΔT_N und des Quellens bzw. Schwindens des Holzes ε_{tsh} die folgenden Dehnungen auf.

$$\varepsilon_{c\Delta,N} = \alpha_{t,c} \cdot \Delta T_{N,c} \quad (2.25)$$

$$\varepsilon_{t\Delta,N} = \alpha_{t,t} \cdot \Delta T_{N,t} + \varepsilon_{tsh} \quad (2.26)$$

Wenn sich die Teilquerschnitte frei verkrümmen können, verursacht ein über die Höhe des Querschnitts linear veränderlicher Temperaturanteil ΔT_M in der Mitte der Zwischenschicht die nachstehenden Dehnungen.

$$\varepsilon_{c\Delta,M} = \frac{\alpha_{t,c} \cdot \Delta T_{M,c}}{2} \cdot \left(1 + \frac{\Delta}{h_c}\right) \quad (2.27)$$

$$\varepsilon_{t\Delta,M} = -\frac{\alpha_{t,t} \cdot \Delta T_{M,t}}{2} \cdot \left(1 + \frac{\Delta}{h_t}\right) \quad (2.28)$$

Werden die aus den betrachteten zeitunabhängigen Klimaeinflüssen resultierenden Dehnungen behindert, entstehen in den Teilquerschnitten die Zwangsschnittgrößen N_c , M_c , N_t und M_t . Unter Verwendung der Gln. (2.18), (2.19), (2.25), (2.26), (2.27) und (2.28) lassen sich die auf die Mitte der Zwischenschicht Δ bezogenen Dehnungen der Teilquerschnitte aus Holz bzw. Beton wie folgt berechnen.

$$\varepsilon_{c\Delta} = \frac{N_c}{EA_c} + \alpha_{t,c} \cdot \Delta T_{N,c} + \frac{M_c}{EI_c} \cdot \frac{1}{2} \cdot (h_c + \Delta) + \frac{\alpha_{t,c} \cdot \Delta T_{M,c}}{2} \cdot \left(1 + \frac{\Delta}{h_c}\right) \quad (2.29)$$

$$\varepsilon_{t\Delta} = \frac{N_t}{EA_t} + \alpha_{t,t} \cdot \Delta T_{N,t} + \varepsilon_{tsh} - \frac{M_t}{EI_t} \cdot \frac{1}{2} \cdot (h_t + \Delta) - \frac{\alpha_{t,t} \cdot \Delta T_{M,t}}{2} \cdot \left(1 + \frac{\Delta}{h_t}\right) \quad (2.30)$$

Die Verkrümmung des jeweiligen Teilquerschnitts ist nicht mehr allein vom entsprechenden Biegemoment, sondern auch von der Größe des linear veränderlichen Temperaturanteils ΔT_M abhängig. Aus diesem Grund ist es erforderlich, Gl. (2.2) wie folgt zu erweitern.

$$-\frac{d^2w}{dx^2} = \frac{M}{EI} + \frac{\alpha_t \cdot \Delta T_M}{h} \quad (2.31)$$

Die Gl. (2.17) lässt sich unter Verwendung der Gln. (2.3), (2.6), (2.8) und (2.31) folgendermaßen umstellen.

$$\frac{du}{dx} = \alpha_{t,t} \cdot \Delta T_{N,t} - \alpha_{t,c} \cdot \Delta T_{N,c} + N \cdot \left(\frac{1}{EA_c} + \frac{1}{EA_t} \right) + \frac{d^2w}{dx^2} \cdot z_s \quad (2.32)$$

2.3.4.4 Differentialgleichung der Längskraft im Steg bei Zwangsbeanspruchung

Die Gl. (2.32) enthält 3 Unbekannte. Es ist möglich, den Differentialquotienten der Fugenverschiebung durch Gl. (2.22) zu ersetzen. Der Differentialquotient 2. Ordnung der Balkendurchbiegung w kann mit Hilfe der folgenden Überlegungen in Abhängigkeit von der Längskraft N formuliert werden.

Aus Gl. (2.9) lässt sich unter Verwendung der Gln. (2.3) und (2.31) die nachstehende Gleichung zur Berechnung des Momentes im Betonquerschnitt ableiten.

$$M_c = \left(\frac{\alpha_{t,t} \cdot \Delta T_{M,t}}{h_t} - \frac{\alpha_{t,c} \cdot \Delta T_{M,c}}{h_c} - \frac{N \cdot z_s}{EI_t} \right) \cdot \frac{EI_c \cdot EI_t}{EI_c + EI_t} \quad (2.33)$$

Die Gl. (2.31) muss nach M_c umgeformt, mit Gl. (2.33) gleichgesetzt und nach dem Differentialquotienten 2. Ordnung der Balkendurchbiegung w umgestellt werden.

$$-\frac{d^2w}{dx^2} = \frac{\alpha_{t,t} \cdot \Delta T_{M,t}}{h_t} \cdot \frac{EI_t}{EI_c + EI_t} + \left(1 - \frac{EI_t}{EI_c + EI_t} \right) \cdot \frac{\alpha_{t,c} \cdot \Delta T_{M,c}}{h_c} - \frac{N \cdot z_s}{EI_c + EI_t} \quad (2.34)$$

Damit lässt sich aus Gl. (2.32) unter Verwendung der Gln. (2.22) und (2.34) die Differentialgleichung der Längskraft im Steg bei Zwangsbeanspruchung ableiten.

$$\frac{d^2N}{dx^2} - N \cdot k \cdot \left(\frac{1}{EA_c} + \frac{1}{EA_t} + \frac{z_s^2}{EI_c + EI_t} \right) = k \cdot \left\{ \begin{array}{l} \alpha_{t,t} \cdot \left(\Delta T_{N,t} - \frac{\Delta T_{M,t} \cdot z_s}{h_t} \cdot \frac{EI_t}{EI_c + EI_t} \right) + \varepsilon_{tsh} \\ -\alpha_{t,c} \cdot \left[\Delta T_{N,c} + \left(1 - \frac{EI_t}{EI_c + EI_t} \right) \cdot \frac{\Delta T_{M,c} \cdot z_s}{h_c} \right] \end{array} \right\} \quad (2.35)$$

Die Gln. (2.24) und (2.35) haben prinzipiell den gleichen Aufbau. Sie können z.B. mit dem in Abschnitt 2.5 erläuterten Differenzenverfahren numerisch gelöst werden.

2.4 Berücksichtigung der Rissbildung in der Betonplatte

In den bisherigen Betrachtungen wurde unterstellt, dass sich die Gurtplatte aus Beton über die gesamte Länge des Verbundbalkens im Zustand I befindet. Besonders bei Verbindungsmitteln mit geringer Steifigkeit ist jedoch zu erwarten, dass einige Bereiche der Betonplatte in den Zustand II übergehen. Infolge dessen vermindert sich die Biege- und Dehnsteifigkeit der Gurtplatte in diesen Bereichen. Dies muss bei der Querschnittsbemessung berücksichtigt werden, da eine verminderte Biegesteifigkeit der Betonplatte eine erhöhte Beanspruchung der Teilquerschnitte zur Folge hat.

Im Betonbau existieren geschlossene Lösungen [Litzner-94], mit denen die Biegesteifigkeit des Betonquerschnitts im Zustand II unter Berücksichtigung einer Längsbewehrung am oberen und unteren Bauteilrand berechnet werden kann. Sie sind bei reiner Biegung und Biegung mit Längskraft anwendbar. Da sich der Betonquerschnitt nicht über die gesamte Trägerlänge im Zustand II befindet, wird ein Zustand betrachtet, der zwischen voller Rissbildung und dem ungerissenen Querschnitt liegt. Dieses Mitwirken des Betons zwischen den Rissen kann in Anlehnung an [EC 2] durch einen Rissverteilungswert ζ berücksichtigt werden. Eine Übertragung dieser Methode auf die Gurtplatte von Verbundkonstruktionen aus Holz und Beton ist jedoch nicht möglich, da die Größe der im Betonquerschnitt wirkenden Gurtlängskraft N_c entlang der Trägerlänge variiert.

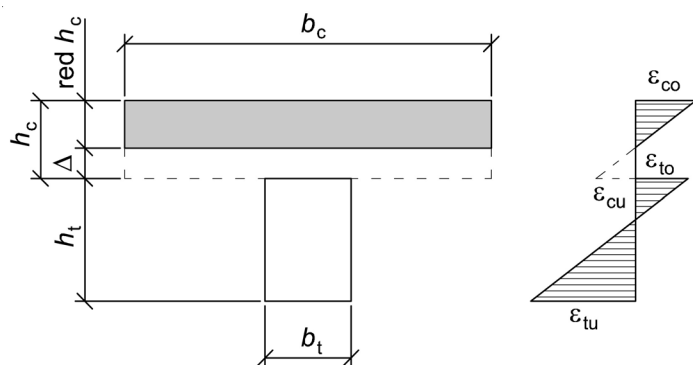


Abb. 2-6: Berücksichtigung der Rissbildung des Betons

Bei Holz-Beton-Verbundkonstruktionen kann der Einfluss der Rissbildung nur iterativ berücksichtigt werden. Wie bereits erläutert, wird infolge der Rissbildung der in der Zugzone liegende Querschnittsteil der Betonplatte unwirksam. Gemäß Abb. 2-6 entsteht zwischen Holz und Beton eine „klaffende Fuge“. Deren Höhe Δ sowie die statisch wirksame Höhe der Gurtplatte $\text{red } h_c$ lassen sich mit Kenntnis der Dehnungen an der Ober- und Unterseite des Betonquerschnitts bestimmen. Die Rechnung kann unter Verwendung dieser Werte beliebig oft wiederholt werden. Mehrere Iterationsschritte sind jedoch aufgrund des erforderlichen Zeitaufwands nur bei computergestützten Berechnungen sinnvoll.

Besonders zweckmäßig ist diese Herangehensweise beim Differenzenverfahren. Hier können die Dehnungen der Teilquerschnitte und somit auch die wirksame Höhe der Be-

tonplatte in jedem beliebigen Rasterpunkt berechnet werden. Ist der Betonquerschnitt nicht vollständig überdrückt, führt eine derartige Betrachtung zu einer über die Trägerlänge veränderlichen Höhe der Gurtplatte. In diesem Fall kann demzufolge zwischen ge- und ungerissenen Bereichen unterschieden werden.

Beim γ -Verfahren, wo $red h_c$ an der bemessungsmaßgebenden Querschnittsstelle bestimmt und als über die Trägerlänge konstant angenommen wird, liefert diese Methode auf der sicheren Seite liegende Ergebnisse.

2.5 Bemessung mit Hilfe des Differenzenverfahrens

2.5.1 Vorbetrachtungen

Wie bereits erläutert, werden beim Differenzenverfahren die Differentialquotienten in der Differentialgleichung durch einen Differenzenquotienten ersetzt. Für den Differentialquotienten in den Gln. (2.24) und (2.35) wird eine Differenzenformel 2. Ordnung benötigt. Deren Herleitung ist kurz in Abb. 2-7 beschrieben.

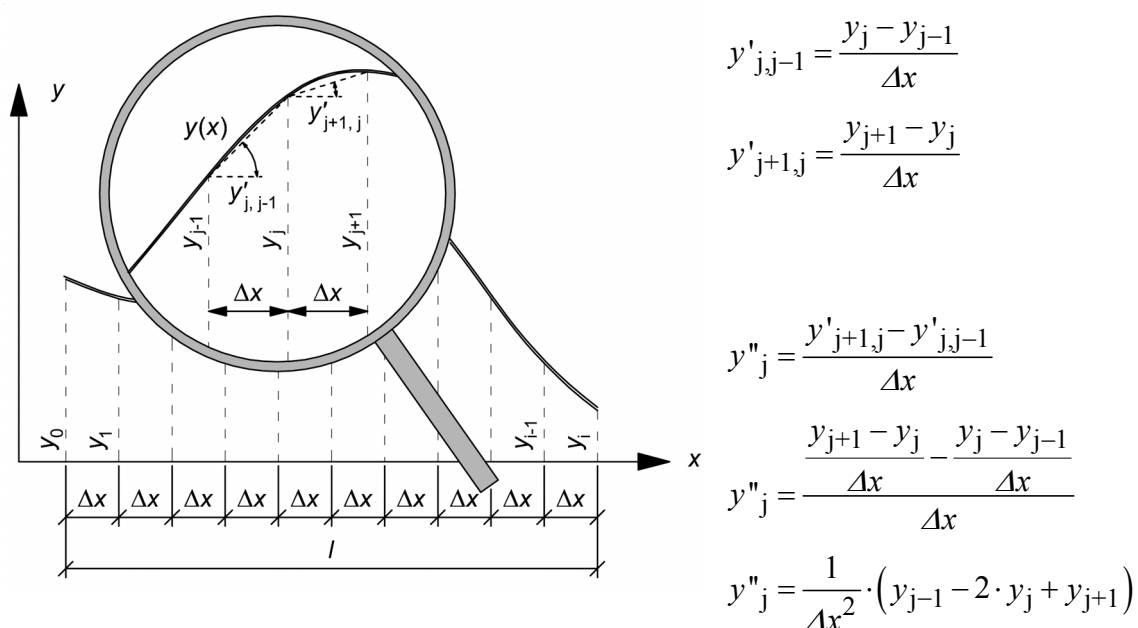


Abb. 2-7: Ableitung der Differenzenformel 2. Ordnung

Durch die Unterteilung eines Bereiches der Länge l in eine bestimmte Anzahl i von Intervallen wird ein regelmäßiges Raster erzeugt. Die Rasterpunkte haben einen Abstand von Δx . An den Rasterpunkten werden jeweils die Differenzenquotienten angeschrieben. Es ergibt sich für jeden Rasterpunkt j eine Gleichung mit einer bestimmten Anzahl von Unbekannten. Diese ist von der Ordnung der Differenzenformel abhängig. Die so entstandenen Gleichungen werden zu einem Gleichungssystem verbunden. Dieses kann infolge der symmetrischen Bandstruktur unter Berücksichtigung der Randbedingungen gelöst werden.

2.5.2 Berechnung der Schnittgrößen in den Teilquerschnitten

Die Einwirkungen auf das Gesamtsystem M_E und V_E werden im Rahmen der Schnittgrößenermittlung am entsprechenden statischen System bestimmt. Aufgrund des angenommenen linearen Verhaltens der Werkstoffe und Verbindungsmittel gilt das Superpositions-gesetz. Mit Hilfe der in Abb. 2-7 abgeleiteten Differenzenformel 2. Ordnung können die Gln. (2.24) und (2.35) in der vorab beschriebenen Art und Weise numerisch gelöst werden. Die Gleichung für den Rasterpunkt j lautet wie folgt.

$$-N_{j-1} + N_j \cdot L_j - N_{j+1} = R_j \quad (2.36)$$

mit:

$$L_j = 2 + k_j \cdot \Delta x^2 \cdot \left(\frac{1}{EA_{c,j}} + \frac{1}{EA_{t,j}} + \frac{z_{s,j}^2}{EI_{t,j} + EI_{c,j}} \right) \quad (2.37)$$

$$R_j = k_j \cdot \Delta x^2 \cdot \left\{ \begin{array}{l} -\frac{M_{E,j} \cdot z_{s,j}}{EI_{t,j} + EI_{c,j}} \\ +\alpha_{t,t} \cdot \left(\Delta T_{N,t} - \frac{\Delta T_{M,t} \cdot z_{s,j}}{h_{t,j}} \cdot \frac{EI_{t,j}}{EI_{c,j} + EI_{t,j}} \right) + \varepsilon_{tsh} \\ -\alpha_{t,c} \cdot \left[\Delta T_{N,c} + \left(1 - \frac{EI_{t,j}}{EI_{c,j} + EI_{t,j}} \right) \cdot \frac{\Delta T_{M,c} \cdot z_{s,j}}{h_{c,j}} \right] \end{array} \right\} \quad (2.38)$$

Schreibt man Gl. (2.36) für jeden Rasterpunkt j von 1 bis $i-1$ an, entsteht ein lineares Gleichungssystem. Die Randpunkte 0 und i brauchen nicht betrachtet zu werden, da beim beidseitig gelenkig gelagerten Einfeldträger die Längskraft N in diesen Punkten Null ist. Das Gleichungssystem kann mit Hilfe des GAUß'schen Eliminationsverfahrens in eine obere bzw. untere Dreiecksmatrix umgewandelt und anschließend gelöst werden. Von $j=1$ beginnend lässt sich die Längskraft N mit Hilfe der folgenden Gleichung in jedem Rasterpunkt j bestimmen.

$$N_j = \frac{\rho_{N,j} + N_{j-1}}{\lambda_{N,j}} \quad (2.39)$$

mit:

$$\lambda_{N,j} = L_j \quad \text{für } j = (i-1) \quad (2.40)$$

$$\lambda_{N,j} = L_j - \frac{1}{\lambda_{N,j+1}} \quad \text{für } 1 \leq j < (i-1)$$

$$\rho_{N,j} = -R_j \quad \text{für } j = (i-1)$$

$$\rho_{N,j} = \frac{-R_j + \rho_{N,j+1}}{\lambda_{N,j+1}} \quad \text{für } 1 \leq j < (i-1) \quad (2.41)$$

In Anlehnung an Gl. (2.12) lässt sich der Schubfluss t mit Ausnahme der Randpunkte wie folgt berechnen.

$$t_j = \frac{N_{j+1} - N_{j-1}}{2 \cdot \Delta x} \quad \text{für } 1 \leq j < i \quad (2.42)$$

In den Punkten $j = 0$ bzw. $j = i$ müssen die folgenden Gleichungen verwendet werden.

$$t_0 = \frac{-3 \cdot N_0 + 4 \cdot N_1 - N_2}{2 \cdot \Delta x} \quad \text{für } j = 0$$

$$t_i = \frac{3 \cdot N_i - 4 \cdot N_{i-1} + N_{i-2}}{2 \cdot \Delta x} \quad \text{für } j = i \quad (2.43)$$

Die Gleichungen zur Berechnung der Biegebeanspruchung in den Teilquerschnitten aus Holz und Beton im Rasterpunkt j können aus Gl. (2.9) abgeleitet werden. Mit Hilfe der Gln. (2.3) und (2.31) ist es möglich, die unbekannte Teilschnittgröße M_c bzw. M_t aus dieser Gleichung zu entfernen.

$$M_{c,j} = \left(\frac{M_{E,j}}{EI_{t,j}} + \frac{\alpha_{t,t} \cdot \Delta T_{M,t}}{h_{t,j}} - \frac{\alpha_{t,c} \cdot \Delta T_{M,c}}{h_{c,j}} - \frac{N_j \cdot z_{s,j}}{EI_{t,j}} \right) \frac{EI_{c,j} \cdot EI_{t,j}}{EI_{t,j} + EI_{c,j}} \quad (2.44)$$

$$M_{t,j} = \left(\frac{M_{E,j}}{EI_{c,j}} + \frac{\alpha_{t,c} \cdot \Delta T_{M,c}}{h_{c,j}} - \frac{\alpha_{t,t} \cdot \Delta T_{M,t}}{h_{t,j}} - \frac{N_j \cdot z_{s,j}}{EI_{c,j}} \right) \frac{EI_{t,j} \cdot EI_{c,j}}{EI_{t,j} + EI_{c,j}} \quad (2.45)$$

Die Querkraft V_t im Holzquerschnitt kann mit Ausnahme der Randpunkte in Anlehnung an Gl. (2.16) mit Hilfe der folgenden Gleichung bestimmt werden.

$$V_{t,j} = \frac{M_{t,j+1} - M_{t,j-1}}{2 \cdot \Delta x} + t_j \cdot \left(\frac{h_{t,j}}{2} + \frac{\Delta}{2} \right) \quad \text{für } 1 \leq j < i \quad (2.46)$$

In den Punkten $j = 0$ bzw. $j = i$ sind die nachstehenden Gleichungen zu verwenden.

$$V_{t,0} = \frac{-3 \cdot M_{t,0} + 4 \cdot M_{t,1} - M_{t,2}}{2 \cdot \Delta x} + t_0 \cdot \left(\frac{h_{t,0}}{2} + \frac{\Delta}{2} \right) \quad \text{für } j = 0$$

$$V_{t,i} = \frac{3 \cdot M_{t,i} - 4 \cdot M_{t,i-1} + M_{t,i-2}}{2 \cdot \Delta x} + t_i \cdot \left(\frac{h_{t,i}}{2} + \frac{\Delta}{2} \right) \quad \text{für } j = i \quad (2.47)$$

Die Querkraft V_c im Betonquerschnitt lässt sich unter Verwendung der Gln. (2.46) bzw. (2.47) mit Hilfe von Gl. (2.7) berechnen.

2.5.3 Berechnung der Durchbiegungen

Die Durchbiegungen w können mit Kenntnis der Momentenbeanspruchung im Steg unter Verwendung von Gl. (2.31) bestimmt werden. Die Lösung dieser Differentialgleichung erfolgt analog der in Abschnitt 2.5.2 beschriebenen Lösung der Differentialgleichung für die Längskraft im Steg.

Die Rasterpunkte $j = 0$ und $j = i$ sind vertikal unverschieblich gelagert. Die Durchbiegungen w in diesen Punkten ist somit gleich Null. Von $j = i - 1$ beginnend können die Durchbiegungen in jedem weiteren Rasterpunkt j mit Hilfe der folgenden Gleichungen bestimmt werden:

$$w_j = \frac{\rho_{w,j} + w_{j+1}}{\lambda_{w,j}} \quad (2.48)$$

mit:

$$\lambda_{w,j} = 2 \quad \text{für } j = 1$$

$$\lambda_{w,j} = 2 - \frac{1}{\lambda_{w,j-1}} \quad \text{für } 1 < j < i \quad (2.49)$$

$$\rho_{w,j} = \left[\frac{\alpha_{t,t} \cdot \Delta T_{M,t}}{h_{t,j}} \cdot \frac{M_{t,j}}{EI_{t,j}} \right] \cdot \Delta x^2 \quad \text{für } j = 1 \quad (2.50)$$

$$\rho_{w,j} = \left[\frac{\alpha_{t,t} \cdot \Delta T_{M,t}}{h_{t,j}} \cdot \frac{M_{t,j}}{EI_{t,j}} \right] \cdot \Delta x^2 + \frac{\rho_{w,j-1}}{\lambda_{w,j-1}} \quad \text{für } 1 < j < i$$

Der Nachweis wird im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit geführt. Es ist zu beachten, dass das im Grenzzustand der Tragfähigkeit bestimmte Moment im Stegquerschnitt aufgrund der unterschiedlichen Verschiebungsmoduln in den Grenzzuständen neu berechnet werden muss.

2.5.4 Programmablauf und programmtechnische Umsetzung

In Abb. 2-8 ist die Berechnung von Verbundkonstruktionen aus Holz und Beton noch einmal übersichtlich in einem Struktogramm dargestellt. Es sind alle Schritte erläutert, die für die Berechnung der Schnittgrößen in den Teilquerschnitten sowie der Durchbiegung des Verbundträgers erforderlich sind. Der Programmablaufplan wurde für alle im Folgenden durchgeführten Vergleichsrechnungen und Parameterstudien genutzt. Die programmtechnische Umsetzung erfolgte mit Mathcad. Mathcad ist ein Computeralgebrasystem der Firma MathSoft, das zur Durchführung technischer Berechnungen sowie der grafischen Darstellung der Resultate verwendet werden kann. Detaillierte Angaben über die Anwendungsmöglichkeiten von Mathcad in der Tragwerksplanung beinhaltet [Avak/Werkle-03].

| |
|---|
| Eingabewerte: |
| Materialeigenschaften von Beton und Holz (E_c, E_t) |
| Systemabmessungen [$b_c(x), h_c(x), b_t(x), h_t(x), l_{eff}$] |
| Verbindungsmitteleigenschaften [$K_{ser}, e'(x)$] |
| Ständige, veränderliche Einwirkungen ($G_{k,i}, Q_{k,i}$) |
| Anzahl der Rasterpunkte i festlegen und Intervallbreite Δx berechnen |
| Berechnung der Schnittgrößen im GZT $\Rightarrow M_{Ed}(x), V_{Ed}(x)$ und GZG $\Rightarrow M_{GZG}(x)$ |
| Längskraft in den Randpunkten $\Rightarrow N_0 = N_i = 0$ kN |
| Für Rasterpunkt $j = 1$ bis $i - 1$ |
| <div style="border: 1px solid black; padding: 5px;"> Berechnung der Hilfswerte $\lambda_{N,j}$ und $\rho_{N,j}$ nach Gl. (2.40) bzw. (2.41) mit Hilfe von $M_{Ed}(j \cdot \Delta x), K_u = 2/3 \cdot K_{ser}$ und $e'(j \cdot \Delta x)$ Bestimmung der Längskraft N_j mit Gl. (2.39) </div> |
| Berechnung des Schubflusses t in den Randpunkten mit Hilfe von Gl. (2.43) |
| Für Rasterpunkt $j = 1$ bis $i - 1$ |
| <div style="border: 1px solid black; padding: 5px;"> Ermittlung des Schubflusses t_j nach Gl. (2.42) </div> |
| Für Rasterpunkt $j = 0$ bis i |
| <div style="border: 1px solid black; padding: 5px;"> Berechnung der Biegebeanspruchung in den Teilquerschnitten $M_{c,j}$ und $M_{t,j}$ mit Hilfe von Gl. (2.44) bzw. (2.45) </div> |
| Bestimmung der Querkraft V_t im Holzquerschnitt in den Randpunkten mit Gl. (2.47) |
| Für Rasterpunkt $j = 1$ bis $i - 1$ |
| <div style="border: 1px solid black; padding: 5px;"> Berechnung der Querkraft im Holzquerschnitt $V_{t,j}$ mittels Gl. (2.46) </div> |
| Längskraft in den Randpunkten im GZG $\Rightarrow N_{GZG,0} = N_{GZG,i} = 0$ kN |
| Für Rasterpunkt $j = 1$ bis $i - 1$ |
| <div style="border: 1px solid black; padding: 5px;"> Berechnung der Hilfswerte $\lambda_{N,j}$ und $\rho_{N,j}$ im GZG nach Gl. (2.40) und (2.41) mit Hilfe von $M_{GZG}(j \cdot \Delta x), K_{ser}$ und $e'(j \cdot \Delta x)$ Bestimmung der Längskraft $N_{GZG,j}$ unter Verwendung von Gl. (2.39) </div> |
| Durchbiegung in den Randpunkten $\Rightarrow w_0 = w_i = 0$ mm |
| Für Rasterpunkt $j = 1$ bis $i - 1$ |
| <div style="border: 1px solid black; padding: 5px;"> Ermittlung von $M_{t,j}$ im GZG nach Gl. (2.45) mit $M_{GZG}(j \cdot \Delta x)$ und $N_{GZG,j}$ Berechnung von $\lambda_{w,j}$ und $\rho_{w,j}$ nach Gl. (2.49) und (2.50) mit $N_{GZG,j}$ und $M_{t,j}$ Bestimmung der Durchbiegung w_j mit Hilfe von Gl. (2.48) </div> |

Abb. 2-8: Programmablaufplan

2.6 Nachweis der Biege- und Schubspannungen

Die Größe der Biege- und Schubspannungen in den Teilquerschnitten aus Holz und Beton ist ein wichtiger Indikator für die Beurteilung der Standsicherheit. Die Biegespannungen können mit der aus der Festigkeitslehre bekannten Formel für einachsige Ausmittigkeit der Längskraft (2.51) bestimmt werden.

$$\sigma(z) = \frac{N}{A} + \frac{M}{I} \cdot z \quad (2.51)$$

Hingegen können die Gleichungen zur Berechnung der Schubspannungen nicht verwendet werden. Diese Gleichungen gelten nur für Querschnitte mit konstanter Längskraft. Mit ihnen kann zudem der Schubfluss t , der infolge des elastischen Verbundes in der Kontaktfuge Holz-Beton entsteht, nicht berücksichtigt werden. In Abb. 2-9 sind die in x-Richtung wirkenden Kräfte am differentiellen Element angetragen. Nach dem Gesetz der zugeordneten Schubspannungen sind die Schubspannungen in senkrecht aufeinanderstehenden Flächen gleich groß. Die Schubspannung τ_{xz} im Abstand ζ vom Koordinatenursprung beträgt demnach τ_{zx} .

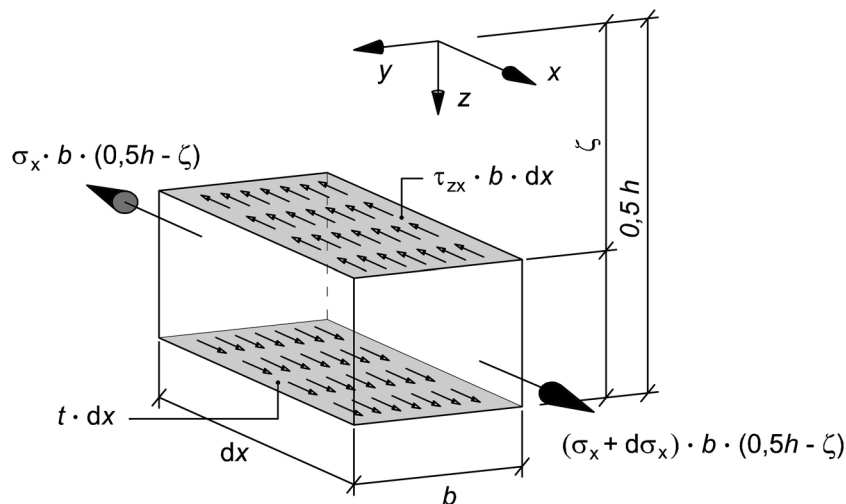


Abb. 2-9: In Richtung der Stabachse angreifende Kräfte am differentiellen Element

Mit Hilfe des Kräftegleichgewichtes in Richtung der x-Achse an dem in Abb. 2-9 dargestellten differentiellen Element kann die folgende Gleichung zur Berechnung der Schubspannungen abgeleitet werden.

$$\tau_{zx}(\zeta) = \tau_{xz}(\zeta) = \frac{t}{b} + \frac{d\sigma_x \left(\frac{h}{4} + \frac{\zeta}{2} \right)}{dx} \cdot \left(\frac{h}{2} - \zeta \right) \quad (2.52)$$

σ_x in Gl. (2.52) kann durch die Spannungsbeziehung Gl. (2.51) ersetzt werden. Das Einsetzen der differentiellen Beziehungen Gl. (2.12) bzw. (2.15) und das anschließende Vereinfachen führt auf die folgende Gleichung zur Berechnung der Schubspannung in der unteren Hälfte des Betonquerschnitts.

$$\tau_{c,u}(z) = \frac{t}{b_c} + \left\{ -\frac{t}{A_c} + \left[\frac{V_c}{I_c} - \frac{t}{I_c} \cdot \left(\frac{h_c}{2} + \frac{\Delta}{2} \right) \right] \cdot \left(\frac{h_c}{4} + \frac{z}{2} \right) \right\} \cdot \left(\frac{h_c}{2} - z \right) \quad (2.53)$$

Für die Schubspannung in der oberen Hälfte des Betonquerschnitts gilt die nachstehende Gesetzmäßigkeit.

$$\tau_{c,o}(z) = \left\{ -\frac{t}{A_c} + \left[\frac{V_c}{I_c} - \frac{t}{I_c} \cdot \left(\frac{h_c}{2} + \frac{\Delta}{2} \right) \right] \cdot \left(-\frac{h_c}{4} + \frac{z}{2} \right) \right\} \cdot \left(-\frac{h_c}{2} - z \right) \quad (2.54)$$

Die Gleichungen zur Berechnung der Schubspannungen im Holzquerschnitt können unter Verwendung der Gln. (2.12), (2.16) und (2.51) in der gleichen Art und Weise abgeleitet werden.

$$\tau_{t,o}(z) = \frac{t}{b_t} + \left\{ \frac{t}{A_t} + \left[\frac{V_t}{I_t} - \frac{t}{I_t} \cdot \left(\frac{h_t}{2} + \frac{\Delta}{2} \right) \right] \cdot \left(-\frac{h_t}{4} + \frac{z}{2} \right) \right\} \cdot \left(-\frac{h_t}{2} - z \right) \quad (2.55)$$

$$\tau_{t,u}(z) = \left\{ \frac{t}{A_t} + \left[\frac{V_t}{I_t} - \frac{t}{I_t} \cdot \left(\frac{h_t}{2} + \frac{\Delta}{2} \right) \right] \cdot \left(-\frac{h_t}{4} + \frac{z}{2} \right) \right\} \cdot \left(-\frac{h_t}{2} - z \right) \quad (2.56)$$

Der Maximalwert der Schubspannung im Teilquerschnitt aus Holz hat den folgenden Abstand zur Schubfuge.

$$z_{\max,\tau} = \max \left\{ \begin{array}{l} -\frac{I_t}{A_t} \cdot \frac{t}{V_t - t \cdot \left(\frac{h_t}{2} + \frac{\Delta}{2} \right)} \\ -\frac{h_t}{2} \end{array} \right. \quad (2.57)$$

3 Notwendigkeit neuer Verbindungsmittelkonzeptionen

3.1 Anforderungen an die Schubverbindungsmittel

3.1.1 Allgemeines

Im Hinblick auf den Einsatz bei Verbundbrücken aus Holz und Beton kann die Eignung bekannter Schubverbindungsmittel nur mit Hilfe einer Parameterstudie realistisch beurteilt werden. Lediglich im Rahmen einer Vergleichsrechnung ist es möglich, eine Leistungsbeschreibung der für Rad- und Fußwegbrücken erforderlichen Verbindungsmittel zu erstellen. Neben dem Verschiebungsmodul K , an dessen Größe in der Regel die Leistungsfähigkeit einer Verbindung beurteilt wird, ist auch die Traglast des Schubverbindungsmittels von Bedeutung. Nur wenn ein Verbindungsmittel die maximalen Einwirkungen im Grenzzustand der Tragfähigkeit aufnehmen kann, ist die Standsicherheit der Verbundkonstruktion gewährleistet. Die maximale Beanspruchung des Schubverbindungsmittels wird in erster Linie durch die Größe der äußeren Einwirkungen, die Querschnittsabmessungen und die Steifigkeit der Kontaktfuge Holz-Beton beeinflusst.

3.1.2 Parameterstudie

3.1.2.1 Grundlagen der Tragwerksplanung

Beim Entwurf und der Ausführung von Bauwerken muss sichergestellt sein, dass die Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit der Konstruktion während der gesamten Nutzungsdauer gewährleistet sind. In den neuen auf dem semiprobabilistischen Sicherheitskonzept basierenden Bemessungsvorschriften des Holz- und Betonbaus ([E DIN 1052], [DIN 1045-01]) wird zwischen den Nachweisen im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT) und denen im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (GZG) unterschieden.

Im GZT ist nachzuweisen, dass der Bemessungswert der Beanspruchung, der sich aus der ständigen, vorübergehenden bzw. außergewöhnlichen Bemessungssituation ergibt, den Bemessungswert des Querschnittswiderstandes, der von den Querschnittsabmessungen sowie den Materialeigenschaften der verwendeten Baustoffe beeinflusst wird, nicht überschreitet. Die Beanspruchung des Tragwerks wird auf der Grundlage von Werten festgelegt, die z.B. für Brückenkonstruktionen im DIN Fachbericht 101 [DIN FB 101] vorgegeben sind.

Im GZG wird nachgewiesen, dass Gebrauchseigenschaften wie z.B. Tragwerksverformungen, Rissbreiten und Materialfestigkeiten während der geplanten Nutzungsdauer ein akzeptables Niveau nicht überschreiten. Neben den mechanischen Einwirkungen müssen in diesem Rahmen auch chemische (z.B. aggressive Umweltbedingungen) und phy-

sikalische Einflüsse (z.B. das Eindringen von Wasser) berücksichtigt werden. Im Zuge der Lastannahmen für die Tragwerksplanung ist es in der Regel nicht möglich, diese Beanspruchungen rechnerisch zu erfassen. Sie werden im Betonbau z.B. durch das Einhalten einer Mindestbetonfestigkeitsklasse bzw. einer Mindestbetondeckung berücksichtigt. Im Holzbau geschieht dies im Rahmen des konstruktiven Holzschutzes durch das Einhalten baulicher Regeln.

3.1.2.2 Entwurfskriterien

Die Parameterstudie beschränkt sich auf den Brückenüberbau von beidseitig gelenkig gelagerten Einfeldträgern mit einer maximalen Stützweite von 25 m. Als Berechnungsgrundlage dienten die auf dem semiprobabilistischen Sicherheitskonzept basierenden nationalen Holz- und Betonbauvorschriften ([E DIN 1052], [DIN 1045-01]). Es wurde der in Abb. 3-1 dargestellte Brückenüberbau verwendet.

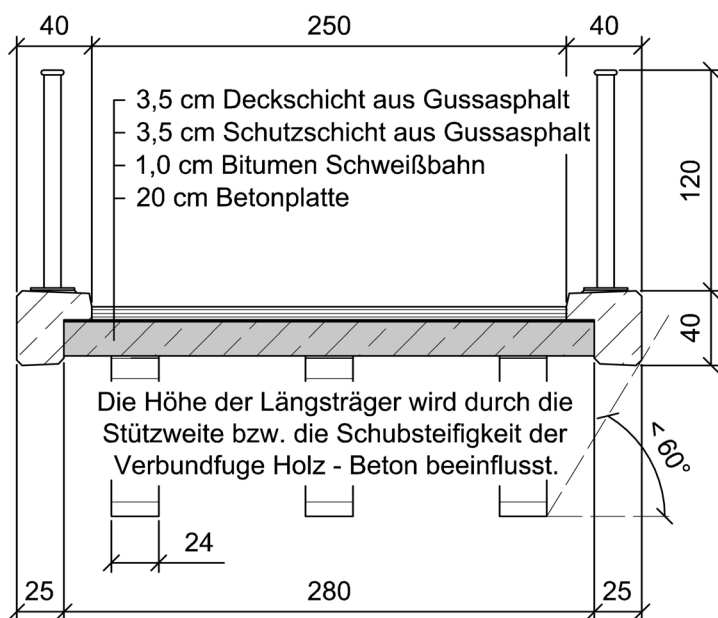


Abb. 3-1: Brückenquerschnitt

Der Abstand und die Höhe der 24 cm breiten Brettschichtholzbalken der Festigkeitsklasse GL 28h wurde in Abhängigkeit von der Brückenstützweite bzw. Steifigkeit der Schubverbindungsmittel bestimmt. Zur Gewährleistung eines ausreichenden Schlagregenschutzes der Längsträger sind die äußeren Brettschichtholzbalken so angeordnet, dass sie bei einem Einfallswinkel des Regens von 30° vor diesem geschützt sind. Die Gurtplatte aus Beton hat entsprechend der Forderungen in [ZTV-ING-3-2] eine Höhe von 20 cm. Gemäß der in [DIN 1045-01] enthaltenden Regeln zur Sicherstellung der Dauerhaftigkeit besteht die Fahrbahnplatte aus Beton der Festigkeitsklasse C30/37. Der Fahrbahnbelag ist zur Sicherstellung der Gebrauchstauglichkeit gemäß [ZTV-ING-7-1] Bild 7.1.1 ausgeführt. Die Randkappen wurden in Anlehnung an die BMV Richtzeich-

nung Kap 6 gestaltet. Entsprechend der Forderungen in [DIN 1045-01] sind sie aus Beton der Festigkeitsklasse C35/45 gefertigt.

Aufgrund der geringen Beanspruchung durch Verkehrslasten könnte für derartige Rad- und Fußwegbrücken ebenfalls eine Bitumen-Schweißbahn, die durch eine 3,5 bis 5 cm starke Gussasphaltschicht geschützt ist oder eine Versiegelung bzw. Beschichtung aus ungefülltem bzw. gefülltem Epoxidharz als Fahrbahnbelag verwendet werden. Da es sich in diesen Fällen um Sondervorschläge handelt, die aufgrund ihres geringeren Gewichtes das Trag- und Verformungsverhalten positiv beeinflussen, blieben sie im Rahmen dieser Untersuchung unberücksichtigt.

3.1.2.3 Einwirkungen und Lastkombinationen

Die maximale Verbindungsmittelbeanspruchung wurde mit Hilfe der ständigen Lastanteile des in Abb. 3-1 dargestellten Brückenüberbaus, die sich aus dem Volumen der Bauteile und der Wichte ihrer Materialien ergeben und der im DIN Fachbericht 101 [DIN FB 101] festgelegten vertikal veränderlichen Lastanteile für Rad- und Fußwegbrücken ermittelt. Das dort in Abb. 5.3 dargestellte Fahrzeug zur Berücksichtigung außergewöhnlicher Einwirkungen wurde gemäß Abschnitt 5.3.2.3 als Dienstfahrzeug in die Untersuchungen einbezogen. Vor und hinter diesem Fahrzeug war die in Abhängigkeit von der Brückenstützweite abgeminderte Flächenlast q_{fk} angeordnet. Wind-, Schnee- und Temperaturbeanspruchungen blieben im Rahmen dieser Parameterstudie unberücksichtigt.

Der Maximalwert der Verbindungsmittelbeanspruchung $\max F_{Ed,v}$ wurde iterativ bestimmt. Dies war erforderlich, da der Verlauf des Schubflusses durch die Nachgiebigkeit und die Anordnung der Verbindungsmittel beeinflusst wird. Im Gegensatz zum starren Verbund ergeben sich die Maximalwerte der Querkraft und der Verbindungsmittelbeanspruchung nicht mehr unter ein und derselben Laststellung. Das Dienstfahrzeug wurde aus diesem Grund bei den Verbundträgern mit nachgiebiger Verbundfuge solange in Brückenlängsrichtung verschoben, bis der Maximalwert der Verbindungsmittelbeanspruchung erreicht war.

Die auf den jeweiligen Längsträger einwirkende Beanspruchung wurde unter Berücksichtigung der Querverteilung der Lasten bestimmt. Im Auflagerbereich des Längsträgers hat die Querverteilungslinie den Verlauf der Einflusslinie der entsprechenden Lagerkraft am vergleichbaren starr gestützten Durchlaufträger. Die Querverteilungslinie im Bereich des Feldes muss unter Berücksichtigung der Federwirkung der Längsträger bestimmt werden. Sie entspricht der Querverteilung am elastisch gestützten Durchlaufträger.

Gemäß Abb. 3-2 berechnet sich die Federsteifigkeit C an einer beliebigen Stelle des Längsträgers aus dem Quotienten zwischen der in diesem Punkt wirkenden Einheitslast von 1 kN und der daraus resultierenden Durchbiegung w . Mit Kenntnis der Federsteifigkeit können die auf den jeweiligen Längsträger entfallenden Lastanteile bestimmt werden. Sie entsprechen den Auflagerkräften des elastisch gelagerten Durchlaufträgers.

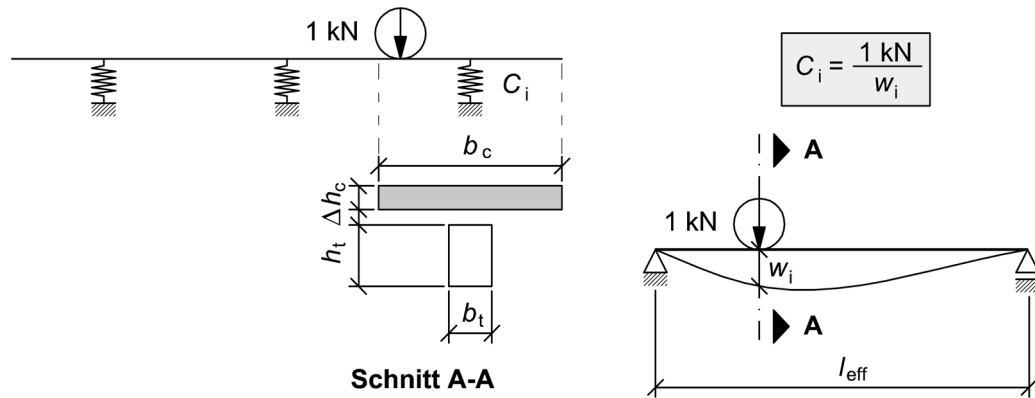


Abb. 3-2: Lastaufteilung in Querrichtung

Die maximale Beanspruchung der Verbindungsmittel im Grenzzustand der Tragfähigkeit wurde mit Hilfe der ständigen und vorübergehenden Bemessungssituation bestimmt. Das Dienstfahrzeug war grundsätzlich die maßgebende veränderliche Einwirkung. In Anlehnung an [DIN FB 101] wurde die vor und hinter diesem Fahrzeug angeordneten Flächenlast q_{fk} mit dem Faktor $\psi_0 = 0,4$ abgemindert. Die Teilsicherheitsbeiwerte der ständigen Einwirkung γ_G und der veränderlichen Einwirkung γ_Q betragen 1,35 bzw. 1,50.

3.1.2.4 Variation der Parameter

Die Untersuchung wurde an Brückenüberbauten mit Stützweiten l_{eff} von 10, 15, 20 und 25 m durchgeführt. Die Schubsteifigkeit k der Fuge betrug im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit jeweils 100, 250, 500 bzw. 2000 N/mm². Sie war über die Trägerlänge konstant. Bei den Nachweisen im Grenzzustand der Tragfähigkeit wurden diese Werte um $\frac{1}{3}$ reduziert. Den Maximalwert der Verbindungsmittelbeanspruchung lieferte ein Verbundträger mit unnachgiebiger Kontaktfuge ($k = \infty$).

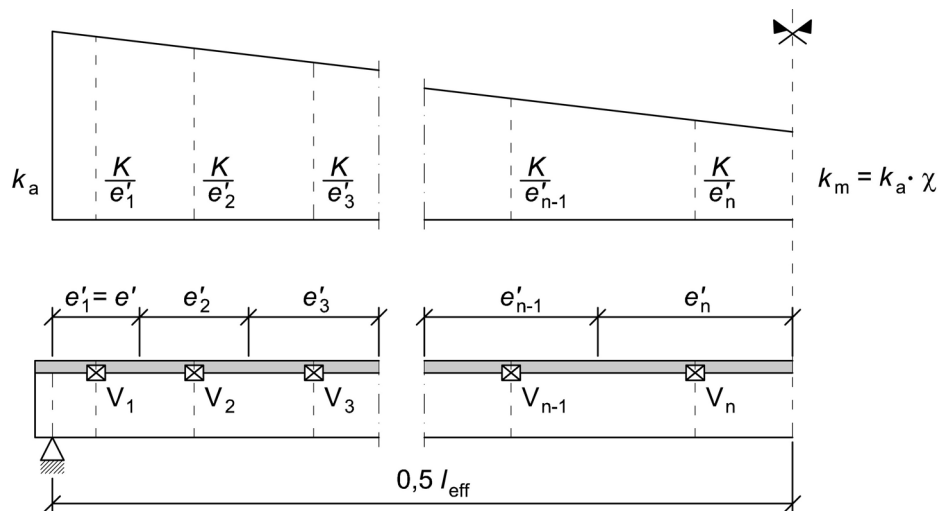


Abb. 3-3: Gestaffelte Anordnung der Schubverbindungsmittel

Die Verbindungsmittel waren in einem Abstand e' von 25, 50 bzw. 75 cm angeordnet. Verbindungsmittelabstände von 25 und 75 cm wurden jedoch nur bei einer Stützweite von 15 m in die Studie einbezogen.

Neben der über die Trägerlänge konstanten Schubsteifigkeit wurde der Einfluss einer gestaffelten Verbindungsmittelanordnung gemäß Abb. 3-3 untersucht. In den betrachteten Fällen wurde unterstellt, dass sich die Steifigkeit der Kontaktfuge Holz-Beton vom Anfang zur Mitte des Verbundträgers linear verändert. Da diese lineare Beziehung nicht bezüglich der Verbindungsmittelabstände e_1' gilt, musste das Verhältnis χ zwischen Schubsteifigkeit in Balkenmitte und der am Balkenanfang unter Berücksichtigung der minimalen Einflussbreite e' des Verbindungsmittels iterativ bestimmt werden. Der Einfluss einer Staffelung der Verbindungsmittel wurde nur bei der Brücke mit 15 m Stützweite untersucht. Die minimale Einflussbreite der Verbindungsmittel e' am Balkenanfang betrug in diesem Fall 50 cm.

Alle untersuchten Parameter sind in Abb. 3-4 zusammengestellt.

| Untersuchte Brückenquerschnitte | | Schubsteifigkeit k am Balkenanfang in N/mm^2 |
|---------------------------------|--|---|
| | | jeweils: 100, 250, 500, 2000 und ∞ |
| | | Minimaler Abstand e' der Verbindungsmittel in cm |
| | | 50 ... alle Stützweiten |
| | | 25, 75 ... $l_{\text{eff}} = 15$ m |
| | | Verhältnis χ der Schubsteifigkeit in Balkenmitte zu der am Balkenanfang in % |
| | | 100 ... alle Stützweiten |
| | | 30, 44 und 72 ... nur bei einer Stützweite von 15 m und einer minimalen Einflussbreite e' von 50 cm |

Abb. 3-4: Variation der Parameter

Die Querschnittshöhe des Holzbalkens h_t wurde so gewählt, dass die maximale Durchbiegung der Längsträger in der quasi-ständigen Bemessungssituation einen festgelegten Grenzwert nicht überschreitet. Der Kombinationsbeiwert ψ_2 für die Flächenlast q_{fk} betrug in Anlehnung an [DIN FB 101] 0,2. Das Dienstfahrzeug blieb in dieser Bemessungssituation unberücksichtigt.

In [E DIN 1052], [EC 5-1-1], [EC 5-2] und [DIN FB 101] werden keine detaillierten Aussagen zur Durchbiegungsbegrenzung bei Brückentragwerken gemacht. Nach [DIN 1074] ist bei Holzbrücken die Durchbiegung der Längsträger auf $l_{\text{eff}}/400$ zu begrenzen. Da sich dieser Wert auf die Verformung zum Zeitpunkt t_{∞} bezieht, wurde im Rahmen dieser Parameterstudie, in der Langzeiteinflüsse rechnerisch unberücksichtigt blieben, $l_{\text{eff}}/800$ als Grenzwert angesetzt. Damit wurde unterstellt, dass sich die Durchbiegungen infolge des zeitabhängigen Verhaltens der Materialien Holz und Beton bzw. der Schubverbindungsmittel vom Zeitpunkt t_0 bis t_{∞} verdoppeln. Der Einfluss der Schubverformung blieb unberücksichtigt. Bei der Festlegung der Baustoffeigenschaften des Holzes wurde angenommen, dass die Längsträger aus Brettschichtholz durch die Fahrbahnplatte aus Beton vor Witterungseinflüssen geschützt und die Holzfeuchte der Längsträger während der gesamten Nutzungsdauer zwischen 10 % und 20 % schwankt. Aufgrund dieser Annahmen wurde das Tragwerk in die Nutzungsklasse 2 eingeordnet. Die akkumulierte Dauer der charakteristischen Lasteinwirkung war länger als 1 Woche, jedoch kürzer als 6 Monate. Aufgrund der strengen Durchbiegungsbegrenzung waren die Spannungsnachweise zum Zeitpunkt t_0 unter den betrachteten Bedingungen grundsätzlich erfüllt.

3.1.2.5 Berechnungen

Die Berechnungen wurden mit Hilfe eines auf dem Differenzenverfahren basierenden Mathcad-Arbeitsblattes durchgeführt. Der in Abschnitt 2.5.4 beschriebene Programmalgorithmus diente als Grundlage. Die Zugfestigkeit des Betons blieb unberücksichtigt. Die tragende Höhe der Gurtplatte h_c wurde gemäß Abschnitt 2.4 iterativ bestimmt. Der Verbundträger wurde grundsätzlich in i Intervalle unterteilt, wobei die Breite Δx eines einzelnen Intervalls stets 1 cm betrug.

Die Berechnungen erfolgten an einem Plattenbalkenquerschnitt, dessen Beanspruchung unter Berücksichtigung der Querverteilung der Lasten bestimmt wurde. Nach Eingabe der Parameter (b_t , b_c , h_c , l_{eff} , k und e') war es erforderlich, die Höhe h_t des Holzquerschnitts zu bestimmen. Dazu wurde dieser Wert solange verändert, bis die maximale Durchbiegung im GZG unter der quasi-ständigen Lastkombination kleiner $l_{\text{eff}}/800$ war. Mit Hilfe der ständigen und vorübergehenden Bemessungssituation des GZT wurden unter Verwendung der entsprechenden bemessungsmaßgebenden Laststellungen die Spannungen überprüft und die maximalen Verbindungsmittelbeanspruchungen bestimmt. Die Werte berechneten sich durch Integration des Schubflusses t über den Einflussbereich e_1' des entsprechenden Schubverbindungsmittels. Dieser wurde vom minimalen Verbindungsmittelabstand e' und dem Verhältniswert χ beeinflusst.

Die Ergebnisse der Parameterstudie werden in den Abschnitten 3.1.3 und 3.1.4 dokumentiert und diskutiert.

3.1.3 Einfluss der Schubsteifigkeit auf die Biegesteifigkeit des Verbundquerschnittes

Bei Verbundkonstruktionen aus Holz und Beton beeinflusst die Steifigkeit der Kontaktfuge das Trag- und Verformungsverhalten erheblich. Je größer die Schubsteifigkeit k , umso geringer werden bei sonst unveränderten Querschnittsabmessungen und äußeren Beanspruchungen die Verformungen der Längsträger. Dies gilt in gleicher Weise für die Spannungen an der Ober- bzw. Unterseite des Verbundquerschnitts.

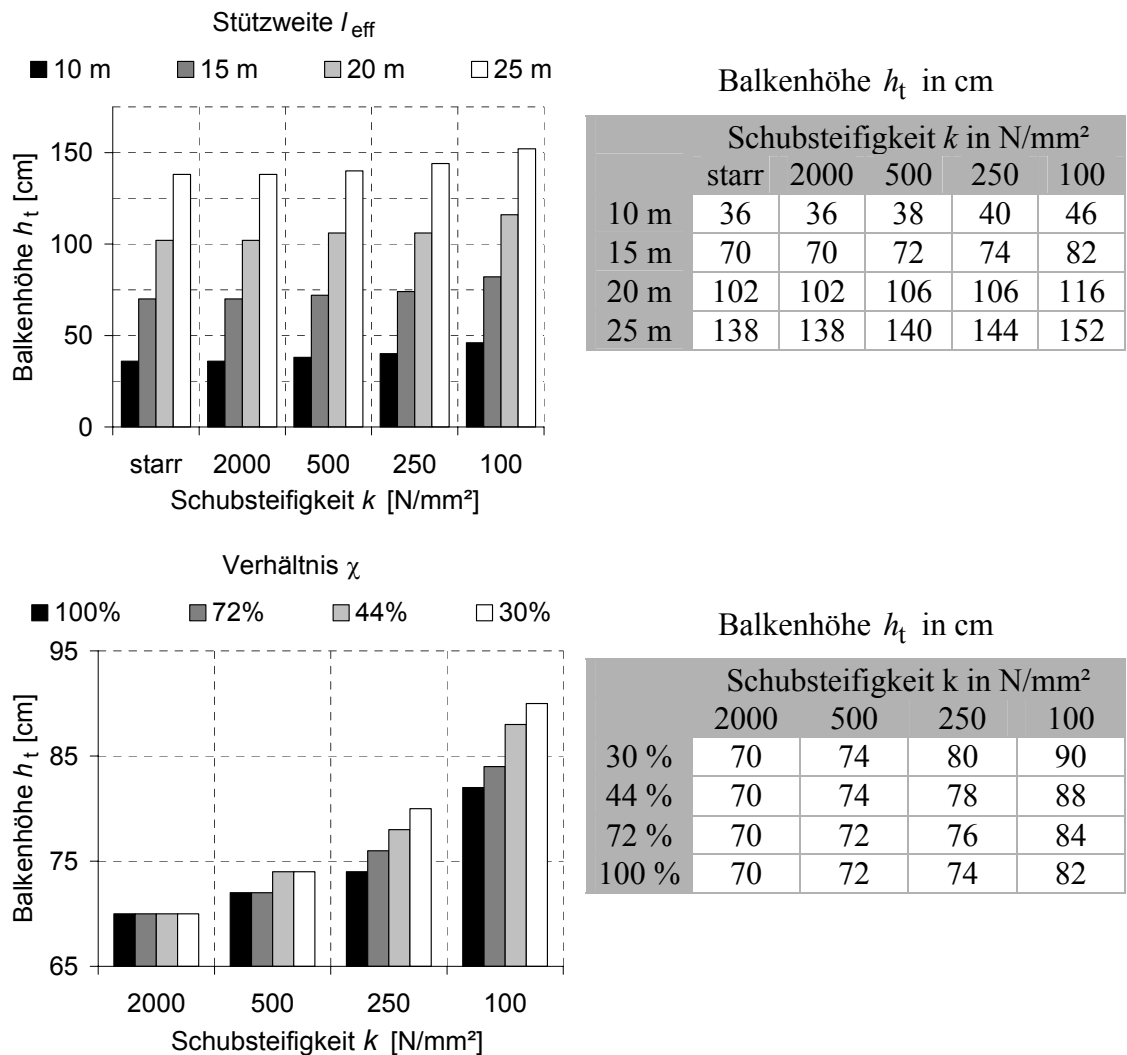


Abb. 3-5: Einfluss der Schubsteifigkeit k auf die erforderliche Höhe h_t des Holzbalkens
 oben ... erforderliche Höhe bei ungestaffelter Verbindungsmittelanordnung
 unten ... erforderliche Höhe bei gestaffelter Verbindungsmittelanordnung am
 Beispiel des Brückenüberbaus mit 15 m Spannweite

Wie bereits erläutert, wurden im Rahmen der Parameterstudie die erforderlichen Balkenhöhen h_t auf der Grundlage der Durchbiegungsbeschränkung $l_{\text{eff}}/800$ bestimmt. Die Höhe der Holzbalken wurde so festgelegt, dass die untersuchten Verbundträger trotz variierender Fugensteifigkeit annähernd die gleiche Biegesteifigkeit hatten. Der

Einfluss der Schubsteifigkeit auf die Höhe des Holzquerschnitts wird am Beispiel von Abb. 3-5 (oben) sichtbar. Für die innerhalb der Parameterstudie untersuchten Stützweiten l_{eff} sind dort die Querschnittshöhen angegeben, die zum Einhalten der oben genannten Bedingung erforderlich sind. Es wird deutlich, dass die Werte im Bereich von $k = 500 \text{ N/mm}^2$ bis zur unverschieblichen Verbundfuge nur unwesentlich voneinander abweichen. Erst unterhalb dieses Bereiches ist ein Einfluss der Verbindungsmittelnachgiebigkeit auf die Querschnittsabmessungen erkennbar.

Das Trag- und Verformungsverhalten eines Verbundträgers wird bei gestaffelter Verbindungsmittelanordnung durch den Verhältniswert χ beeinflusst. Die Biegesteifigkeit verhält sich direkt proportional zu diesem Wert. Durch eine Staffelung der Verbindungsmittel wird deren erforderliche Anzahl reduziert und eine gleichmäßigere Auslastung der Schubverbindungsmittel erreicht. In Abb. 3-5 (unten) ist am Beispiel des Brückenüberbaus mit 15 m Stützweite und einer minimalen Einflussbreite des Verbindungsmittels von 50 cm der Einfluss einer Staffelung auf die erforderliche Höhe des Holzquerschnitts dargestellt. Es kann festgestellt werden, dass ab einer Schubsteifigkeit von 500 N/mm^2 das Trag- und Verformungsverhalten des Verbundträgers nur unwesentlich durch die Staffelung beeinflusst wird. In Abhängigkeit vom Verhältniswert χ führt eine Staffelung bei Steifigkeiten kleiner 500 N/mm^2 zu erhöhten Querschnittsabmessungen. Dies hat zur Folge, dass eine geringere Anzahl von erforderlichen Verbindungsmitteln mit einer größeren Menge an Holz kompensiert wird.

3.1.4 Einfluss der Schubsteifigkeit auf die maximale Beanspruchung der Verbindungsmittel

Die Sicherheit einer Verbundkonstruktion wird besonders bei Systemen mit hoher Schubsteifigkeit durch die maximale Tragfähigkeit des Verbindungsmittels beeinflusst. In der Fuge zwischen Holzträger und Betonplatte werden von den Verbindungsmitteln Kräfte übertragen, die die Schubspannungen eines homogenen Materials ersetzen. Für eine unnachgiebige Verbundfuge kann der obere Grenzwert der zulässigen Verbindungsmittelbeanspruchung $\lim F_{\text{Ed,v}}$ näherungsweise mit Hilfe der folgenden Gleichung bestimmt werden:

$$\lim F_{\text{Ed,v}} \approx b_t \cdot e' \cdot f_{\text{v,d}} \quad (3.1)$$

Dieser Wert unterstellt, dass die extremale Schubspannung exakt im Bereich der Verbundfuge auftritt und gleich der zulässigen Materialfestigkeit ist. Für die im Rahmen der Parameterstudie untersuchten Brückenüberbauten beträgt dieser Grenzwert bei einem Verbindungsmittelabstand von 50 cm rund 200 kN.

Abb. 3-6 verdeutlicht den Einfluss der Fugensteifigkeit k auf die maximale Beanspruchung der Verbindungsmittel $\max F_{\text{Ed,v}}$ im GZT. Je größer die Schubsteifigkeit der Fuge, umso höher ist die Beanspruchung der Verbindungsmittel. Der oben genannte Grenzwert $\lim F_{\text{Ed,v}}$ wurde in diesen Fällen nicht erreicht, da die maximalen Schubspannungen im Bereich der Fuge deutlich unter der zulässigen Schubfestigkeit des Hol-

zes lagen. Abb. 3-6 zeigt, dass die Stützweite der Brücke keinen nennenswerten Einfluss auf die maximale Verbindungsmittelbeanspruchung hat. Weiterhin ist erkennbar, dass eine Staffelung bis zu einer Schubsteifigkeit von 250 N/mm² zu einer deutlichen Entlastung der Verbindungsmittel führt. Dies liegt in erster Linie an den erhöhten Abmessungen des Holzquerschnitts (siehe Abb. 3-5). Sie führen zur Verringerung des Schubflusses und infolge dessen zu einer geringeren Beanspruchung der Verbindungsmittel.

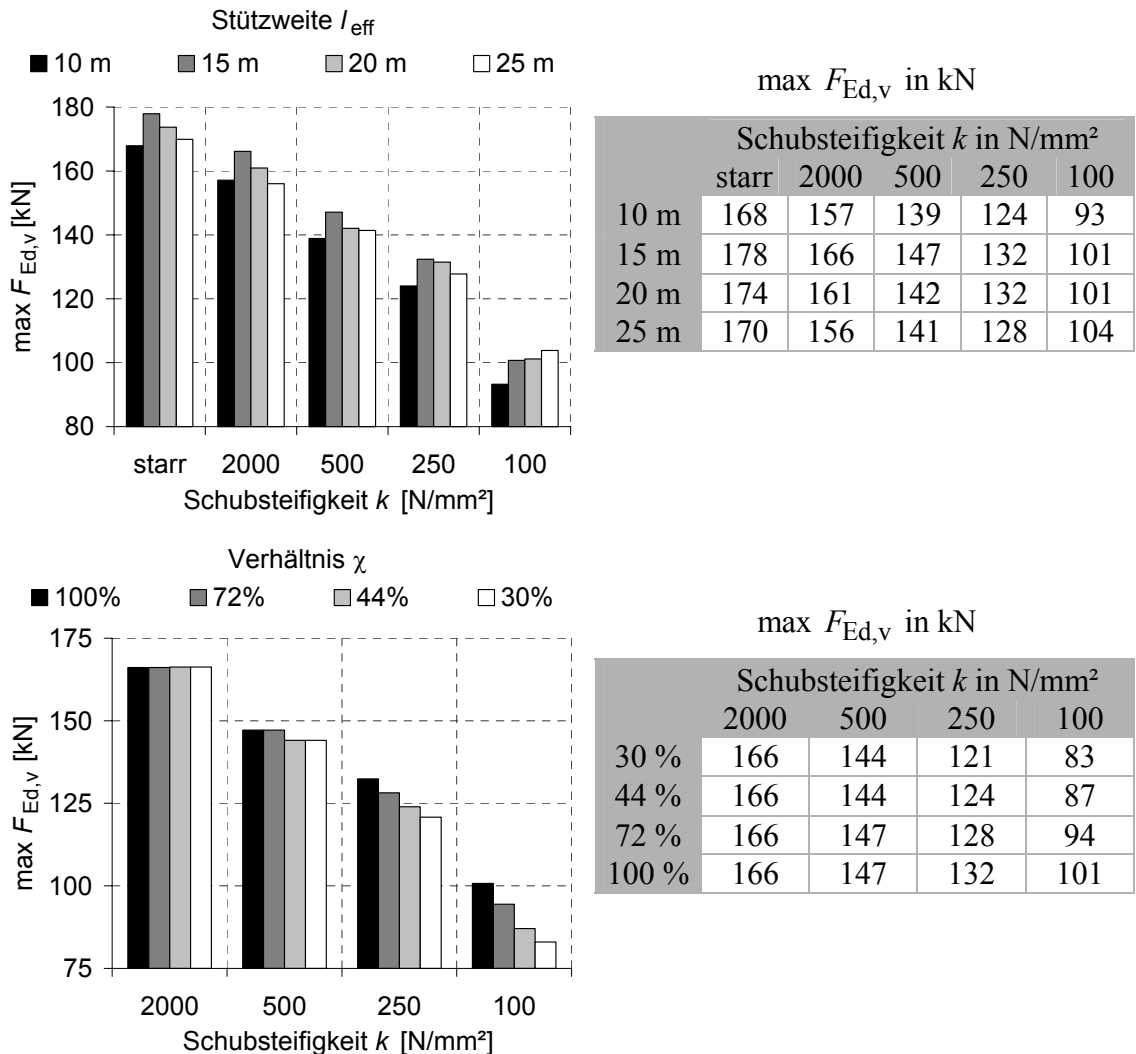


Abb. 3-6: Einfluss der Schubsteifigkeit k auf die maximale Beanspruchung $\max F_{Ed,v}$ des Verbindungsmittels im GZT

oben ... maximale Beanspruchung bei ungestaffelter Verbindungsmittelanordnung
 unten ... maximale Beanspruchung bei gestaffelter Verbindungsmittelanordnung
 am Beispiel des Brückenüberbaus mit 15 m Spannweite

Der minimal zulässige Verbindungsmittelabstand e' wird in der Regel so festgelegt, dass die Schubkräfte sicher vom Beton in den Holzquerschnitt eingeleitet werden können. Aufgrund unterschiedlicher Aufbauten und Wirkungsprinzipien ist der im Rahmen

der Parameterstudie festgelegte Mindestwert von 50 cm nicht bei allen Schubverbindungen erforderlich bzw. ausreichend. Wie Abb. 3-7 verdeutlicht, können die Ergebnisse bei ungestaffelter Verbindungsmittelanordnung in einfacher Art und Weise auf andere von 50 cm abweichende Abstände übertragen werden. Es ist lediglich erforderlich, die in Abb. 3-6 dargestellte maximale Verbindungsmittelbeanspruchung mit dem durch 50 cm geteilten Wert des erforderlichen minimalen Verbindungsmittelabstandes zu multiplizieren.

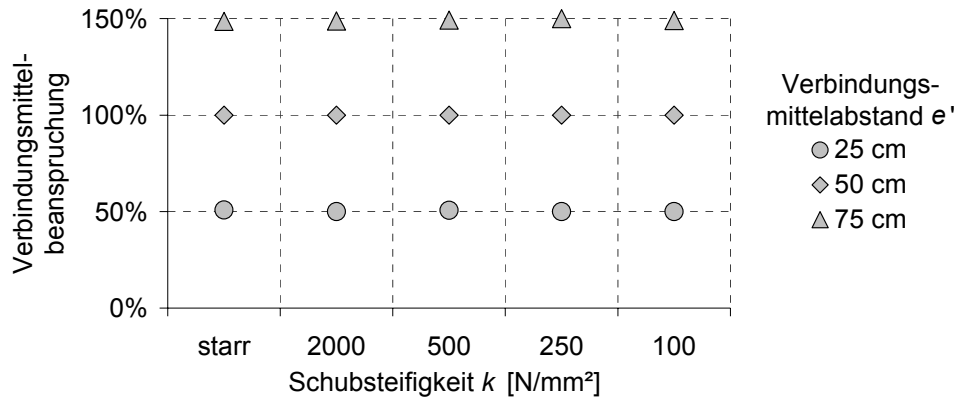


Abb. 3-7: Einfluss des Verbindungsmittelabstandes auf die maximale Beanspruchung bei über die Trägerlänge konstanter Schubsteifigkeit ($e' = 50 \text{ cm} \hat{=} 100\%$)

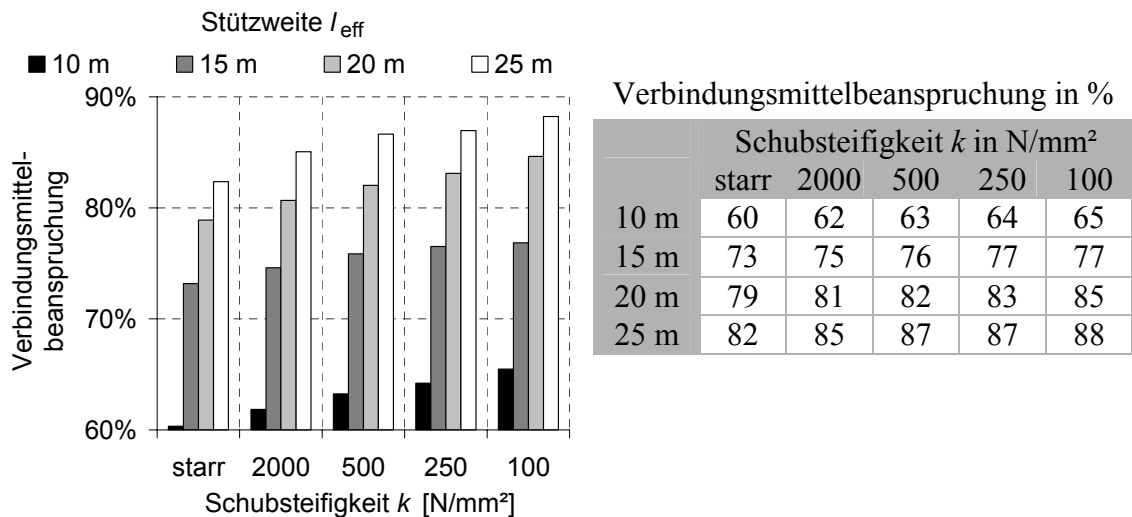


Abb. 3-8: Vergleich der maximalen Verbindungsmittelbeanspruchung bei Brücken mit und ohne Dienstfahrzeug ($\hat{=} 100\%$)

Der Einfluss des Dienstfahrzeuges auf die maximale Beanspruchung des Verbindungsmittels wird am Beispiel von Abb. 3-8 deutlich. Die im Rahmen der Parameterstudie verwendeten Querschnittsabmessungen sind bei Brücken mit und ohne Dienstfahrzeug gleich, da die Höhe der Längsträger im GZG mit Hilfe der quasi-ständigen Lastkombi-

nation bestimmt werden, die dieses Fahrzeug nicht berücksichtigt. Im Diagramm ist erkennbar, dass die maximale Beanspruchung der Verbindungsmittel mit größer werdender Stützweite immer weniger durch das Dienstfahrzeug beeinflusst wird. So beträgt sie bei einer Stützweite von 10 m nur ca. 65 % der maximalen Beanspruchung eines durch das Dienstfahrzeug belasteten Brückenüberbaus. Bei 25 m Stützweite sind es bereits ca. 85 %.

3.1.5 Erkenntnisse

Die Parameterstudie hat gezeigt, dass der starre Verbund zwar das Optimum für eine Verbundkonstruktion aus Holz und Beton darstellt, jedoch nicht zwingend erforderlich ist. Bereits bei einer Schubsteifigkeit k von ca. 500 N/mm² wurde eine beachtliche Verbundwirkung zwischen den Teilquerschnitten erreicht. Dies entspricht bei einem minimalen Verbindungsmittelabstand e' von 50 cm einem Verschiebungsmodul K_{ser} von 250 kN/mm. Um die in der Kontaktfuge Holz-Beton entstehenden Schubkräfte sicher von der Gurtplatte in den Stegquerschnitt übertragen zu können, muss das Verbindungsmittel bei dieser Schubsteifigkeit im GZT einen rechnerischen Bauteilwiderstand $F_{\text{Rd,v}}$ von etwa 140 kN haben. Unter der Annahme eines Material Sicherheitsfaktors für Beton von 1,5 bedeutet dies, dass die 5 % Quantilwerte der im Bauteilversuch ermittelten Traglasten erf $F_{\text{u};0,05}$ ca. 210 kN betragen müssen.

In Tabelle 3-1 sind die bei einer Schubsteifigkeit k von 500 N/mm² erforderlichen Schubmoduln K_{ser} und 5 % Quantilwerte der Traglasten erf $F_{\text{u};0,05}$ für verschiedene minimal zulässige Verbindungsmittelabstände e' angegeben. Zusätzlich wird der geschätzte Mittelwert der Traglast erf F_{um} genannt, da aufgrund der geringen Anzahl von Versuchskörpern in den meisten recherchierten Versuchsberichten eine Angabe des 5 % Quantils nicht erfolgte. Weil die Streuung der Versuchsergebnisse und somit deren Standardabweichung nicht bekannt sind, wurde ein Verhältnis 5 % Quantilwert zu Mittelwert der Versuchsergebnisse von 0,75 angesetzt. Die Wahl dieses Wertes erfolgte in Anlehnung an [Eligehausen/Mallée-00]. Dort wurde er im Rahmen von Zulassungsversuchen an Metalldübeln bestimmt.

Tabelle 3-1: Leistungsbeschreibung der für Rad- und Fußwegbrücken erforderlichen Schubverbindungsmittel (gerundete Werte)

| e' in cm | 10 | 20 | 35 | 50 | 65 |
|-------------------------------|----|-----|-----|-----|-----|
| K_{ser} in kN/mm | 50 | 100 | 175 | 250 | 325 |
| erf $F_{\text{u};0,05}$ in kN | 40 | 85 | 150 | 210 | 270 |
| erf F_{um} in kN | 60 | 110 | 200 | 280 | 360 |

3.2 Analyse verschiedener Wirkungsprinzipien von Verbindungsmitteln

3.2.1 Vorbetrachtungen

Wie bereits erwähnt, wurden in den vergangenen Jahren umfangreiche Untersuchungen zum Trag- und Verformungsverhalten verschiedener Schubverbindungsmittel durchgeführt. Derzeit sind eine Reihe von Verbindungsmitteln bekannt, deren Effizienz maßgeblich durch die Nachgiebigkeit, die Tragfähigkeit, die Herstellungskosten und den Montageaufwand beeinflusst werden. Schubverbindungsmittel verhindern auf unterschiedliche Art und Weise Relativverschiebungen zwischen Holz und Beton. Die Wirkungsprinzipien von Verbindungsmitteln des Holz-Beton-Verbundbaus lassen sich in Anlehnung an [Natterer/Hoeft-92] wie folgt differenzieren:

- Verbund mittels stabförmiger Verbindungsmittel,
- formschlüssige Verbindungen,
- Klebeverbindungen
- und Verbindungen mit eingelassenen, eingepressten bzw. angeschraubten Spezialstahlteilen.

In [Natterer/Hoeft-92] sind zahlreiche Literaturquellen aufgelistet, in denen Untersuchungen zum Trag- und Verformungsverhalten verschiedener Schubverbindungsmittel beschrieben sind. NATTERER und HOEFT versuchten, ein übersichtliches Ordnungsprinzip zur Eingliederung aller bekannten Verbindungsmittel zu schaffen. Da sich die Holz-Beton-Verbundbauweise aber in einem Stadium befindet, das durch die ständige Neu- und Weiterentwicklung von Schubverbindungsmitteln geprägt ist, hat diese Auflistung nur den Charakter einer Momentaufnahme.

In diesem Abschnitt sollen das Trag- und Verformungsverhalten der einzelnen Wirkungsprinzipien beschrieben, sowie ihre Vor- und Nachteile erläutert werden. Ziel dieser Betrachtungen ist es, die Eignung verschiedener Schubverbindungsmittel in Bezug auf den Einsatz bei Rad- und Fußwegbrücken zu überprüfen. Verbindungsmittel die speziell für die Brettstapelbauweise entwickelt wurden, sind nicht Bestandteil dieser Analyse. Auf einen direkten Vergleich der unterschiedlichen experimentell untersuchten Verbundsysteme wird verzichtet, weil die Vielzahl verschiedener Versuchsaufbauten, die Unterschiede in den Prüfkörperabmessungen, sowie die abweichenden Belastungsverfahren eine objektive Gegenüberstellung nicht sinnvoll machen.

3.2.2 Stabförmige Verbindungsmittel

Zur Übertragung der Schubkräfte zwischen Holz und Beton können grundsätzlich alle mechanischen Verbindungsmittel des konstruktiven Holzbaus verwendet werden. Das Trag- und Verformungsverhalten von Nägeln, Schrauben, Klammern, Stabdübeln, Gewindestäben sowie Betonstählen wurde bereits umfangreich experimentell untersucht

(u.a. [Godycki et al.-84], [Küng-87], [Blaß et al.-95], [Postulka-97]). Diese stabförmigen Verbindungsmittel wurden senkrecht bzw. schräg zur Kontaktfuge Holz-Beton angeordnet.

3.2.2.1 Senkrecht angeordnete stabförmige Verbindungsmittel

Die Steifigkeit von senkrecht zur Fuge Holz-Beton angeordneten stabförmigen Verbindungsmitteln wird maßgebend durch ihre Biegesteifigkeit sowie die Lochleibungsfestigkeiten von Holz bzw. Beton beeinflusst. Sie verschlechtert sich erheblich, wenn die Betonplatte nicht direkt auf dem Holzbalken aufliegt. Dies ist dann der Fall, wenn eine verlorene Schalung zwischen Gurt- und Stegquerschnitt angeordnet wird. Zur Gewährleistung einer steifen und tragfähigen Verbindung sollte diese Schalung im Bereich der Schubverbindungsmittel unterbrochen werden und die Verankerung der Verbindungsmittel direkt im Stegquerschnitt erfolgen.

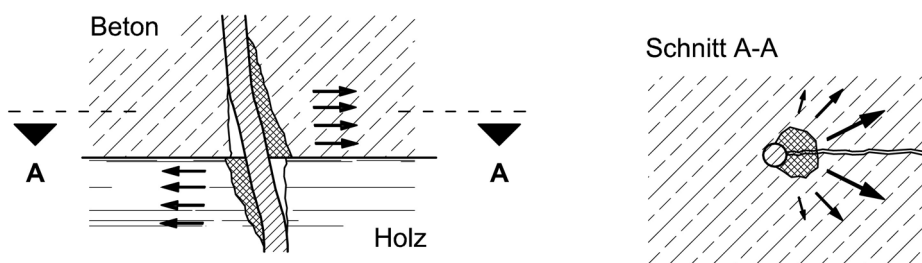


Abb. 3-9: Senkrecht angeordnetes stabförmiges Verbindungsmittel nach Überschreiten der Lochleibungsfestigkeit von Holz und Beton

Bedingt durch die hohe Lochleibungsfestigkeit des Betons verhält sich ein stabförmiges Verbindungsmittel in diesem Material deutlich steifer als in Holzwerkstoffen. Bei Holz kommt es aufgrund des nachgiebigen Materialverhaltens bereits bei geringer Belastung zu großen Verformungen. Ein Versagen infolge Abscheren kann bei rechtwinklig zur Fuge eingebauten stabförmigen Verbindungsmitteln dennoch ausgeschlossen werden, da auch der Beton die hohen Lochleibungsdrücke nicht unbeschadet aufnehmen kann. Bei kleinen Relativverschiebungen zwischen Holz und Beton wird der Scherwiderstand der Verbindung in erster Linie durch die Biegesteifigkeit des Verbindungsmittels bestimmt. Sind die Verformungen zwischen Holz und Beton größer, werden die Verbindungsmittel zunehmend durch Querkraft beansprucht. Die Tragkraft kann in diesem Fall nur dann gesteigert bzw. konstant gehalten werden, wenn das stabförmige Schubverbindungsmittel wirksam im Holz- und Betonquerschnitt verankert ist.

Im unbewehrten Beton erfolgt das Versagen bei senkrecht zur Kontaktfuge Holz-Beton angeordneten Verbindungsmitteln, eine ausreichende Verankerung im Holzquerschnitt vorausgesetzt, durch das Spalten des Betons, durch das Ausbrechen des Betons im Bereich der Schubverbindungsmittel bzw. durch das Herausziehen des Verbindungsmittels aus der Gurtplatte. Die zunehmenden Relativverschiebungen verursachen im unteren Bereich der Verankerung hohe Druckkräfte im Beton. Diese breiten sich kreisförmig

aus, wodurch im Bereich hinter dem Verbindungsmittel Spaltzugkräfte und infolge der geringen Zugfestigkeit des Betons Längsrisse entstehen (siehe Abb. 3-9). Diese Rissbildung kann durch das Einlegen einer Spaltzugbewehrung unterbunden werden. Durch die Verwendung eines Bewehrungsgitters werden zudem das kegelförmige Ausbrechen des Betons im Bereich der Schubverbindungsmittel verhindert und das plastische Verformungsverhalten positiv beeinflusst. Ein Einsatz von Stahlfaserbeton ist ebenfalls denkbar [Zajicek/Bölskey-89]. Das Herausziehen des Verbindungsmittels kann in der Regel nur durch eine effektive Verankerung verhindert werden. Eine Methode stellt dabei das Aufschießen eines Ankerkörpers dar.

Das Herausziehen des Verbindungsmittels aus dem Holzbalken tritt dann ein, wenn es ausreichend in der Gurtplatte aus Beton verankert ist. In Abhängigkeit von der Verankerungsart des Verbindungsmittels (Nageln, Schrauben bzw. Kleben) ergeben sich unterschiedliche Tragfähigkeiten. Grundsätzlich gilt für jede Art der Verankerung: je größer die Verankerungslänge, umso höher die Traglast des Verbindungsmittels.

3.2.2.2 Schräg angeordnete stabförmige Verbindungsmittel

Eine schräge Anordnung ist besonders bei Verbindungsmitteln mit geringer Biegesteifigkeit vorteilhaft. In [Timmermann/Meierhofer-93] wird deutlich, dass bei Versuchskörpern mit zugbeanspruchten schrägen bzw. gekreuzten Verbindern im Gebrauchslastbereich deutlich geringere Verschiebungen zwischen den Teilquerschnitten auftreten als bei Versuchskörpern mit senkrechter Anordnung der Schubverbindungsmittel. Zwischen den Prüfkörpern mit einem Winkel von 45° und denen mit 60° wurden keine nennenswerten Unterschiede im Last-Verformungsverhalten beobachtet. Bei dieser Anordnung wird das Verbundverhalten des Verbindungsmittels durch eine zwischen Gurtplatten- und Stegquerschnitt angeordnete Schalung nur unwesentlich beeinflusst.

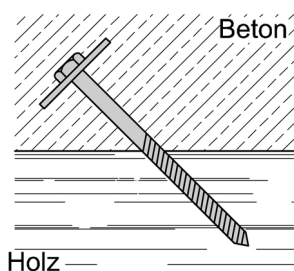


Abb. 3-10: Schräg angeordnetes stabförmiges Verbindungsmittel

Das Trag- und Verformungsverhalten von schräg angeordneten stabförmigen Verbindungsmitteln wird in erster Linie durch die Wirksamkeit der Verankerung im Holz- und Betonquerschnitt beeinflusst. Holzseitig stellt das Einleimen eine wirksame Methode dar. Die stabförmigen Verbindungsmittel können z.B. mit Hilfe von Epoxidharzkleber im Holzwerkstoff verankert werden. Der Nachteil einer derartigen Verbindung zwischen Holz und Stahl ist das stark ausgeprägte Kriechverhalten des Klebers, das aufgrund der dauerhaften Zugbeanspruchung nicht vernachlässigt werden darf. Eine Alter-

native stellt die Verwendung von Holzschrauben dar. Bei ihnen wird die Verankerung durch die Gewindegänge der Schraube realisiert. Auch hier gilt: je größer die Einbinde-tiefe im Holz umso größer die Traglast der Verbindung.

Für eine effektive Verankerung der Verbindungsmittel im Beton sollten an deren Enden Ankerkörper befestigt werden. Zur Gewährleistung eines ausreichenden plastischen Verformungsvermögens ist es erforderlich, das Ausbrechen des Verbindungsmittels aus dem Beton durch eine Bewehrung zu verhindern. Grundsätzlich gelten die gleichen konstruktiven Regeln wie bei senkrecht angeordneten stabförmigen Verbindungsmitteln (siehe Abschnitt 3.2.2.1).

Das kreuzweise Anordnen der Verbindungsmittel ist bei Hochbaukonstruktionen nicht zwingend erforderlich, da die Druckkräfte auch über Betondruckstreben vom Beton in den Holzwerkstoff übertragen werden können (siehe Abb. 3-10). Bei Brückenkonstruktionen sind die Schubverbindungsmittel aufgrund des möglichen Wechsels der Schubbeanspruchung infolge Verkehr grundsätzlich kreuzweise anzuordnen.

3.2.2.3 Einsatz von stabförmigen Verbindungsmitteln bei Rad- und Fußwegbrücken

In Tabelle 3-2 sind die experimentell bestimmten Mittelwerte der Traglasten F_{um} und der Verschiebungsmoduln K_{ser} von ausgewählten stabförmigen Verbindungsmitteln dargestellt.

Tabelle 3-2: Mittelwerte der Traglasten F_{um} und Verschiebungsmoduln K_{ser} ausgewählter stabförmiger Verbindungsmittel

| | est e' in cm | K_{ser} in kN/mm | F_{um} in kN |
|---|-------------------|-----------------------|----------------------|
| Senkrecht eingeleimter Stabdübel Ø 16 mm; Beton B300 mit feinmaschigem Gitter im Bereich der Verbindungsmittel; altes Holz Quelle: [Zajicek/Bölskey-89] | 20 | 27 | 40 |
| 2 Schrauben unter $\pm 45^\circ$ ohne Zwischenschicht; Beton B25; Balken aus Brettschichtholz Quelle: [Blaß et al.-95] | 15 | 29 | 22 |
| Schräg eingeleimte Gewindestange M24; Beton B25; Balken aus Brettschichtholz Quelle: [Höhmann/Siemers-98] | 25 | 134 | ca. 70 ¹⁾ |
| Schräg eingeschraubte Sechskantholzschraube $d = 16$ mm & Dübel Geka $d = 85$ mm, zweiseitig; Stahlfaserbeton B25; Balken aus Brettschichtholz Quelle: [Hemmy/Droese-00] | 25 | 126 | 73 |

¹⁾ ... geschätzter Wert

In Abhängigkeit von der vorhandenen Breite des Holzbalkens besteht auf Grund der Abmessungen von stabförmigen Verbindungsmitteln die Möglichkeit, mehrere stabförmige Verbindungsmittel nebeneinander anzuordnen. Bei der in der Parameterstudie verwendeten Balkenbreite von 24 cm würden demnach theoretisch alle in Tabelle 3-2 aufgelisteten Schubverbindungsmittel die in Tabelle 3-1 genannten Leistungsanforderungen erfüllen. Es kann jedoch besonders bei den Verbindungen mit großen Bolzen bzw. Stabdurchmessern nicht ausgeschlossen werden, dass sich n nebeneinander angeordnete Verbindungsmittel aufgrund unzureichender Achsabstände gegenseitig beeinflussen. In diesem Fall wäre die Versagenslast deutlich kleiner als der n -fache Wert der Traglast des einzelnen Verbindungsmittels. Demnach bleibt zu klären, welche Achsabstände erforderlich sind, um die Traglast einer Gruppe von stabförmigen Verbindungsmitteln nicht zu beeinflussen und wie deren Traglast abzumindern ist, wenn die erforderlichen Abstände nicht eingehalten werden können.

Die Verwendung von Elementplatten ermöglicht es, auf eine kostspielige Schalung zu verzichten. Sollen die Längsträger wirksam vor direkten Witterungseinflüssen geschützt werden, ist es jedoch erforderlich, an den Seiten der Brücke Kragplatten anzuordnen (siehe Abschnitt 3.1.2.2). In diesem Fall sind Elementplatten quer über die Längsträger zu legen. Um den Schubverbund zwischen Gurt und Steg zu gewährleisten, müssen die Elementplatten Aussparungen im Bereich der Schubverbindungsmittel haben. Bedingt durch den geringen Verbindungsmittelabstand in Balkenlängsrichtung sind diese jedoch kaum realisierbar. Zudem behindern die teilweise sehr geringen Verbindungsmittelabstände das Verlegen der Bewehrung in Plattenquerrichtung erheblich. Besonders bei den schräg angeordneten stabförmigen Verbindungsmitteln besteht die Gefahr, dass die Verbindungsmittel heruntergetreten werden. Die Steifigkeit der Kontaktfuge Holz-Beton würde sich in diesem Fall erheblich verringern.

3.2.3 Formschlüssige Verbindungen

Bei formschlüssigen Verbindungen werden die Schubkräfte durch eine Verzahnung zwischen Holzträger und Betonplatte übertragen. Der Formschluss wird durch das Ausbetonieren von in den Holzträger eingefrästen Löchern bzw. Nuten erstellt. Die Formen und Abmessungen der bisher untersuchten Fräsungen variieren stark. Zur Aufnahme von rechtwinklig zur Verbindungsfuge auftretenden Zugkräften werden u.a. Bewehrungsstähle in den Holzwerkstoff eingeschlagen bzw. eingeleimt. Dadurch wird ein Abheben der Betonplatte vom Längsträger aus Holz verhindert.

Bedingt durch die Leistungsfähigkeit damaliger Holzbearbeitungsmaschinen bestanden die ersten Formschlussverbindungen aus Kerben, die quer zur Balkenlängsachse über die gesamte Breite des Holzes angeordnet waren. Das Last-Verformungsverhalten dieser Verbindung war dadurch gekennzeichnet, dass bereits im Bereich kleiner Beanspruchungen ein nicht unerheblicher Schlupf auftrat. Ursache könnte das schnelle Entweichen des Anmachwassers über die an den Seitenflächen des Holzbalkens angebrachte Verschalung sein. Ein schnelles Austrocknen des plastisch verformbaren Betons führt

zu einer Verringerung des Betonvolumens. Die als plastisches Schwinden bezeichnete Volumenverminderung ist bei hohen w/z-Werten besonders ausgeprägt. Dieses für den Beton typische Verhalten kann nicht verhindert werden. Es besteht jedoch die Möglichkeit, durch eine geänderte Form der Ausfräsung sowie deren Abdichtung, die z.B. mit Hilfe eines Bitumenanstrichs erfolgen kann, den Anfangsschlupf zu minimieren. Die Verwendung einer schwindarmen Betonrezeptur ist ebenfalls denkbar.

3.2.3.1 Unbewehrte formschlüssige Verbindungen

In die Gruppe der unbewehrten Formschlussverbindungen sind jene Verbindungsmittel einzuordnen, bei denen keine wirksame Bewehrung zur Steigerung der Zugfestigkeit des Betons angeordnet ist. Schrauben und eingeleimte Bewehrungsstäbe, die z.B. mittig in der Verzahnung angeordnet sind und lediglich ein Abheben der Gurtplatte verhindern, stellen demnach keine wirksame Bewehrung dar.

Die Schubkräfte werden über den nach dem Erhärten des Betons entstandenen Formschluss von der Gurtplatte aus Beton in den Holzquerschnitt übertragen. Die Steifigkeit der Verbindung wird in erster Linie durch die Größe der Lasteinleitungsfläche zwischen Holz und Beton bestimmt. Infolge des exzentrischen Lastangriffs entsteht im Anschnitt der Verzahnung ein Versatzmoment. Dieses verursacht eine Verdrehung des „Zahnes“ und führt zu einer ungleichmäßigen Belastung der Kontaktfläche zwischen Holz und Beton. Die Relativverschiebungen zwischen den Werkstoffen nehmen in diesem Fall erheblich zu. Versagensursache ist in der Regel ein Abscheren des Zahnes oder das Ausbrechen eines mittig in der Verzahnung angeordneten Bewehrungselementes aus der Gurtplatte.

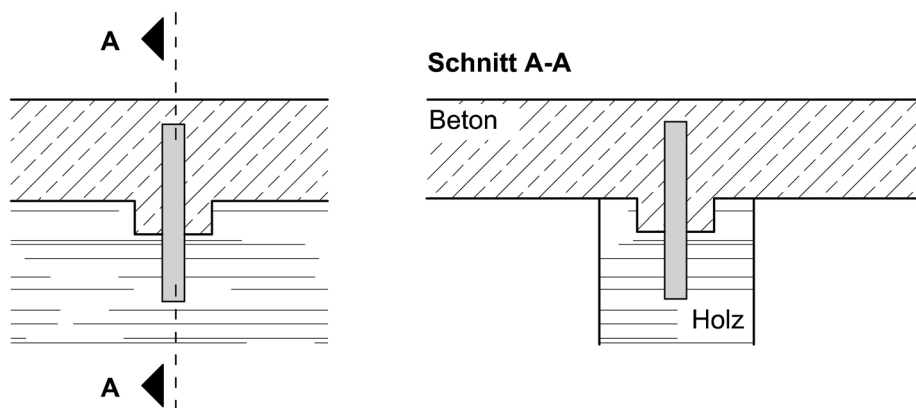


Abb. 3-11: Unbewehrte formschlüssige Verbindung nach [Werner-92]

3.2.3.2 Bewehrte formschlüssige Verbindungen

Durch eine Bewehrung kann die Tragfähigkeit von formschlüssigen Verbindungen erheblich gesteigert werden. Auf das Verformungsverhalten im Gebrauchslastbereich hat die Bewehrung jedoch keinen Einfluss. In [Avak/Glaser-02] wird gezeigt, wie durch eine wirksame Nockengeometrie und Bewehrungsanordnung bzw. -führung die bei un-

bewehrten Verzahnungen beobachteten Versagensursachen verhindert und so das Tragverhalten derartiger Schubverbindungsmittel positiv beeinflusst werden kann. Es wird vorgeschlagen, die Bewehrung in einer rechteckigen Ausfräsung mit dem kleinst möglichen Abstand zur gezogenen Randfaser anzuordnen. Dadurch werden die statische Höhe und somit die Tragfähigkeit der Verzahnung erheblich gesteigert. Das Bewehrungselement zur Aufnahme der Zugkräfte, die infolge der geneigten Druckstrebe senkrecht zur Schubfuge entstehen, muss kraftschlüssig in der Gurtplatte und innerhalb der Nocke verankert werden. Die Verankerung der Bewehrung in der Gurtplatte ist aufgrund der Verwendung eines U-förmigen Bewehrungselementes relativ unproblematisch. In der Verzahnung kann eine wirksame Verankerung selbst bei der Verwendung von Querstäben und einem kleinen Verhältnis zwischen erforderlicher und gewählter Zugbewehrung erst ab Tiefen des „Zahnes“ von ca. 50 mm erfolgen. Auf Grund dieser nicht unerheblichen Querschnittsschwächung ist die Verwendung dieses Schubverbindungsmittels nur bei größeren Balkenabmessungen sinnvoll.

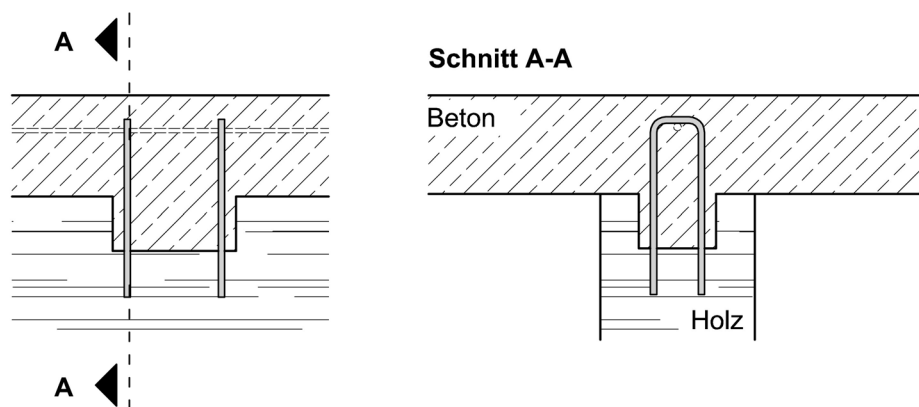


Abb. 3-12: Bewehrte formschlüssige Verbindung nach [Avak/Glaser-02]

Das Abheben der Gurtplatte kann wie bei den unbewehrten Formschlussverbindungen durch das Einleimen des Bewehrungselementes in den Holzbalken verhindert werden. Dies ist unproblematisch, da derartige Klebeverbindungen nicht ständig durch Zugkräfte beansprucht sind.

3.2.3.3 Vorgespannte formschlüssige Verbindungen

In [Natterer/Hoeft-92] wird ein Schubverbindungsmittel vorgestellt, das durch die Kombination von Formschluss und Quervorspannung einen äußerst wirksamen Verbund zwischen Holz und Beton ermöglicht. Die Quervorspannung wird durch Spezialdübel, die mittig im Bereich der Verzahnung in den Holzwerkstoff eingeleimt sind, realisiert. Die Dübel werden nach dem Betonieren und Aushärten der Gurtplatte vorgespannt. Dadurch wird die Betonplatte mit der auf den Dübel wirkenden Vorspannkraft gegen den Holzquerschnitt gepresst. Der so entstandene Reibschluss ermöglicht die Übertragung der Schubkräfte im Gebrauchslastbereich. Nach Überwindung des Reibungswiderstandes wird die Schubkraftübertragung durch die Verzahnung sicherge-

stellt. Um eine hohe Tragfähigkeit und ein äußerst duktilen Verhalten des Schubverbindungsmittels zu garantieren, ist die Verzahnung mit einem Bewehrungskorb armiert. Die im Holzbalken eingeleimten Dübel verhindern darüber hinaus das Abheben der Gurtplatte.

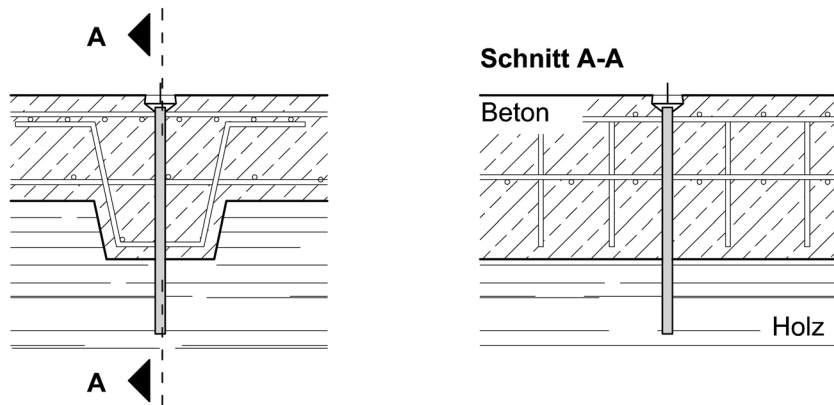


Abb. 3-13: Vorgespannte formschlüssige Verbindung nach [Natterer/Hoeft-92]

3.2.3.4 Einsatz von formschlüssigen Verbindungen bei Rad- und Fußwegbrücken

In Tabelle 3-3 sind die experimentell bestimmten Mittelwerte der Traglasten F_{um} und der Verschiebungsmoduln K_{ser} von ausgewählten Formschlussverbindungen dargestellt.

Tabelle 3-3: Mittelwerte der Traglasten F_{um} und Verschiebungsmoduln K_{ser} ausgewählter formschlüssiger Verbindungen

| | est e' in cm | K_{ser} in kN/mm | F_{um} in kN |
|--|-------------------|------------------------|-------------------|
| Betonnocke \varnothing 70 mm & zentrisch eingebauter Stabstahl \varnothing 20 mm ; Beton B25; Balken aus Nadelvollholz Quelle: [Blaß et al.-95] | 20 | 80 | 51 |
| Konsol-Nocke (160 mm x 100 mm x 70 mm); Beton C16/20; Balken aus Nadelvollholz S10 Quelle: [Avak/Glaser-02] | 35 | 184 | 150 |
| Verbundsystem mit Kerbe und eingeleimten Hilti Dübeln, Balkenbreite 160 mm; keine Angaben zum Beton; Konstruktionsvollholz Quelle: [Frangi-99] | 50 | ca. 1000 ¹⁾ | ca. 120 |

¹⁾ ... Schätzung

Grundsätzlich erfüllt keines der genannten Schubverbindungsmittel die in Tabelle 3-1 aufgelisteten Leistungsanforderungen. Gemäß [Avak/Glaser-02] wird jedoch die Tragfähigkeit der Konsol-Nocke durch die Nockenabmessungen und die Betondruckfestigkeit beeinflusst. Demnach würden eine höhere Betonfestigkeitsklasse (gemäß [DIN 1045-01] ist für die Gurtplatte mindestens ein C30/37 erforderlich) sowie eine geringfügig breitere Nocke die Tragfähigkeit dieses Verbindungsmittels so erhöhen, dass es den in Tabelle 3-1 genannten Ansprüchen genügt.

Die vorgespannten formschlüssigen Verbindungen sind trotz der hohen Steifigkeit aufgrund der geringen Tragfähigkeit für Balkenbrücken nicht geeignet. Wie praktische Anwendungsfälle belegen, ist ein Einsatz dieses Verbindungsmittels in Plattenbrücken aus Holz und Beton (Brettstapelelementen und Betonplatte) möglich ([Natterer/Pflug-97], [N. N.-00]). Es sollte jedoch berücksichtigt werden, dass das zeitabhängige Verhalten von Holz und Beton das Trag- und Verformungsverhalten dieses Verbindungsmittels beeinflusst. Die Vorspannkraft und somit die Größe des Reibungswiderstandes reduziert sich infolge des Langzeitverhaltens erheblich. Über die Größe dieser Verluste gibt es keine detaillierten Angaben. Es kann davon ausgegangen werden, dass sie wie bei den im Betonbau verwendeten Metalldübeln ca. 50 % betragen [Eligehausen/Mallée-00]. Es ist möglich, die Verluste durch ein Nachspannen zu kompensieren. Da jedoch bei Brückenkonstruktionen kurz nach dem Betonieren der Gurtplatte der Fahrbahnbelag eingebaut wird, ist ein Nachspannen der Dübel in der Regel nicht realisierbar.

3.2.4 Klebeverbindungen

Eine starre Verbindung zwischen Holz und Beton kann nur durch Klebung realisiert werden. Es gibt mehrere Möglichkeiten, eine Klebverbindung zwischen diesen Werkstoffen herzustellen. Eine ist das Verleimen des Holzbalkens mit einer vorgefertigten Betonplatte [Pincus-70]. Der Holzbalken bzw. das Betonfertigteile werden z.B. mit Epoxidharzkleber eingestrichen und im Anschluss zusammengefügt. Eine dauerhafte Verklebung der Teilquerschnitte kann jedoch nur bei dünnen Klebefugen (in der Regel unter 1 mm) gewährleistet werden. Dickere Klebefugen kriechen und schwinden äußerst stark und beeinflussen so das Tragverhalten der Klebeverbindung erheblich. Die Qualität derartiger Klebeverbindungen wird besonders durch die Maßhaltigkeit des Holzbalkens bzw. des Betonfertigteils beeinflusst.

Die Herstellung eines Klebeverbundes ist jedoch nicht nur auf die Verwendung von vorgefertigten Gurtquerschnitten aus Beton beschränkt. So werden in [Erler-92] Verbundkonstruktionen aus Holz und Polymerbeton vorgestellt. Der Polymerbeton, ein mit Kiessand gefülltes Reaktionsharz, wird als Ortbeton auf den Holzwerkstoff aufgebracht. Die Tragfähigkeit der Verbundfuge wird nach dem Aushärten des Kunstharzbetons durch den Haftverbund zwischen Holz und Polymerbeton erzielt. Leider ist diese Lösung aufgrund der hohen Kosten, die durch die Verwendung des Polymerbetons entstehen, bei größeren Verbundkonstruktionen wirtschaftlich nicht vertretbar. Eine weitere

Methode zur Herstellung einer Klebeverbindung ist das „nass-in-nass“ Verfahren [Brunner/Gerber-99]. Bei diesem Verfahren wird auf den Holzwerkstoff zuerst ein Spezialklebstoff aufgetragen und im Anschluss, noch vor dessen Aushärten, der Beton eingebaut. Der Betoniervorgang muss spätestens 45 Minuten nach dem Auftragen des Klebers beendet sein, da sonst die kraftschlüssige Verbindung zwischen Holz und Beton nicht gewährleistet ist.

Die Qualität einer Klebeverbindung ist abhängig von der Haftung des Klebers an den Fügeflächen, der molekularen Festigkeit und Verklammerung der Moleküle innerhalb des Klebstoffes sowie der Eigenfestigkeit der Fügeflächen. Eine gründliche Vorbereitung der Oberflächen ist von großer Bedeutung, da eine verschmutzte Oberfläche die Tragfähigkeit der Verbindung erheblich herabgesetzt. Klebeverbindungen sollten grundsätzlich nur durch Druck- bzw. Scherkräfte beansprucht werden. Zugkräfte sind zu vermeiden, da eine gleichmäßige Belastung der Klebefuge nicht gewährleistet werden kann. Die infolge von Zugkräften entstehende schälende Beanspruchung führt zu Spannungsspitzen, die in der Regel ein örtliches Versagen der Klebnaht zur Folge haben. Das Versagen tritt in diesem Fall schlagartig ein. Aufgrund des spröden Verformungsverhaltens von Klebeverbindungen besteht die Gefahr des Reißverschlusseffektes, bei dem der Klebeverbund wegen fehlender Plastifizierungsreserven vom Trägerende her versagt. Da dieses Verhalten bei Konstruktionen des Holz-Beton-Verbundbaus nicht ausgeschlossen werden kann, müssten neben der Klebeverbindung auch mechanische Verbindungsmittel angeordnet werden.

3.2.5 Spezialstahlteile

Im Hinblick auf eine erfolgreiche Vermarktung besitzen Spezialstahlteile ein erhebliches wirtschaftliches Potential. Dies ist sicherlich auch der Grund für die zahlreichen Neuentwicklungen der letzten Jahre. Bis Ende der 80-iger Jahre des letzten Jahrhunderts wurden in erster Linie Dübel besonderer Bauart bzw. Nagelplatten verwendet. Speziell auf den Holz-Beton-Verbundbau abgestimmte Formteile aus Stahl gab es zu diesem Zeitpunkt noch nicht. Erst zu Beginn der 90-iger Jahre begann man aufgrund des gestiegenen Interesses an dieser Bauweise mit der Entwicklung derartiger Verbindungsmittel.

Bei Spezialstahlteilen werden die Schubkräfte über die in der Gurtplatte einbetonierten Formteile aus Stahl vom Beton in den Teilquerschnitt aus Holz übertragen. Der Aufbau dieser Spezialstahlteile ist grundlegend gleich. Sie setzen sich aus zwei zusammengefügte einzelnen Verbindungsmitteln zusammen. Dabei werden grundsätzlich bewährte Schubverbindungsmittel des Holz- und Betonbaus miteinander kombiniert. So wird eine wirksame Verankerung im jeweiligen Teilquerschnitt gewährleistet.

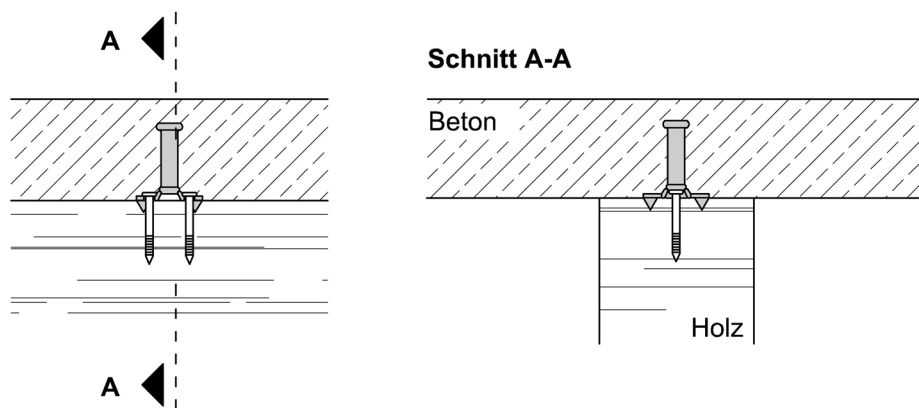


Abb. 3-14: Eingepresstes Spezialstahlteil nach [Amadio et al.-01]

3.2.5.1 Verankerung der Spezialstahlteile im Holzwerkstoff

Holzseitig erfolgt die Verankerung über maschinell passend ausgearbeitete Vertiefungen (eingelassene Spezialstahlteile) oder durch Dornen bzw. Zacken, die sich an dem Formteil befinden (eingepresste Spezialstahlteile). Das Verformungsverhalten wird in erster Linie von der Größe der Krafteinleitungsfläche bestimmt. Aufgrund der geringen Lochleibungsfestigkeit des Holzes gilt: je kleiner die Krafteinleitungsfläche umso nachgiebiger das Verformungsverhalten des Verbindungsmittels.

Das Tragverhalten eingelassener Spezialstahlteile gleicht holzseitig dem der Formschlussverbindung. Die Formteile aus Stahl werden in maschinell passend ausgearbeitete Vertiefungen eingesetzt. Computergesteuerte Holzbearbeitungsmaschinen ermöglichen es, auch schwierigste Konturen schnell und preiswert aus dem Holzwerkstoff auszuarbeiten. Durch die dabei erzielte Passgenauigkeit wird der Anfangsschlupf zwischen Verbindungsmittel und Holzquerschnitt erheblich reduziert. Zur Aufnahme vertikaler Abtriebskräfte sind die Formteile zusätzlich z.B. mit Hilfe von Schrauben im Holzquerschnitt verankert.

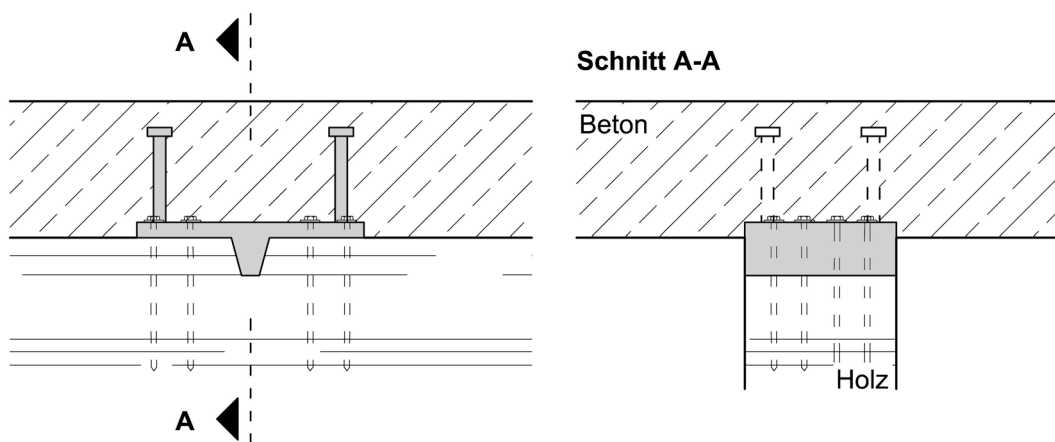


Abb. 3-15: Eingelassenes Spezialstahlteil nach [Steurer-99]

Eingepresste Spezialstahlteile haben holzseitig einen ähnlichen Aufbau wie Einpressdübel. Die Übertragung der Schubkräfte erfolgt über in den Holzwerkstoff eingedrückte Dorne oder Zacken. Um den erforderlichen Einpressdruck zu gewährleisten sowie ein Rückfedern des Formteils zu verhindern, sind diese Verbindungsmittel zusätzlich mit Hilfe von Schrauben bzw. Sondernägeln gesichert. Dadurch können auch vertikale Zugkräfte übertragen werden. Der Vorteil gegenüber den eingelassenen Spezialstahlteilen ist, dass zum Einbau derartiger Verbindungsmittel kein Spezialwerkzeug erforderlich ist.

3.2.5.2 Verankerung der Spezialstahlteile im Beton

Im Beton sind die Spezialstahlteile in der Regel mit Hilfe von bauaufsichtlich zugelassenen Kopfbolzendübeln verankert. Das Trag- und Verformungsverhalten von Kopfbolzen entspricht im Grunde dem von rechtwinklig zur Fuge eingebauten stabförmigen Verbindungsmitteln. Als Folge hoher örtlicher Pressungen plastiziert der Beton im Bereich des Dübelfußes. Dies führt zu ersten Relativverschiebungen zwischen Dübel und Beton. Mit zunehmendem Schlupf verschiebt sich die Druckkraft vom Fuß des Dübels in das Innere der Gurtplatte. Der Dübel wird zunehmend auf Biegung beansprucht. Ist der Dübel ausreichend in der Betonplatte verankert, wird er infolge eines Biegebruchs versagen, anderenfalls wird der Beton kegelförmig um den Kopfbolzen ausbrechen. Das Ausziehen des Dübels aus dem Beton muss aufgrund des Dübelkopfes nicht befürchtet werden.

Vereinzelt wurden auch schon Versuche unternommen, die Spezialstahlteile mit Hilfe von profilierten Bewehrungsstäben zu verankern. Dies kann bei richtiger Anordnung der Bewehrung sehr wirksam sein. Am effektivsten ist eine horizontal angeordnete Rückhängebewehrung. Die Kräfte können in diesem Fall über die Profilierungen im Stabstahl auf den Beton übertragen werden (siehe Abb. 3-16).

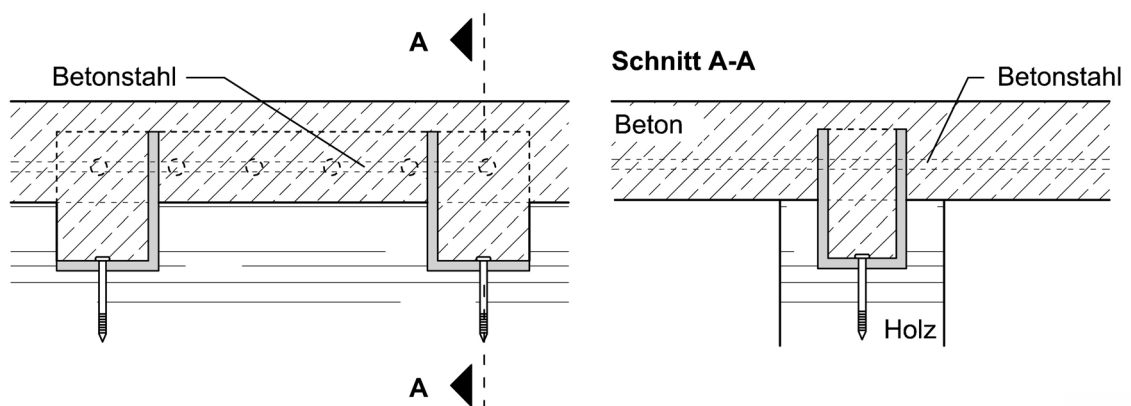


Abb. 3-16: Eingelassenes Spezialstahlteil nach [Liebl/Steuerwald-00]

3.2.5.3 Einsatz von Spezialstahlteilen bei Rad- und Fußwegbrücken

In Tabelle 3-4 sind die experimentell bestimmten Mittelwerte der Traglasten F_{um} und der Verschiebungsmoduln K_{ser} von ausgewählten stabförmigen Verbindungsmitteln dargestellt. Die Vielzahl der bekannten Spezialstahlteile wurde vorrangig für die Anwendung in Deckenkonstruktionen konzipiert und ist deshalb für den Einsatz bei Rad- und Fußwegbrücken nicht geeignet. Von den genannten Schubverbindungsmitteln erfüllt lediglich das in Abb. 3-15 dargestellte Verbundsystem, welches speziell für Brückentragwerke entwickelt wurde, die in Tabelle 3-1 aufgelisteten Leistungsanforderungen. Es kann gemäß [Steurer-99] bei Brückentragwerken mit mindestens 20 cm breiten Längsträgern aus Lärchenholz in Abständen von 50 cm bis 70 cm eingesetzt werden. Für vom Pilotprojekt abweichende Balkenbreiten und Materialeigenschaften von Holz und Beton sind weitere experimentelle Untersuchungen erforderlich.

Tabelle 3-4: Mittelwerte der Traglasten F_{um} und Verschiebungsmoduln K_{ser} ausgewählter Spezialstahlteile

| | est e' in cm | K_{ser} in kN/mm | F_{um} in kN |
|--|-------------------|--|-------------------|
| Nagelplatte GN 200 (114 mm x 266 mm), abgebogen; Beton B25; Balken aus Brettschichtholz Quelle: [Blaß et al.-95] | 50 | 50 | 54 |
| Stahlplatte (300 mm x 200 mm) mit Dübelleiste & vier Kopfbolzen Ø 16 mm, befestigt mit 12 Universal- schrauben Ø 7 x 260 mm; Beton B40/30; Brett- schichtholzbalken aus Lärche Quelle: [Steurer-99] | 60 | 199 ¹⁾ 466 ²⁾ | 467 |
| I-Träger (300 mm lang, 100 mm hoch) mit vier 75 mm langen Universalschrauben M16 (quer zur Balkenlängsrichtung); Betondruckfestigkeit 25 N/mm ² ; (keine Angaben zum Holz) Quelle: [Benitez-00] | 50 | 409 | 170 |
| Stahlplatte (50 mm x 50 mm) mit Zähnen für die Ver- ankerung im Holzwerkstoff & Kopfbolzen Ø 12 mm, befestigt mit Schraubenpaar Ø 8 x 110 mm; Beton C20/25; Balken aus Brettschichtholz Quelle: [Amadio et al.-01] | 15 | 32 | 29 |

¹⁾ ... Sekantenmodul von 0 kN bis $\frac{2}{3}$ der Traglast

²⁾ ... Sekantenmodul von 0 kN bis $\frac{1}{3}$ der Traglast

Bei einer Verringerung des Verbindungsmittelabstandes auf ca. 30 cm wäre ebenfalls eine Verwendung des von BENITEZ [Benitez-00] vorgestellten Schubverbindungsmittels möglich. Aufgrund der erforderlichen Balkenbreiten von 30 cm ist jedoch der Ein-

satz dieses Verbindungsmittels bei Balkenbrücken nicht sinnvoll. Zudem erscheinen die Größe der in den Bauteilversuchen bestimmten Traglasten und Verbindungsmittelsteifigkeiten aufgrund der verwendeten Versuchsanordnung und Prüfkörperabmessungen fraglich (siehe auch Abschnitt 4.1.3.1).

3.2.6 Schlussfolgerung

Die letzten Abschnitte haben dokumentiert, dass die Mehrzahl der bekannten Verbundsysteme aufgrund der geringen Tragfähigkeit für einen Einsatz bei Rad- und Fußwegbrücken in Holz-Beton-Verbundbauweise ungeeignet sind. Lediglich das in Abb. 3-15 dargestellte Schubverbindungsmittel, welches speziell für den Einsatz in Holz-Beton-Verbundbrücken konzipiert wurde und die in Abschnitt 3.2.3.2 beschriebene Konsol-Nocke erfüllen die in Tabelle 3-1 beschriebenen Leistungsanforderungen. Die praktische Anwendung dieser Verbindungsmittel scheitert daran, dass das Trag-, Verformungs- und Langzeitverhalten bisher nur unzureichend experimentell untersucht ist. Die geringe Anzahl der bisher geprüften Versuchskörper und die Tatsache, dass das zeitabhängige Verhalten bislang überhaupt nicht berücksichtigt wurde, machen weitere experimentelle Untersuchungen zwingend erforderlich.

Der direkte Vergleich zwischen den oben genannten Schubverbindungsmitteln zeigt, dass die Konsol-Nocke das wirtschaftlichere Verbundsystem ist. Sie zeichnet sich durch einen hohen Vorfertigungsgrad und geringe Materialkosten aus. Dieses Verbindungsmittel kann zudem durch seine große Variabilität schnell und einfach an verschiedenste Anforderungen angepasst werden. So ist es möglich, den Schubverbund von Konstruktionen mit geringer Spannweite und den von weitgespannten Verbundtragwerken mit annähernd der gleichen Anzahl von Schubverbindungsmitteln zu realisieren. Aus diesem Grund soll im Folgenden der Aufbau der Konsol-Nocke optimiert und mit Hilfe von Bauteilversuchen das Trag- und Verformungsverhalten dieses Verbindungsmittels analysiert werden.

Da Überlegungen zur Herstellung einer starren Verbindung zwischen Holz und Beton bisher kaum erfolgten, soll darüber hinaus versucht werden, ein unnachgiebiges Verbindungsmittel zu entwickeln, welches durch einen gewissen Grad an Variabilität verschiedensten Anforderungen genügt. Dazu wird die in Abschnitt 3.2.4 beschriebene Klebeverbindung optimiert. Auch dieses neu entwickelte Verbundsystem soll experimentell untersucht werden.

3.3 Neu- und Weiterentwicklung von Verbindungsmitteln

3.3.1 Modifizierung der Konsol-Nocke

Das Tragverhalten der Konsol-Nocke wurde bereits in Abschnitt 3.2.3.2 ausführlich beschrieben. Es wurde darauf verwiesen, dass die Qualität der Verankerung des Bewehrungselementes die Traglast erheblich beeinflusst. Ein Versagen der Betondruckstrebe

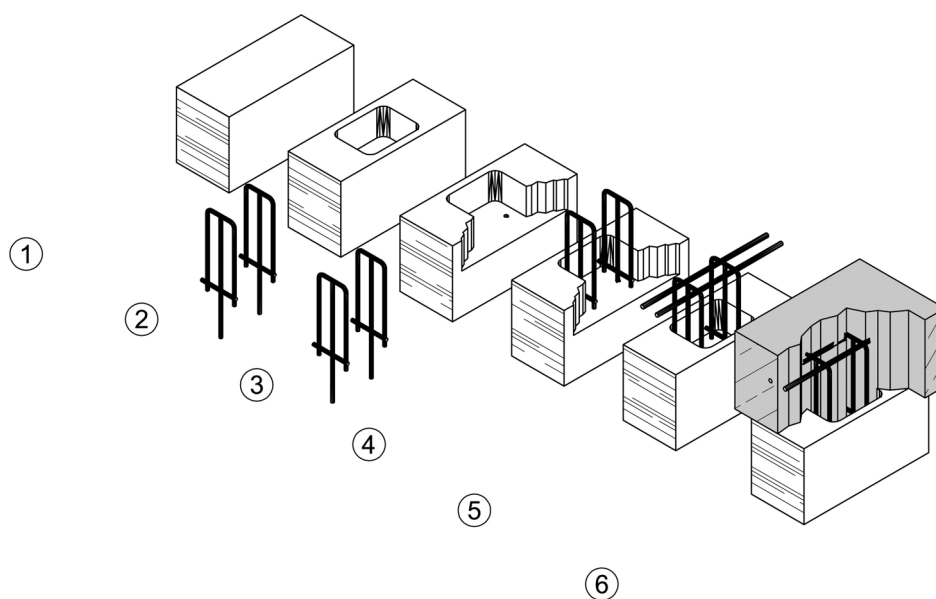
ist das beste Zeichen dafür, dass das Bewehrungselement optimal in Nocke und Gurtplatte verankert ist. Bei den in [Avak/Glaser-02] beschriebenen Versuchen konnte ein derartiges Versagen nicht beobachtet werden. Der Grund dafür war, dass in dieser Versuchsreihe ein einfacher U-förmig aufgebogener Bügel, der an seinen Enden in das Holz eingeleimt war, als Bewehrungselement verwendet wurde. Durch die Verschiebung der Nocke gegenüber dem Holzbalken verformte sich das Bewehrungselement im Bereich des Nockenbodens. Dadurch entstanden hohe Druckkräfte im Beton, die sich kreisförmig ausbreiteten. Die daraus resultierenden Spaltzugkräfte konnten vom Beton nicht aufgenommen werden, wodurch es zur Rissbildung und in Folge des geringen Randabstandes der Bewehrung zum Abplatzen des Betons an den Seitenflächen der Nocke kam. Dieser Effekt ist schematisch in Abb. 3-9 dargestellt. Durch den zerstörten Verbund zwischen Bewehrungselement und Nockenbeton konnte die Zugkraft, die infolge der geneigten Druckstrebe entsteht, nicht mehr in die Gurtplatte zurückgehängt werden. Dies führte zum frühzeitigen Versagen des Schubverbindungsmittels.

Um das Tragverhalten der Nocke zu optimieren, ist es somit erforderlich, ein anderes Bewehrungselement zu verwenden. Welche Anforderungen werden an dieses Bewehrungselement gestellt? Wie bereits erläutert, muss es die Zugkräfte von der Nocke in die Betonplatte übertragen und so die Aufweitung des Risses im Anschnitt der Verzahnung verhindern. Um diese Aufgabe zu erfüllen, sollte der Bewehrungsquerschnitt ausreichend dimensioniert und die Verankerung des Bewehrungselementes in Nocke und Betonplatte sichergestellt sein. Letzteres erweist sich besonders im Hinblick auf die Nockenhöhe als sehr schwierig. Eine kraftschlüssige Verankerung der Zugkraft kann nur durch den Einsatz eines gitterförmigen Bewehrungselementes erreicht werden. Durch die Verwendung eines Querstabes im Verankerungsbereich der Nocke sowie ein kleines Verhältnis zwischen erforderlicher und gewählter Zugbewehrung wird die Verankerungslänge so reduziert, dass die entstehenden Kräfte sicher übertragen werden können. In Abb. 3-17 ist das modifizierte Bewehrungselement dargestellt. Um ein Abheben der Betonplatte vom Holzquerschnitt zu verhindern, ist es erforderlich, das Bewehrungselement in das Holz einzuleimen. Dies erfolgt mit Hilfe des längeren mittleren Bewehrungsstabes. Durch den Querstab wird nicht nur die Verbundwirkung zwischen Nockenbeton und Bewehrungselement erhöht. Er dient auch der Aufnahme der Spaltzugkräfte, die durch das Einleimen des Bewehrungselementes im Holzbalken entstehen.



Abb. 3-17: Modifiziertes Bewehrungselement der Konsol-Nocke

In Abb. 3-18 sind noch einmal alle Arbeitsschritte schematisch dargestellt, die für die Herstellung der Konsol-Nocken erforderlich sind. Im Sägewerk werden mit Hilfe einer Abbundmaschine bzw. eines Kettenstemmers die Nockenlöcher in den Holzbalken gefräst. Um das Holz vor dem überschüssigen Anmachwasser des Betons zu schützen, sind die Nockenflächen mit einem Bitumenanstrich abzudichten. Die Bewehrungselemente werden mit Hilfe von Epoxidharzkleber in vorgebohrte Löcher eingeleimt. Das Abdichten der Nocken und der Einbau der Nockenbewehrung können sowohl im Sägewerk als auch auf der Baustelle erfolgen. Nach der Montage der Holzträger kann die Gurtplatte geschalt, bewehrt und betoniert werden.



- 1 ... Holzbalken
- 2 ... Holzbalken mit den gefrästen und abgedichteten Nockenlöchern
- 3 ... schematische Darstellung des Nockenloches mit den vorgebohrten Löchern zum Befestigen der Bewehrung
- 4 ... schematische Darstellung des Nockenloches mit eingeleimter Bewehrung
- 5 ... Anordnung einer horizontalen Längsbewehrung (u.U. nicht erforderlich)
- 6 ... schematische Darstellung einer Konsol-Nocke nach dem Betonieren der Gurtplatte

Abb. 3-18: Arbeitsschritte bei der Herstellung der Konsol-Nocke

3.3.2 Neukonzeption der Polymerbetonnocke

3.3.2.1 Allgemeines

Im Folgenden soll der Versuch unternommen werden, ein annähernd starres Verbindungsmittel zu entwickeln. Dazu sollen die effektivsten Schubfugen des Holz- und Betonbaus analysiert und miteinander kombiniert werden. Da die Grundlagenforschung an

neuartigen Verbundsystemen grundsätzlich mit einem schwer überschaubaren Aufwand verbunden ist, liegt das Augenmerk vor allem auf Schubverbindungen, deren Eignung bereits durch umfangreiche Bauteilversuche belegt wurde und deren Nachweisführung in den einzelnen Bemessungsvorschriften des Holz- bzw. Betonbaus zu mindest ansatzweise geregelt ist.

3.3.2.2 Wirksame Schubfugen im Holzbau

Aufgrund des nachgiebigen Materialverhaltens des Holzes wird die Steifigkeit eines Schubverbindungsmittels in erster Linie durch die Effektivität der Verankerung in diesem Werkstoff beeinflusst. Im Holzbau können annähernd starre Verbindungen nur durch den Einsatz von Klebstoffen bzw. Leimen realisiert werden. In den letzten Jahrzehnten haben besonders Kunstharzklebstoffe (auch: Reaktionsharzklebstoffe) verstärkt an Bedeutung gewonnen und organische Leime auf Eiweißbasis wie z.B. Kaseinleime fast vollständig vom Markt verdrängt. Unter Kunstharzklebstoffen werden organische Klebstoffe zusammengefasst, die durch chemische Reaktion erhärten. Sie sind aufgrund der größeren Haftfestigkeit sowie Widerstandsfähigkeit gegenüber Feuchte und Chemikalien besonders für statisch beanspruchte Verbindungen geeignet. Ihre Eigenschaften können durch Zuschlag- und Zusatzstoffe (Quarzsand, Entlüfter) den Anforderungen entsprechend angepasst werden. Wie zahlreiche Untersuchungen belegen, haften die meisten Kunstharzklebstoffe so gut an Holz, dass bei Überbeanspruchung das Versagen generell im Holzwerkstoff eintritt (z.B. [Moers/Vickus-96], [Pitzner et al.-01], [Blaß et al.-02]). Bedingt durch das Kriech- und Schwindverhalten des Kunstharzes kann eine dauerhafte Verklebung zweier Füge-teile nur bei minimalen Fugendicken (in der Regel unter 1 mm) gewährleistet werden. Diese sind im Bauwesen aufgrund der baubedingten Toleranzen in der Regel nicht erreichbar. Bei „breiten“ Fugen hat sich das Füllen des Kunstharzes z.B. mit Quarz- oder Kiessand als vorteilhaft erwiesen. Dadurch werden das Kriech- und Schwindverhalten der Klebeverbindung reduziert und die Kosten gegenüber dem reinen Kunstharzkleber erheblich gesenkt. Diese in Abhängigkeit vom Größtkorn des Zuschlags als Kunstharzmörtel (Zuschlag ≤ 4 mm) bzw. -beton (Zuschlag > 4 mm) bezeichneten gefüllten Kunstharze werden im Holzbau bereits erfolgreich angewendet. So hat sich z.B. das Beta-Verfahren [Oswald-95], bei dem geschädigte tragende Bauteile (z.B. Balkenköpfe) mit Kunstharzbeton saniert werden, in der Praxis bewährt. Außerdem wurde mit Hilfe dieses Spezialbetons bereits ein Zusammenwirken von Holz und Kunstharzbeton als einheitliches inhomogenes Bauteil nachgewiesen. Diese in [Erlor-92] beschriebenen Verbundkonstruktionen sind jedoch trotz aller Effizienz aufgrund der erforderlichen Menge an Kunstharzbeton und den damit verbundenen Kosten bei Brückentragwerken wirtschaftlich nicht vertretbar.

Die Zugfestigkeit kunstharzgebundener Baustoffe übertrifft die der zementgebundenen erheblich. Die Druckfestigkeit von Kunstharzbeton liegt im Bereich des hochfesten Betons. Bei der Verwendung von Kunstharzbetonen muss neben dem Kriech- und Schwindverhalten deren geringe Hitzebeständigkeit berücksichtigt werden. Die Druck- und Zugfestigkeit sowie der Elastizitätsmodul von gefüllten Kunstharzen nehmen mit

steigender Temperatur erheblich ab. Umfangreiche Informationen zum Kunstharzbeton können z.B. [Giesen-67] und [DAfStb 309] entnommen werden.

Wie bereits erläutert scheidet ein „Aufkleben“ der Betonplatte wegen der nicht unerheblichen technologischen Schwierigkeiten sowie auf Grund der bereits in Abschnitt 3.2.4 erläuterten Probleme aus. Es ist jedoch möglich, die Klebefuge so anzuordnen, dass sie unter allen denkbaren Einwirkungen generell durch Schubspannungen beansprucht wird. Am Beispiel von Abb. 3-19 soll dies näher erläutert werden. Im linken Teil der Abbildung wird die Klebnaht infolge von rechtwinklig zur Verbundfuge wirkenden Zugspannungen durch Schälkräfte beansprucht. Diese führen in der Regel zum Versagen der Klebeverbindung. Im rechten Teil der Abbildung werden diese Zugspannungen von den Flanken einer in Balkenlängsrichtung verlaufenden Nut aufgenommen und somit ein schlagartiges Versagen der Klebnaht verhindert.

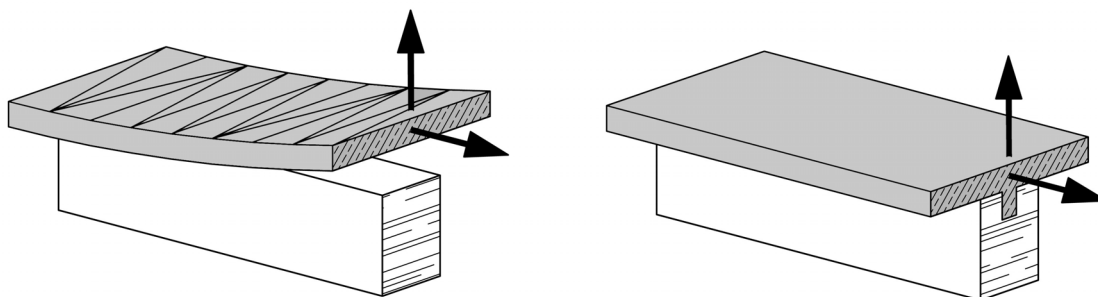


Abb. 3-19: Vor- und nachteilige Anordnung einer Klebefuge

3.3.2.3 Wirksame Schubfugen im Betonbau

Im Betonbau kommt es bedingt durch den Bauablauf zu Arbeitsfugen, in denen die Kraftübertragung zwischen den Teilabschnitten sichergestellt werden muss. Durch die Zunahme von Erhaltungs- und Instandsetzungsmaßnahmen hat das Interesse an der Schubübertragung im Bereich von Arbeitsfugen in den letzten Jahren erheblich zugenommen. Bei der Ergänzung bzw. Verstärkung bestehender Betonkonstruktionen muss die dauerhafte Kraftübertragung vom bestehenden Altbeton bzw. Betonfertigteil über die Anschlussfuge in die nachträglich ergänzte Betonschicht gewährleistet werden. Nach heutigen Erkenntnissen resultiert der Schubwiderstand einer solchen Fuge aus chemisch-mechanischen Bindungskräften, Reibungskräften und der Dübelwirkung der Fugenbewehrung. Die Wirksamkeit der einzelnen Anteile wird insbesondere durch die Größe der Relativverschiebung zwischen den Teilquerschnitten bestimmt. Im Folgenden sollen die einzelnen Anteile kurz erläutert werden.

- Chemisch-mechanische Bindungskräfte (Adhäsion)

Dieser Tragwiderstand, der auch als Haftung bezeichnet wird, setzt sich aus chemischen und mechanischen Bindungskräften zusammen. Diese wirken zwischen den einzelnen Bestandteilen des Betongefüges. Die Adhäsion wird nicht durch den Bewehrungsgrad

bzw. die Druckspannungen senkrecht zur Fuge beeinflusst. Sie ist nur im Bereich sehr kleiner Verschiebungen voll wirksam. Bei unbewehrten rein auf Schub beanspruchten Fugen bildet die Adhäsion den alleinigen Bauteilwiderstand, der im Allgemeinen bereits bei Relativverschiebungen von ca. 0,05 mm ([DAfStb 372], [Randl-97]) verloren geht.

- Reibungskräfte

Reibung wirkt zwischen den Oberflächen zweier sich berührender fester Körper und hemmt deren gegenseitige Verschiebung. Sie wird in erster Linie von der Oberflächenstruktur sowie der Kraft, mit der die Körper zusammengedrückt werden, beeinflusst. Der Reibwiderstand wirkt stets parallel zur Berührungsfläche und ist der Bewegung entgegengerichtet. Der sich infolge von Reibungskräften einstellende Schubwiderstand kann mit Hilfe des COULOMB'schen Reibungsgesetz bestimmt werden. Nach COULOMB ist der Bauteilwiderstand einer Schubfuge dann überschritten, wenn die parallel zur Oberfläche wirkende Scherkraft einen Grenzwert erreicht, der proportional zur Normalkraft ist. Die Proportionalitätskonstante zwischen Scher- und Normalkraft wird als Reibungszahl bezeichnet. Bei rauen Fugenoberflächen beeinflusst demnach eine senkrecht zur Verbundfuge wirkende Normalkraft den Schubwiderstand einer Verbundfuge erheblich.

- Dübelwirkung der Fugenbewehrung

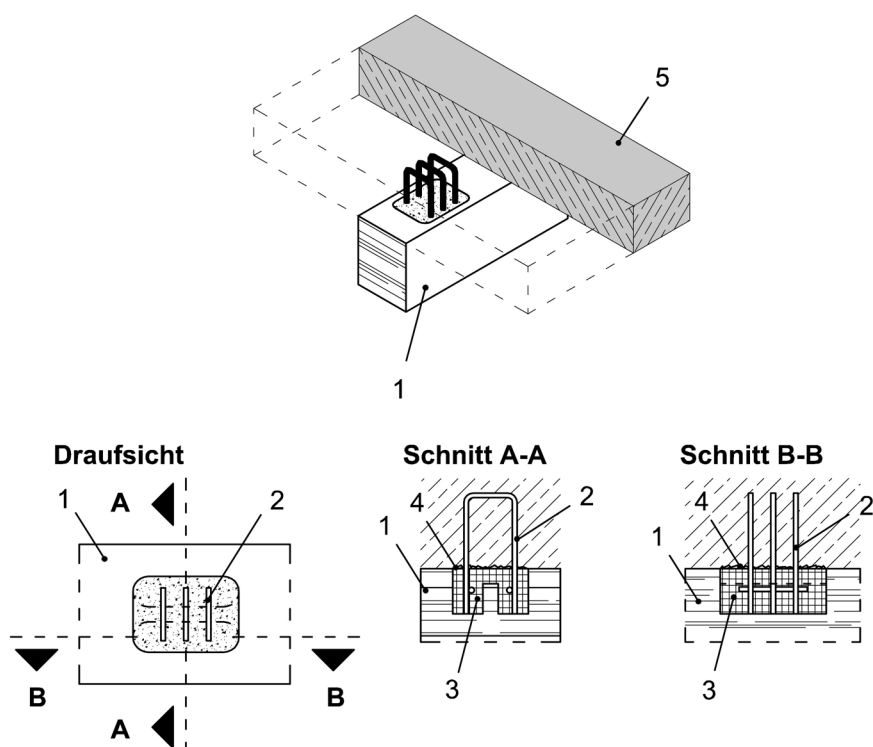
Die Dübelwirkung beschreibt einen Scherwiderstand, der sich auf die Biege- und Dehnsteifigkeit der Fugenbewehrung zurückführen lässt. Im Bereich kleiner Verschiebungen entsteht ein Widerstand, der aus der elastisch-plastischen Bettung des Stahls resultiert. Er wird in erster Linie durch die Biegesteifigkeit der Verbundbewehrung und die Festigkeitseigenschaften von Stahl und Beton bestimmt. Mit zunehmenden Relativverschiebungen wird die Fugenbewehrung infolge der hohen lokalen Beanspruchung des Betons im Bereich der Einspannstelle zunehmend auf Schrägzug beansprucht. Dieser Widerstand ist nur dann voll wirksam, wenn der Stahl ausreichend verankert ist. Durch die Schrägzugwirkung entsteht in der Fuge eine Normalkraft, infolge der sich wiederum ein Reibwiderstand aufbaut. Die Dübelwirkung hat besonders bei glatten Fugen einen erheblichen Einfluss auf die maximale Tragfähigkeit der Fuge. Bei rauen Fugen ist die Dübelwirkung erst nach dem Überschreiten der Maximallast von Bedeutung.

Es gibt zahlreiche theoretische und experimentelle Untersuchungen zur Schubübertragung in Arbeitsfugen. In [Jung-01] sind eine umfangreiche Literaturrecherche sowie eine Gegenüberstellung verschiedener Bemessungsmodelle und -vorschriften zur Schub-sicherung bei nachträglich ergänzten Querschnitten enthalten. An dieser Stelle seien stellvertretend nur die Arbeiten von BIRKELAND [Birkeland/Birkeland-66], MAST [Mast-68] und DASCHNER [DAfStb 372] genannt. BIRKELAND und MAST entwarfen die Schubreibungstheorie („shear-friction“-Theorie). Sie erklärten die Wirkungsweise einer bewehrten Arbeitsfuge mit Hilfe eines Sägezahnmodells. Bedingt durch die Zahnstruktur der Oberfläche kommt es demnach neben Relativverschiebungen ebenfalls zu einer Aufweitung der Fuge. Die Teilquerschnitte werden infolge der Oberflächenrau-

igkeit auseinandergedrückt. Dadurch werden die die Fuge kreuzenden Bewehrungsstähe auf Zug beansprucht. Die Zugkräfte rufen ihrerseits Druckkräfte und somit entsprechend dem COULOMB'schen Reibungsgesetz einen Schubwiderstand hervor. DASCHNER führte an bewehrten Verbundfugen umfangreiche experimentelle Untersuchungen durch. Er zeigte, dass die Schubtragfähigkeit einer Fuge in erster Linie durch die Oberflächenrauigkeit, den Bewehrungsgrad und durch die senkrecht zur Fuge wirkende Normaldruckspannungen beeinflusst wird. Entsprechend dem von ihm vorgeschlagenen Bemessungsansatz lassen sich die Bruchschubspannungen in Abhängigkeit von den Normaldruckbeanspruchungen der Fuge in Übereinstimmung mit dem COULOMB'schen Gesetz durch eine Gerade annähern.

3.3.2.4 Aufbau und Funktionsweise der Polymerbetonnocke

Die vorab erläuterten Methoden zur Herstellung unnachgiebiger Schubfugen im Holz- bzw. Betonbau wurden bei dem im Folgenden vorgestellten Schubverbindungsmittel wirksam miteinander kombiniert. Dessen Aufbau und Funktion soll mit Abb. 3-20 näher erläutert werden.



- 1 ... Holzbalken
- 2 ... Bewehrungselement
- 3 ... Polymerbeton (im Folgenden auch als Kunstharzbeton bezeichnet)
- 4 ... Splitt
- 5 ... Gurtplatte

Abb. 3-20: Aufbau der Polymerbetonnocke

Das Verbindungsmittel besteht aus dem Polymerbeton (3), einem Bewehrungselement (2) und grob gebrochenem Splitt (4). Das Bewehrungselement ist aus U-förmig aufgebogenen Betonstahlstäben gefertigt. Diese sind im unteren Bereich durch zwei Querstäbe miteinander verbunden. Der so entstandene Bewehrungskorb wird mit Hilfe des Polymerbetons in Ausfräsungen verankert, die in Balkenlängsrichtung in den Holzbalken gefräst sind. Die Oberfläche des Kunstharzbetons wird unter Beachtung der Topfzeit mit grob gebrochenem Splitt abgestreut.

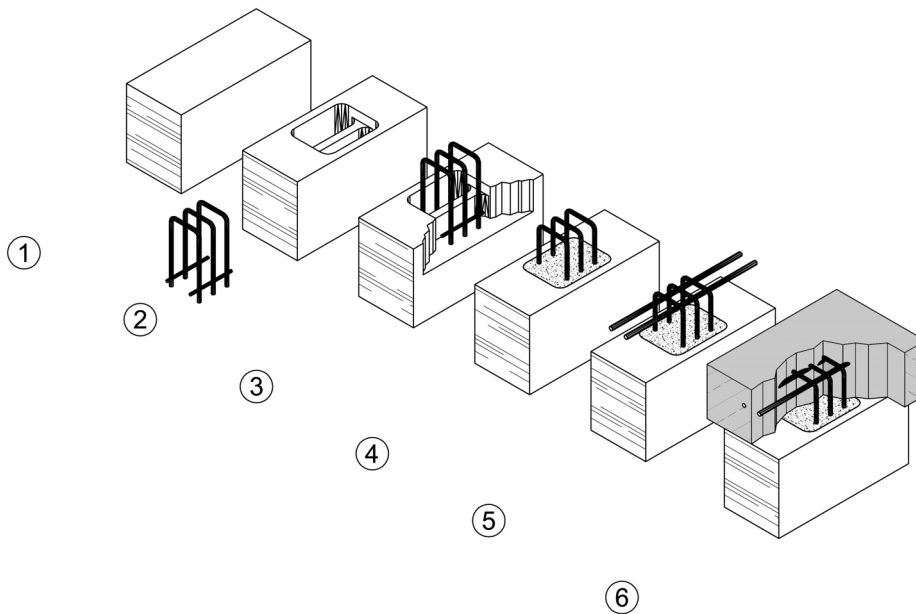
Die raue Oberfläche der Nocke (4) soll größere Relativverschiebungen zwischen Gurtplatte (5) und Stegquerschnitt (1) verhindern. Entsprechend der Schubreibungstheorie behindert die Fugenbewehrung ein Öffnen der Fuge und erzeugt auf diese Art und Weise Druckspannungen. Gemäß dem Reibungsgesetz von COULOMB ist der Tragwiderstand der Fuge proportional zu dessen Oberflächenrauigkeit. Je rauer die Oberfläche ist, umso geringer sind die Relativverschiebungen zwischen den Teilquerschnitten aus Normalbeton (5) und Kunstharzbeton (3). Es ist nicht sinnvoll, auf den Splitt zu verzichten, da in diesem Fall die Schubkraft mit Hilfe der „Dübelwirkung“ des Bewehrungselementes von der Gurtplatte aus Beton (5) über das Bewehrungselement (2) in den Polymerbeton (3) übertragen wird. Um eine entsprechende Verbindungsmittelsteifigkeit gewährleisten zu können, wären aufgrund der veränderten Tragwirkung deutlich größere Betonstahldurchmesser erforderlich. Da sich gemäß [Randl-97] mit dem Stahldurchmesser die erforderliche Verankerungstiefe erhöht, würde eine Erhöhung des Durchmessers der Fugenbewehrung tiefere Ausfräsungen im Holzquerschnitt und somit größere Mengen an Polymerbeton erfordern.

Die Kräfte werden über eine Klebeverbindung von dem Polymerbeton (3) in den Holzquerschnitt (1) übertragen. Bedingt durch die vertikalen Scherflächen kann dieses Schubverbindungsmittel auch senkrecht zur Fuge wirkende Zugkräfte sicher aufnehmen. Durch die spezielle Form der Ausfräsung wird die Scherfläche zwischen Holz und Polymerbeton erhöht. Die raue Nockenoberfläche sowie die Scherfläche zwischen Holz und Kunstharzbeton müssen den Einwirkungen entsprechend bemessen sein. Aufgrund der hohen Materialkosten des Polymerbetons sollte dabei das Volumen der Ausfräsung auf ein Minimum begrenzt werden.

3.3.2.5 Herstellung der Polymerbetonnocke

Im Sägewerk werden mit Hilfe einer Abbundmaschine, eines Kettenstemmers bzw. einer anderen geeigneten Holzbearbeitungsmaschine Löcher für die Verbindungsmittel in den Holzbalken gefräst. In diese Löcher werden die Bewehrungselemente mit Hilfe des Kunstharzbetons einbetoniert. Im Anschluss wird unter Berücksichtigung der Topfzeit die Oberfläche des Spezialbetons mit grob gebrochenem Splitt abgestreut. Nach dem Aushärten des Polymerbetons und der Montage der Holzträger wird die Gurtplatte geschalt. Es ist ebenfalls möglich, Elementplatten, die Aussparungen im Bereich der Verbindungsmittel haben, auf den Längsträgern zu montieren. In diesem Fall kann auf die kostspielige Schalung verzichtet werden. Abschließend wird die erforderliche Bie-

gezugbewehrung angeordnet und die Gurtplatte betoniert. In Abb. 3-21 sind die beschriebenen Arbeitsschritte schematisch dargestellt.



- 1 ... Holzbalken
- 2 ... Holzbalken mit Nockenlöchern und Bewehrungselement
- 3 ... schematische Darstellung der Lage des Bewehrungselementes im Nockenloch
- 4 ... einbetoniertes Bewehrungselement mit abgestreuter Polymerbetonoberfläche
- 5 ... Anordnung einer horizontalen Längsbewehrung (u.U. nicht erforderlich)
- 6 ... schematische Darstellung des Bewehrungselementes und der Längsbewehrung in der Betonplatte

Abb. 3-21: Arbeitsschritte bei der Herstellung der Polymerbetonnocke

4 Experimentelle Untersuchung von Polymerbeton- und Konsol-Nocken

4.1 Ableitung eines geeigneten Versuchsaufbaus

4.1.1 Allgemeines

Für die statische Bemessung eines Holz-Beton-Verbundträgers mit nachgiebiger Verbundfuge sind Kenntnisse über das Last-Verschiebungsverhalten der verwendeten Schubverbindungsmittel erforderlich. Dies muss mit Hilfe von Bauteilprüfungen experimentell ermittelt werden. Üblich sind Scher- und Balkenversuche. Bei Scherversuchen wird eine geringe Anzahl von Verbindern experimentell untersucht. Die Prüfung erfolgt an einem Teilbereich des Verbundträgers und liefert Aussagen über die Traglast und Steifigkeit des einzelnen Schubverbindungsmittels. Bei Balkenversuchen erfolgen die Untersuchungen am gesamten Verbundträgersystem. Diese Prüfungen liefern aussagekräftige Informationen zum Last-Verformungsverhalten der gesamten Verbundkonstruktion aus Holz und Beton. Mit ihnen können jedoch keine exakten Rückschlüsse auf die Traglast und den Verschiebungsmodul des einzelnen Schubverbindungsmittels gezogen werden.

4.1.2 Bisher verwendete Versuchsaufbauten

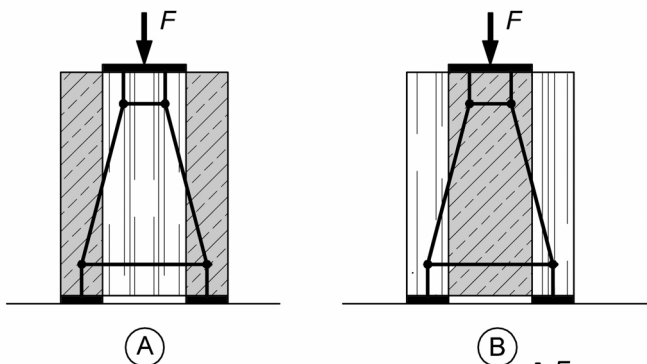
Das Grundprinzip der bisher bei Scherversuchen zur Anwendung gekommenen Versuchsaufbauten ist ähnlich. Es handelt sich um Prüfanordnungen, bei denen der Holz- und Betonwerkstoff mit Hilfe einer Druckkraft gegeneinander verschoben werden. In Abb. 4-1 sind die bislang verwendeten Versuchsaufbauten schematisch dargestellt.

Bei Versuchsaufbau 1 werden die Traglast F_u und der Verschiebungsmodul K an einem Sandwichelement bestimmt. Die Kraft F wird in den Kern des Versuchskörpers, der aus Holz bzw. Beton bestehen kann, eingeleitet. Sie wird über die Schubverbindungsmittel nach außen übertragen und in die Widerlager eingeleitet. Infolge der geneigten Kraftkomponenten kommt es im unteren Bereich des Versuchskörpers zu horizontalen Abtriebskräften. Diese werden bei langen, schmalen Versuchskörpern durch die Reibung zwischen Prüfkörper und Untergrund kompensiert. Bei kurzen, breiten Prüfkörpern muss der Versuchskörper zur Realisierung einer festen Lagerung aufgrund der großen Horizontalkräfte möglicherweise im unteren Bereich zusammengespannt werden.

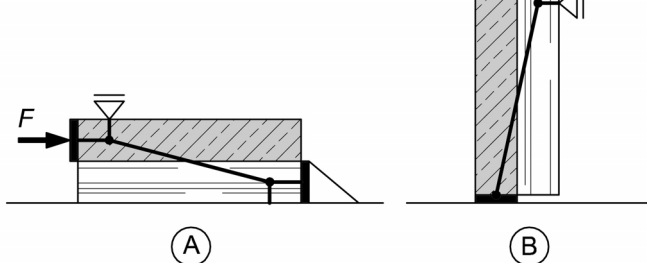
Im Hinblick auf die Versuchskörperherstellung stellt Aufbau 1B die kostengünstigste Variante dar. Wenn der Betonkern nicht breiter als die Holzbalken sein soll, können die seitlichen Holzprismen als Teil der Schalung genutzt werden. Diese wird lediglich

durch zwei Schaltafeln, die an den Seiten der Holzbalken befestigt werden, ergänzt. Bei solchen Prüfkörpern besteht eventuell die Gefahr, dass der Betonausbruchkegel des Verbindungsmittels durch die Ränder des Versuchskörpers eingeeengt wird. Mit erhöhtem Schalaufwand kann die Gurtplatte des Holz-Beton-Verbundquerschnitts aber auch der Wirklichkeit entsprechend nachgebildet werden. Ein Nachteil der Versuchsaufbauten 1A und 1B ist die von der Realität abweichende Betonierichtung. Sie kann sich besonders bei stabförmigen Verbindungsmitteln nachteilig auf die Größe des Verschiebungsmoduls auswirken. Darüber hinaus müssen bei diesem Versuchsaufbau mindestens zwei Schubverbindungsmittel experimentell untersucht werden. Dies erschwert die Beurteilung des Last-Verschiebungsverhaltens des einzelnen Verbindungsmittels.

Versuchsaufbau 1



Versuchsaufbau 2



Versuchsaufbau 1:

- [Unnikrishna/Ramakrishna-77]
- [Girhammar-84]
- [Godycki et al.-84]
- [Küng-87]
- [Erler-92]
- [Felger-93]
- [Gerber et al.-93]
- [Timmermann/Meierhofer-93]
- [Poštulka-97]
- [Kenel/Meierhofer-98]
- [Steurer-99]
- [Faust/Selle-99]
- [Hemmy/Droese-00]
- [Amadio et al.-01]
- [Lehmann et al.-01]
- [Faust/Selle-02]

Versuchsaufbau 2:

- [Zajicek/Bölskey-89]
- [Blaß et al.-95]
- [Lehmann et al.-01]
- [Avak/Glaser-02]

Abb. 4-1: Schematische Darstellung bisher angewandter Versuchsanordnungen

Der Versuchsaufbau 2 stellt das halbe System von Versuchsaufbau 1 dar und ist somit eine wirtschaftlichere Prüfanordnung. Die Kraft F kann in den Beton- bzw. Holzquerschnitt eingetragen werden. Sie wird anschließend wie bei Versuchsaufbau 1 über die Schubverbindungsmittel in den angrenzenden Querschnitt und das Widerlager eingeleitet. Infolge der exzentrischen Lasteinleitung entsteht im Versuchskörper ein Moment, das nur durch eine zusätzliche Lagerkonstruktion kompensiert werden kann. Dieses Lager soll eine reibungsfreie Gleitung ermöglichen. Ein Vorteil dieses Versuchsaufbaus ist, dass neben den Steg- und Gurtplattenabmessungen auch die Betonierichtung der Realität entsprechend nachgebildet werden kann.

4.1.3 Einfluss verschiedener Faktoren auf die Ergebnisse von Scherversuchen

4.1.3.1 Versuchsaufbau bzw. Prüfkörpergeometrie

Bezüglich des Kraftflusses gibt es zwischen den in Abb. 4-1 dargestellten ein- und zweischnittigen Prüfkörpern keinen Unterschied. Die exzentrische Lasteinleitung führt in beiden Fällen zu einer Normalkraftbeanspruchung der Schubfuge, die die Versuchsergebnisse in Abhängigkeit von den Prüfkörperabmessungen und der Oberflächenbeschaffenheit der Kontaktfuge Holz-Beton mehr oder weniger beeinflusst.

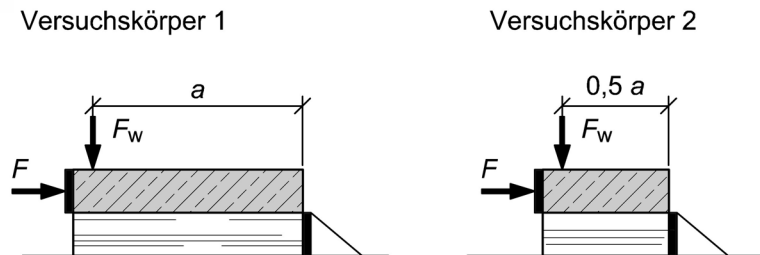


Abb. 4-2: Einfluss der Prüfkörpergeometrie

In Abb. 4-2 sind zwei einschnittige Versuchskörper dargestellt. Die Stabilität des Versuchsaufbaus wird durch eine vertikale Lagerkonstruktion gewährleistet. Trotz gleicher horizontaler Belastung ist die Beanspruchung dieses Lagers F_w beim Versuchskörper 2 doppelt so groß wie beim Versuchskörper 1. Gemäß dem COULOMB'schen Reibgesetz wirkt zwischen den Oberflächen zweier sich berührender fester Körper ein Widerstand, der die Relativverschiebung dieser Körper hemmt. Dieser Reibwiderstand setzt sich aus den Anteilen der Haft- und Gleitreibung zusammen. Während die Haftreibung bereits bei geringen Relativverschiebungen zu Null wird, ist der Widerstand infolge Gleitreibung von der Reibzahl μ und der Normalkraftbeanspruchung der Scherfuge abhängig. Allgemeingültig kann formuliert werden, dass sich mit kürzer werdenden Prüfkörpern und höherer Rauigkeit der Kontaktfläche Holz-Beton die Traglast des Schubverbindungsmittels erhöht.

Abb. 4-3 verdeutlicht, dass auch der Verschiebungsmodul K durch die Prüfkörpergeometrie beeinflusst wird. Im Zuge der Entwicklung der Polymerbetonnocke wurden eine Reihe von Tastversuchen durchgeführt. Diese Versuche hatten neben der Optimierung des Verbindungsmittels auch die Entwicklung eines zweckmäßigen Versuchsaufbaus zum Ziel. Bei den verschiedenen in Abb. 4-3 dargestellten Versuchsreihen waren die Abmessungen und Oberflächenrauigkeiten der Nocken gleich. Es variierte lediglich deren geometrischer Bewehrungsgrad ρ . Nach [Schulz-02] ist ein direkter Vergleich dieser Versuchsreihen möglich, da der geometrische Bewehrungsgrad die Steifigkeit von bewehrten, rauen Schubfugen im Gebrauchslastbereich nicht beeinflusst. Für die Versuchsreihe TV-B wurde der in [Avak/Glaser-02] veröffentlichte Versuchsaufbau verwendet. Bei den Versuchsreihen TV-C und TV-D kam eine überarbeitete Versuchsanordnung zur Anwendung, bei der die Normalkraftbeanspruchung in der Kontaktfuge Holz-Beton eliminiert wurde. Abb. 4-3 zeigt, welchen Einfluss eine senkrecht zur Ver-

bundfuge wirkende Druckkraft auf den Verschiebungsmodul des Schubverbindungsmit- tels hat. Die Steifigkeit der Prüfkörper von Versuchsserie TV-B ist ungefähr doppelt so hoch wie die der Versuchsreihen TV-C und TV-D. Trotz des geringeren Bewehrungs- grades der Polymerbetonnocke lag die Traglast F_u von Versuchsreihe TV-B ebenfalls deutlich über den Werten der beiden anderen Serien. Dies bekräftigt die eingangs for- mulierte These.

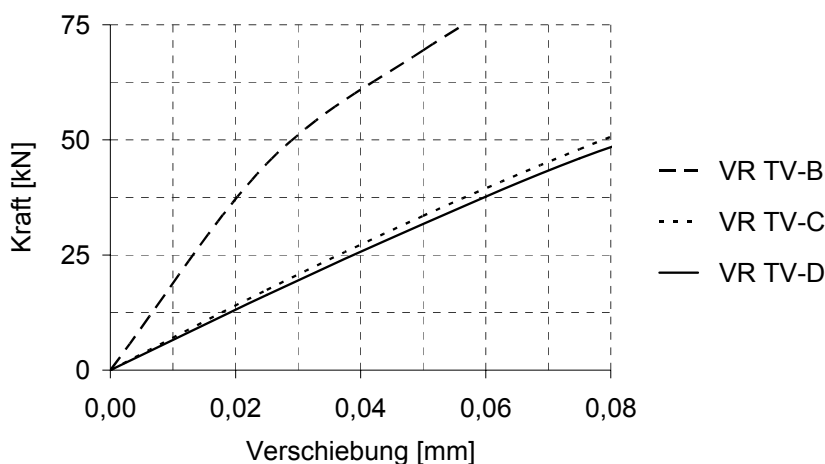


Abb. 4-3: Einfluss des Versuchsaufbaus auf die Steifigkeit des Verbindungsmittels

Eine Verwendung der Versuchsergebnisse von Versuchsreihe TV-B wäre demnach mit einem erheblichen Risiko verbunden, da kein ausreichendes Sicherheitsniveau gewährleistet werden kann. Die überschätzte Traglast könnte bei einem Verbundträger bereits im Gebrauchslastbereich zum Versagen der Kontaktfuge Holz-Beton führen. Die Verwendung des höheren Verschiebungsmoduls hätte unter Umständen eine Unterdimensionierung des Steg- bzw. Gurtplattenquerschnitts zur Folge. In diesem Fall wäre die Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit der gesamten Verbundkonstruktion nicht sichergestellt.

Solche signifikanten Unterschiede werden allerdings nicht bei allen Schubverbindungs- mitteln des Holz-Beton-Verbundbaus zu beobachten sein. Bedingt durch die raue Oberfläche und die damit verbundene Gleitreibungszahl wird das Last-Verschiebungs- verhalten der Polymerbetonnocke durch eine zusätzliche rechtwinklig zur Kontaktfuge Holz-Beton wirkende Normalkraft besonders stark beeinflusst.

4.1.3.2 Anordnung der Lastverteilungsplatten

Die Ermittlung des plastischen Verformungsvermögens ist für eine wirtschaftliche Be- messung des Verbundträgers von großer Bedeutung. Eine Berechnung der Traglast auf der Grundlage des elastisch-plastischen Verformungsverhaltens führt zu einer gleich- mäßigeren Beanspruchung der Verbindungsmittel in der Schubfuge. Durch ein ausrei- chend duktilen Verhalten werden benachbarte Verbindungsmittel stärker an der Last- aufnahme beteiligt und Lastkonzentrationen im Bereich einzelner Schubverbindungs-

mittel vermieden. Wird das plastische Verformungsvermögen überschätzt, besteht die Gefahr des Sprödbruches, da sich benachbarte Verbindungsmittel nicht wie angenommen an der Lastaufnahme beteiligen.

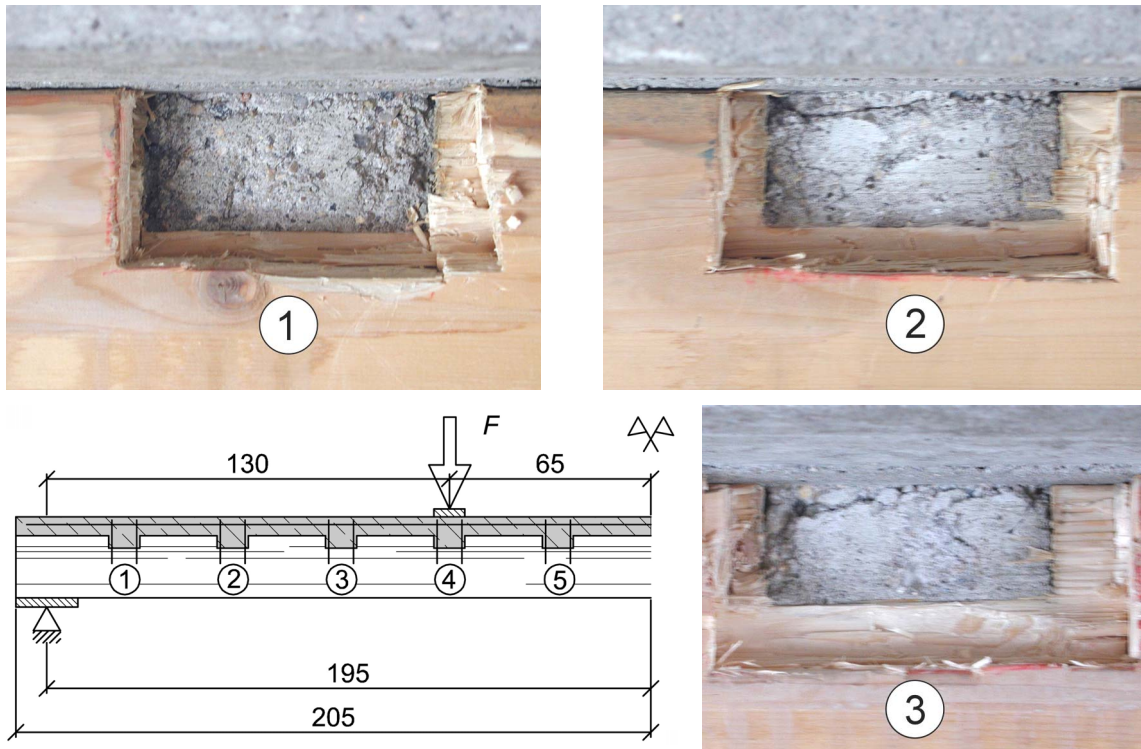


Abb. 4-4: Konsol-Nocken in einem Verbundträger [Glaser-01]

In Abb. 4-4 ist die Hälfte eines Holz-Beton-Verbundträgers dargestellt. Dieser wurde im Rahmen von Voruntersuchungen an Konsol-Nocken [Glaser-01] experimentell geprüft. Der Versuch endete mit dem Bruch einer Keilzinkenverbindung in der unteren Lamelle des Brettschichtholzbalkens. Dem war das Versagen einiger Schubverbindungsmittel an dem in Abb. 4-4 dargestellten Trägerende vorausgegangen. Ab ca. 80 % der Traglast stieg die horizontale Verschiebung zwischen Holz und Beton am dargestellten Trägerende überproportional an, während sich der Schlupf am anderen Ende des Verbundträgers reduzierte. Nach dem Versuch wurden die Verbindungsmittel freigelegt. Eine Bilddokumentation befindet sich in Abb. 4-4. Es ist deutlich erkennbar, dass die zweite und dritte Nocke erhebliche Beschädigungen aufweisen, während die erste Nocke unbeschädigt ist. Dieses Schubverbindungsmittel entzog sich aufgrund der Verformungen im Bereich des Vorholzes der Lastaufnahme und hatte demnach keinen nennenswerten Anteil am Lastabtrag. Im Vergleich zu den anderen Verbindungsmitteln besaß es, bedingt durch seine Lage, eine deutlich reduzierte Steifigkeit. Wenn bei Druckscherversuchen die Lastverteilungsplatte nicht unmittelbar an der Kontaktfuge Holz-Beton anliegt und Verformungen im Bereich des Vorholzes zugelassen werden, besteht demnach die Gefahr, dass die Steifigkeit und das duktile Verhalten des Schubverbindungsmittels erheblich überschätzt werden.

4.1.3.3 Lage der Messpunkte

Mit Hilfe von Druckscherversuchen sollen u.a. Aussagen zur Verbindungsmittelsteifigkeit getroffen werden. Der Verschiebungsmodul wird mittels der bei bestimmten Laststufen gemessenen Relativverschiebungen zwischen Holz und Beton berechnet. Wie das folgende Beispiel verdeutlicht, wird die Größe der Relativverschiebungen durch die Lage der Messpunkte beeinflusst. In das in Abb. 4-5 dargestellte Holzprisma ist mittig ein Stabstahl eingeleimt. Holz und Stahl sind durch die Haftung des Klebstoffes „starr“ miteinander verbunden. Durch die Zugkraft bildet sich im Bereich um den Stahl ein „Verformungshügel“. Je weiter sich die Messstelle vom Stab entfernt, umso stärker werden die Messwerte durch das Materialverhalten des Holzes beeinflusst. Für das Beispiel bedeutet dies, dass die an Messstelle 1 gemessenen Relativverschiebungen zwischen Stahl und Holz größer sind, als jene, die an Messpunkt 2 bestimmt wurden.

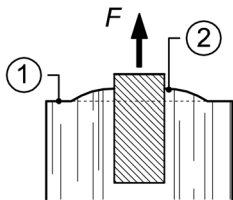


Abb. 4-5: Einfluss der Lage der Messpunkte

Bei der Ermittlung des Last-Verschiebungsverhaltens von Schubverbindungsmitteln stellt sich dieses Problem wie folgt dar: Die Messpunkte befinden sich bei Scherversuchen generell an den Seiten der Versuchskörper. Sollen bei einem Verbundsystem verschiedene Verbindungsmittelabmessungen untersucht werden, besteht bei einheitlichen Balkenbreiten die Gefahr, dass das elastische Materialverhalten des Holzes die Messergebnisse bei Verbindungsmitteln mit geringer Breite aufgrund des größeren Randabstandes r deutlich beeinflusst. Aus diesem Grund sollten die Verbindungsmittel so angeordnet werden, dass sie einen einheitlichen Randabstand haben (Abb. 4-6). So ist ein Vergleich zwischen den Messergebnissen verschiedener Versuchsreihen eines Verbundsystems möglich.

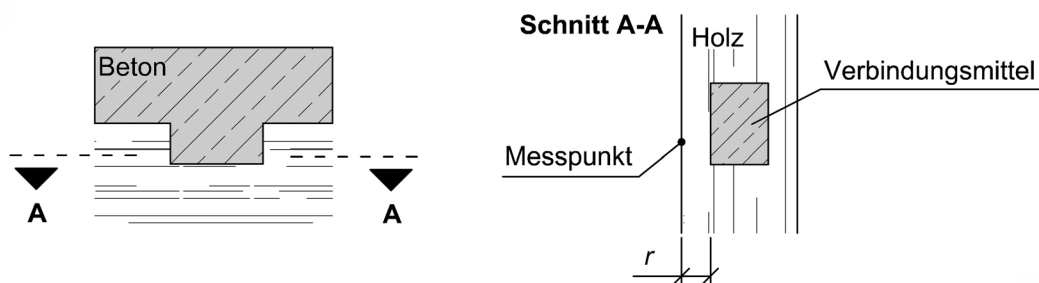


Abb. 4-6: Randabstand r des Verbindungsmittels

4.1.4 Versuchsaufbau zur realistischen Abbildung eines Trägerabschnittes

Im letzten Abschnitt wurden Faktoren erläutert, die die Größe des Verschiebungsmoduls K bzw. der Traglast eines Schubverbindungsmittels F_u entscheidend beeinflussen. Eine Vergleichbarkeit von Versuchsergebnissen kann dann sichergestellt werden, wenn im Versuchsaufbau der Einfluss der Reibung eliminiert wird und die Lagerungsbedingungen sowie die Anordnung der Messtechnik einheitlich sind. So wird eine Überschätzung des Last-Verschiebungsverhalten verhindert und ein ausreichendes Sicherheitsniveau bei der Bemessung von Holz-Beton-Verbundkonstruktionen gewährleistet.



Abb. 4-7: Krafteinleitung in Höhe der Kontaktfuge Holz-Beton

Um eine Normalkraftbeanspruchung in der Kontaktfuge Holz-Beton zu verhindern und somit den Einfluss der Reibung zu ausschalten, muss die Schubkraft in Höhe der Verbundfuge in den Prüfkörper eingeleitet werden. Je weiter sich der Ort der Krafteinleitung von der Schubfuge entfernt, umso größer wird die senkrecht zur Fugenfläche wirkende Druckkraft. Eine direkte Krafteinleitung in Höhe der Kontaktfuge Holz-Beton ist aufgrund der geringen Querzugfestigkeit des Holzes nicht möglich. Der Versuchskörper würde wegen der erforderlichen Ausklinkung im Holzquerschnitt bereits bei geringer Beanspruchung durch das Aufreißen des Holzes versagen (Abb. 4-7).

Mit dem in Abb. 4-8 dargestellten Versuchsaufbau ist es möglich, einen Teilbereich des Verbundträgers realistisch abzubilden. Der Aufbau stellt eine überarbeitete Variante der in [Randl-97] beschriebenen Prüfanordnung zur Untersuchung der Kraftübertragung zwischen Alt- und Neubeton dar. Damit die Belastung trotz exzentrischer Krafteinleitung in Höhe der Verbundfuge angreift, kommt ein spezieller Kniehebel zum Einsatz. Die Kraft wird von einem horizontal angeordneten Prüfzylinder, dessen Schwerachse in Höhe der Kontaktfuge Holz-Beton liegt, über den Kniehebel (Pos. 2), das Kardangelenk (Pos. 1) und den Stahlrahmen (Pos. 3) im Abstand δ von der Verbundebene auf den Betonquerschnitt übertragen. Durch den exzentrischen Lastangriff kommt es zu einer Normalkraftbeanspruchung in der Kontaktfuge Holz-Beton. Um diese zu verhindern, wird durch den Kniehebel und die dazugehörige Steife eine Gegenkraft am unbelasteten Ende des Versuchskörpers erzeugt. Diese hält den Betonquerschnitt im Gleichgewicht. Um Schäden im Bereich der Krafteinleitungsflächen zu verhindern, sind an den Stirnseiten des Betonquerschnitts Lastverteilungsplatten aus Stahl (Pos. 4) angeordnet. Diese werden mittels Gewindestangen befestigt. Es besteht die Möglichkeit, den Beton mit Hilfe der Gewindestangen im oberen Bereich des Versuchskörpers vorzuspannen. Der

Vorteil der Vorspannung ist, dass in diesem Bereich auf die Anordnung einer Biegezugbewehrung verzichtet werden kann.

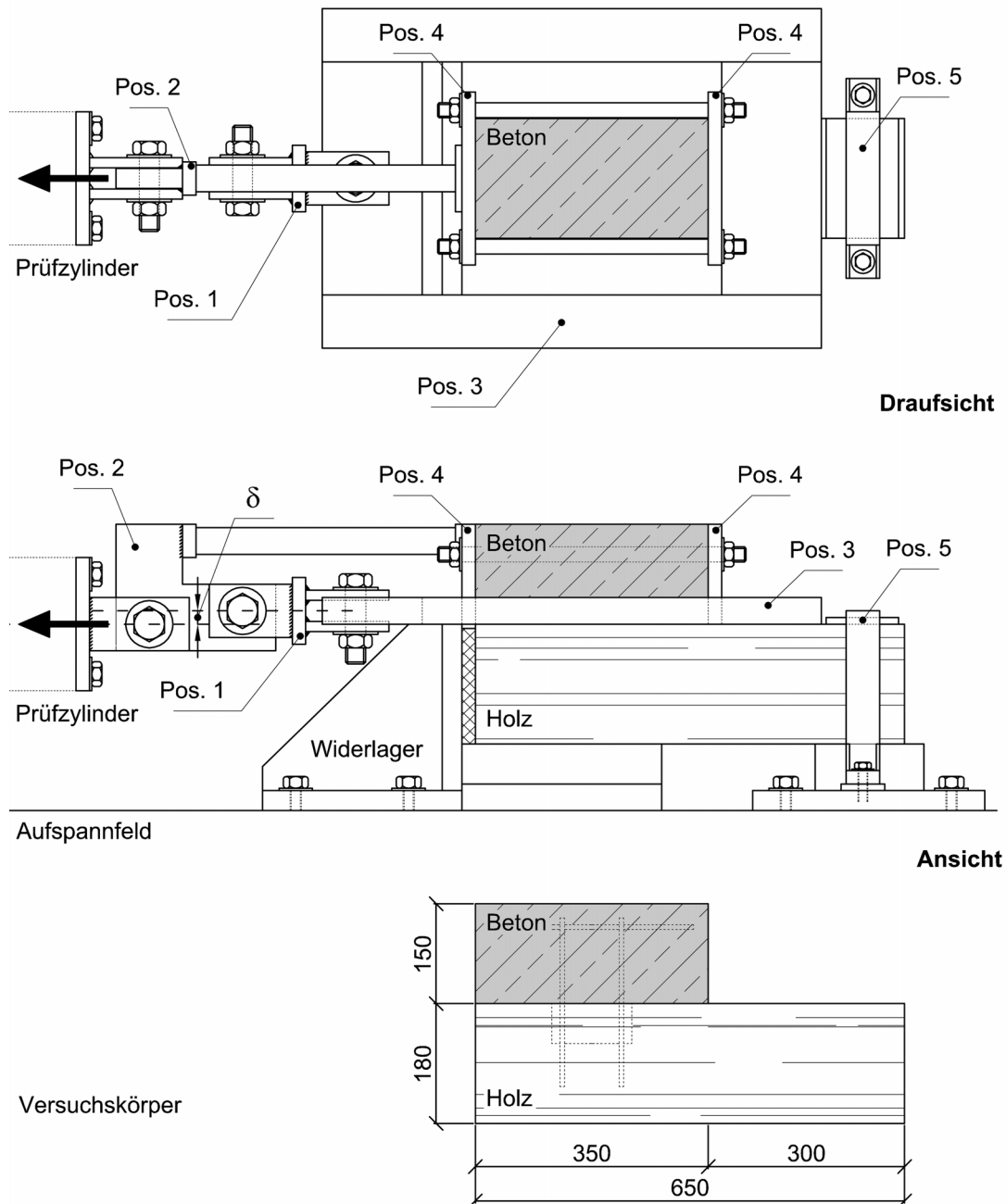


Abb. 4-8: Versuchsaufbau für die realistische Abbildung eines Trägerabschnittes

Um den Teilbereich eines Biegeträgers so realistisch wie möglich abzubilden, muss der Prüfkörper kraftschlüssig auf dem Aufspannfeld verankert werden. Ohne eine derartige Sicherung des Versuchskörpers würden die versetzten Wirkungslinien von Lagerkraft und der in Höhe der Kontaktfuge Holz-Beton angreifenden Beanspruchung zum Ver-

drehen des Versuchskörpers führen. Dies wird durch ein zusätzliches Lager (Pos. 5) verhindert. Sie ist am Ende des Versuchskörpers angeordnet und auf dem Aufspannfeld verankert. Der Holzquerschnitt liegt mit der gesamten Hirnholzfläche am Widerlager an.

Die vertikalen Verschiebungen zwischen Holz und Beton werden mit zwei induktiven Wegaufnehmern gemessen. Diese werden symmetrisch in Höhe der Schwerachse des Verbindungsmittels an den Seitenflächen des Versuchskörpers angeordnet. Dieser Versuchsaufbau ermöglicht es, den Herstellungsprozess eines Verbundträgers aus Holz und Beton realistisch abzubilden. Die Betonierrichtung bei der Fertigung des Versuchskörpers und der des Holz-Beton-Verbundträgers sind identisch.

Mit dem in Abb. 4-8 dargestellten Versuchsaufbau kann das Tragverhalten des Holzes nicht vollständig experimentell untersucht werden, da die zwischen Versuchskörper und Widerlager angeordnete Lastverteilungsplatte ein Versagen des Vorholzes verhindert. Durch eine entsprechende Reduzierung der Höhe dieser Lastverteilungsplatte ist es aber möglich, ebenfalls das Tragverhalten des (Vor)Holzes zu erforschen. In diesem Fall sollten jedoch die in Abschnitt 4.1.3.2 erläuterten Aspekte berücksichtigt werden.

4.2 Überblick über das Versuchsprogramm

4.2.1 Allgemeines

Das Last-Verschiebungsverhalten der in Abschnitt 3.3 beschriebenen Polymerbeton- und Konsol-Nocken wurde mit Hilfe von Druckscherversuchen experimentell untersucht. Für die Herstellung der Versuchskörper wurde DUOLAM aus brandenburgischer Kiefer und Normalbeton verwendet.

Die Länge und Höhe der Versuchskörper variierten nicht. Sie waren immer 600 mm lang und 360 mm hoch (Holz- und Betonquerschnitt je 180 mm). Um die Vergleichbarkeit der experimentell ermittelten Verschiebungsgrößen zu ermöglichen, betrug der Randabstand r entsprechend der Erkenntnisse aus Abschnitt 4.1.3.3 bei den Polymerbetonnocken 15 mm und bei den Konsol-Nocken 20 mm. Die Breite der Versuchskörper war von den Nockenabmessungen abhängig. Sie variierte zwischen 120 und 160 mm.

Bei allen Versuchskörpern war zwischen Holz und Beton eine Folie angeordnet. Dadurch wurde das Eindringen von überschüssigem Anmachwasser verhindert und der Reibwiderstand zwischen Holz und Beton minimiert.

4.2.2 Polymerbetonnocken

In die Versuchsreihen zur Untersuchung des Trag- und Verformungsverhaltens der Polymerbetonnocken wurden die in Abb. 4-9 dargestellten Nockentypen A, B und C einbezogen. Es sollte der Einfluss der Nockenabmessungen, des Bewehrungsgrades, der Rauigkeit sowie der Betondruckfestigkeit auf das Trag- und Verformungsverhalten die-

ses Schubverbindungsmittels experimentell untersucht werden. Für die Herstellung des Polymerbetons wurde die in Tabelle A-6 angegebene Rezeptur verwendet. Die Bewehrungselemente bestanden aus U-förmig aufgebogenen Bügeln, die durch einen horizontalen Stab je Schenkel zusammengehalten wurden (Abb. 3-21). Die Bügel waren aus 6 mm Betonstahl BSt 500 S gefertigt. Die Höhe der Nocke und somit die Verankerungslänge des Bewehrungselementes im Polymerbeton betrug einheitlich 50 mm. Auf eine vertikale Bewehrung zur Rückverankerung des Bewehrungselementes im Normalbeton wurde aufgrund der großen Verankerungstiefe der Bügelschlaufen von 100 mm verzichtet. Tabelle A-1 gibt einen Überblick über die verschiedenen Parameter, die im Rahmen dieser Versuchsreihe untersucht wurden.

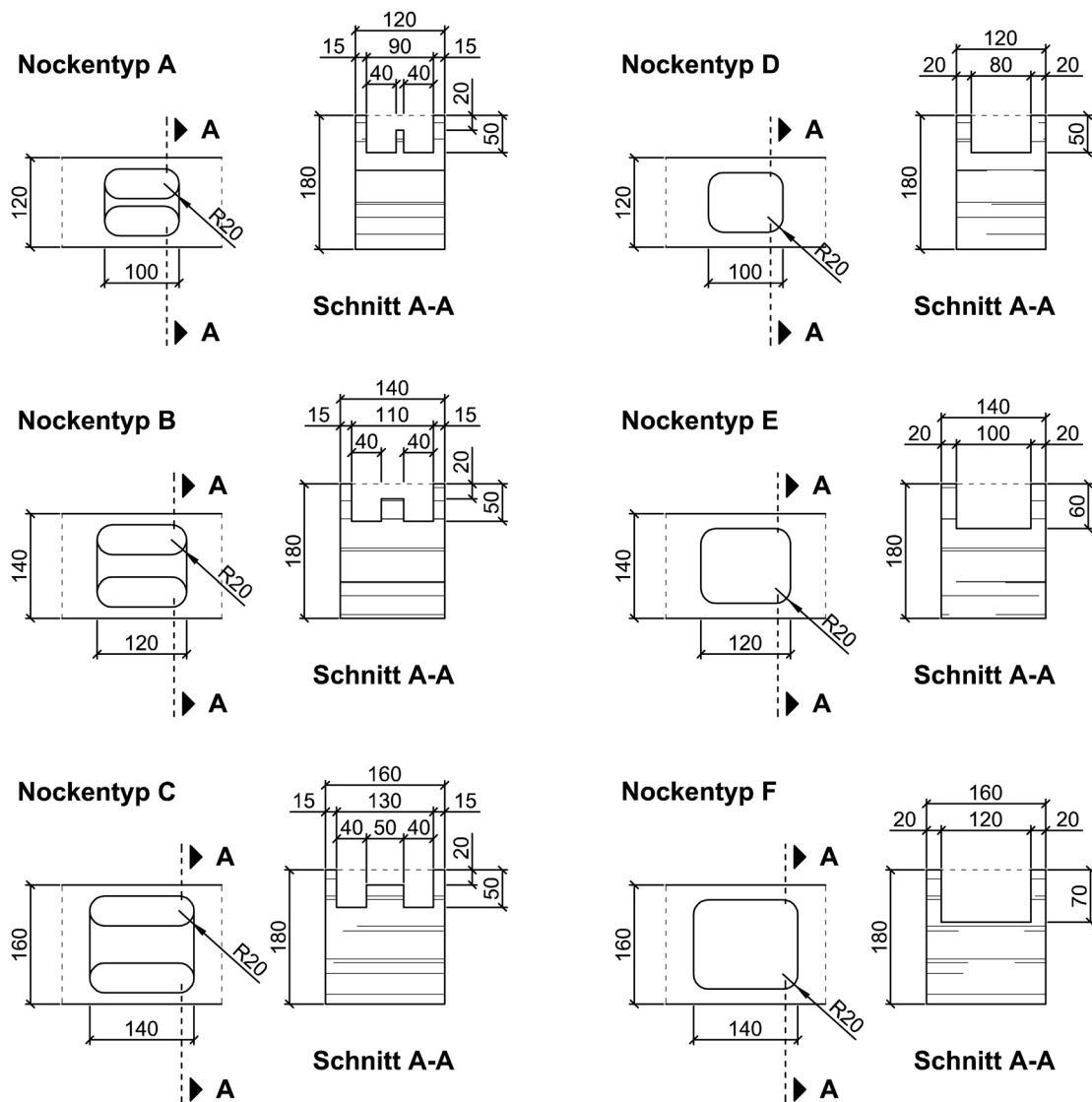


Abb. 4-9: Nockenabmessungen der untersuchten Scherkörper
 links ... Polymerbetonnocken
 rechts ... Konsol-Nocken

4.2.3 Konsol-Nocken

Innerhalb dieser Versuchsserie wurden die in Abb. 4-9 dargestellten Nockentypen D, E und F geprüft. Es sollte der Einfluss der Nockenabmessungen bzw. der Betondruckfestigkeit auf die Traglast und Steifigkeit der Konsol-Nocke verdeutlicht werden. Die Nocken der Versuchskörper wurden bis auf eine Ausnahme vor dem Betonieren mit Bitumenanstrich abgedichtet. Um den Einfluss dieser Abdichtung auf das Last-Verformungsverhalten des Verbindungsmittels abschätzen zu können, wurden vom Nockentyp E zusätzlich vier Versuchskörper mit unabgedichteten Nockenkannten in die Untersuchungen einbezogen. Die Berechnung des erforderlichen Betonstahldurchmessers im Anschnitt der Nocke erfolgt mit dem in [Avak/Glaser-02] vorgeschlagenen Bemessungsmodell. Es kam das in Abb. 3-17 dargestellte modifizierte Bewehrungselement zum Einsatz. Dieses war aus 6 bzw. 8 mm Betonstahl BSt 500 S gefertigt. Die in dieser Versuchsreihe untersuchten Parameter sind in Tabelle A-2 zusammengestellt.

4.3 Versuchsanordnung

Die in Abschnitt 4.1.4 beschriebene Versuchsanordnung wurde im Rahmen von Tastversuchen erfolgreich angewendet. In Vorbereitung der Untersuchungen zum Trag- und Verformungsverhalten der Polymerbeton- und Konsol-Nocke wurde jedoch festgestellt, dass dieser Versuchsaufbau für Dauerstandsversuche ungeeignet ist. Mit dieser Prüfungsanordnung ist es nicht möglich, eine konstante Last über einen längeren Zeitraum in den Versuchskörper einzuleiten. Aus diesem Grund war es erforderlich, die Versuchsanordnung zu überarbeiten. Bei dem in Abb. A-1 dargestellten Versuchsaufbau wurde das in Abschnitt 4.1.4 beschriebene Prinzip übernommen. In diesem Fall ermöglicht es die spezielle Anordnung der Krafteinleitungs- bzw. Auflagerpunkte, eine Normalkraftbeanspruchung der Kontaktfuge Holz-Beton zu verhindern. Der Nachteil gegenüber der in Abb. 4-8 dargestellten Versuchsanordnung ist, dass die am Verbindungsmittel angreifende Kraft nicht exakt bestimmt werden kann. Es ist jedoch möglich, den Kraftfluss im Versuchskörper mit Hilfe von zwei Kraftaufnehmern zu überprüfen. Diese sind, wie in Abb. A-1 dargestellt, unter dem höchstbeanspruchten unteren Lagerpunkt des Versuchskörpers anzuordnen. Die in diesem Punkt gemessene Auflagerkraft muss 75 % der am Prüfkörper eingeleiteten Kraft betragen.

4.4 Versuchskörperherstellung

4.4.1 Vorbereitung

Mit Hilfe einer computergesteuerten Abbundmaschine wurden im Sägewerk die Nocken gefräst und die Holzprismen auf 600 mm Länge zugeschnitten. Nach Lieferung wurde die spätere Kontaktfuge zwischen Holz und Beton mit einem Paketklebeband abgedichtet. In der Praxis kann dies mit einer PE-Folie erfolgen. Im Rahmen der Untersuchungen

wurde jedoch auf eine derartige Abdichtung verzichtet, weil sich die PE-Folie nur schlecht auf den Versuchskörpern befestigen ließ.

4.4.2 Herstellung der Polymerbetonnocken

Epoxidharze werden von zahlreichen Herstellern angeboten. Die Berücksichtigung der großen Produktvielfalt hätte den Rahmen der Versuchsreihe erheblich gesprengt. Aus diesem Grund wurden die Versuche mit einem „repräsentativen“ Epoxidharz durchgeführt. Entsprechend der Erkenntnisse aus [Erler-92] wurde der Polymerbeton mit Epoxidharz Epilox T 19-36/1000 und Härter H 10-30 (beides Produkte der LEUNA GmbH) hergestellt. Die verwendete Rezeptur kann Tabelle A-6 entnommen werden. Der Polymerbeton wurde mit Hilfe einer Bohrmaschine und eines Quirls in einem Eimer angerührt. Nach dem Vermischen des Harzes mit dem Härter wurden die Zuschläge unter gleichmäßigem Rühren zugegeben. Die Rezeptur hatte eine Topfzeit von ca. 30 Minuten. Der Polymerbeton wurde direkt aus dem Eimer in die Nocken gefüllt, in denen er sich aufgrund der fließfähigen Konsistenz ohne zusätzlichen Verdichtungsaufwand ausbreitete. Anschließend wurden die Bewehrungselemente in die mit Polymerbeton gefüllten Löcher eingesetzt und der getrocknete, grob gebrochene Zuschlag auf den frischen Polymerbeton gestreut. Die infolge des unterschiedlichen Größtkorndurchmessers des Splitts entstandenen Oberflächenstrukturen sind in Abb. 4-10 dargestellt.

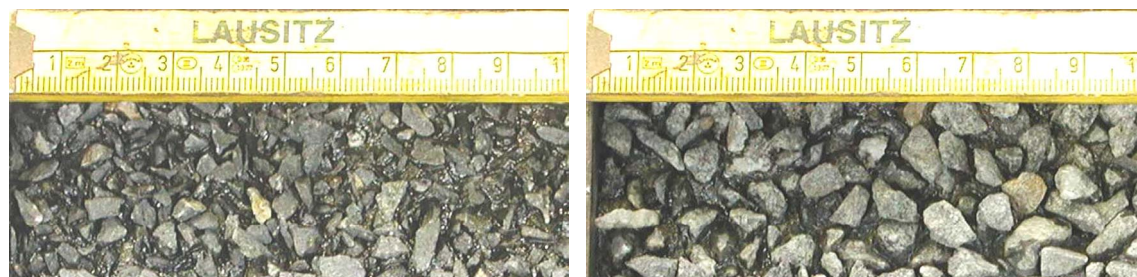


Abb. 4-10: Oberflächen der Polymerbetonnocken (links: Splitt 2/5, rechts: Splitt 4/8)

Die Druck- und Biegezugfestigkeit des Polymerbetons wurde an Mörtelprismen bestimmt. Die Werte können Tabelle A-7 entnommen werden.

4.4.3 Herstellung der Konsol-Nocken

Die Löcher zur Befestigung der Bewehrungselemente wurden mit $1,1 d_s$ vorgebohrt. Im Anschluss sind die Innenflächen der Nocken mit Bitumenanstrich abgedichtet worden. Wie bereits erläutert, stellten die Prüfkörper der Versuchsreihe E-R1-OA diesbezüglich eine Ausnahme dar. Die Bewehrungselemente wurden in die halb mit Epoxidharzkleber gefüllten Löcher eingeschlagen. Die Einschlagtiefe betrug 60 mm.

4.4.4 Betonieren der Versuchskörper

Nachdem die Verbindungsmittel für das Betonieren vorbereitet waren, wurde der Betonkern eingeschalt und die mit Paketklebeband abgedichtete Oberfläche der Holzpris-

men sowie die Schalung mit Schalöl vorbehandelt. Der Betonkern wurde mit einem Bewehrungskorb bewehrt (Abb. 4-11). Dadurch sollte dessen Stabilität bis zum Erreichen der Traglast F_u gewährleistet werden.

Um die Reibung zwischen Holz und Beton im Bereich der Krafteinleitungsfläche so gering wie möglich zu halten, waren an den Enden der Versuchskörper Aussparungen im Beton angeordnet (Abb. 4-11). Vor dem Betonieren der Prüfkörper wurden Schaumstoffstreifen von 5 mm Stärke auf dem Holzbalken befestigt. Nach dem Erhärten des Betons konnten diese problemlos entfernt werden, wodurch in diesem Bereich ein ca. 5 mm breiter Spalt zwischen Holz und Beton entstand.

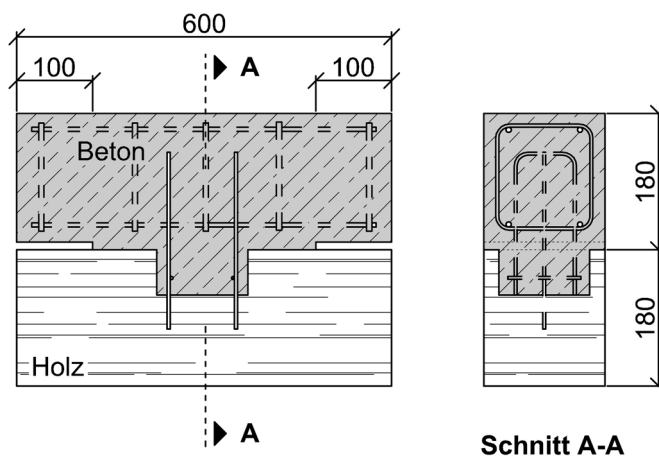


Abb. 4-11: Bewehrung der Versuchskörper

Zur Prüfung der Betoneigenschaften wurden beim Betonieren der Versuchskörper von jeder Betonrezeptur drei Erhärtungswürfel mit einer Kantenlänge von 150 mm hergestellt. Die Verdichtung des Betons erfolgte mit Hilfe eines Flaschenrüttlers. Die Versuchskörper und die Erhärtungswürfel wurden nach dem Ausschalen bis zum Tag der Bauteilprüfung unter Folie gelagert. Die Rezepturen der verwendeten Betone sind in Tabelle A-3 zusammengestellt. Die Betondruckfestigkeiten der einzelnen Versuchsreihen können Tabelle A-4 entnommen werden.

Für die Ermittlung der Holzfeuchte und der Darr-Rohdichte wurden aus dem Holz der Versuchskörper unmittelbar nach der Bauteilprüfung Würfel mit 50 mm Kantenlänge gefertigt. Diese Proben wurden gewogen und anschließend im Wärmeschrank getrocknet. In Tabelle A-5 befinden sich die Holzfeuchten und Darr-Rohdichten des verwendeten Holzes.

4.5 Versuchsdurchführung

In Abb. 4-12 ist das reale Last-Verformungsverhalten eines Verbindungsmittels unter Schubbeanspruchung schematisch dargestellt. Die Arbeitslinie lässt sich in drei Bereiche gliedern. Es wird deutlich, dass die Schubsteifigkeit lediglich im Bereich II konstant ist. Die Bereiche I und III sind durch über- bzw. unterproportionale Verformungszu-

nahmen charakterisiert. Der Verlauf der Arbeitslinie innerhalb dieser Bereiche variiert in Abhängigkeit vom verwendeten Verbindungsmitteltyp. So ist z.B. bei Klebeverbindungen der Schlupfanteil (Bereich I) quasi nicht vorhanden, während er bei Formschlussverbindungen aufgrund der Schwindvorgänge im Beton stark ausgeprägt ist.

Die Bereiche I und III werden bei der Bemessung von Verbundkonstruktionen aus Holz und Beton im Allgemeinen nicht direkt berücksichtigt. Die Bemessung im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit erfolgt mit Hilfe eines Sekantenmoduls. Er ist entsprechend [DIN 26981] als Quotient von 40 % der geschätzten Traglast F_{est} und der bei dieser Beanspruchung gemessenen Relativverschiebung $v_{0,4F}$ definiert. Dieser Wert wird bei der Bemessung im Grenzzustand der Tragfähigkeit um $\frac{1}{3}$ abgemindert ([E DIN 1052], [EC 5-1-1]).

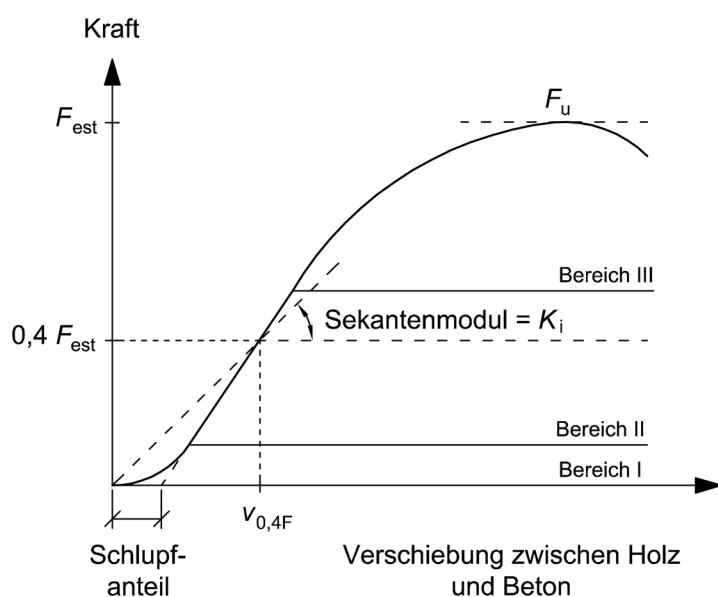


Abb. 4-12: Schematische Darstellung des Last-Verschiebungsverlaufes

Der Schlupfanteil (Bereich I) kann mit dem in [DIN 26981] angegebenen Belastungsverfahren nicht bestimmt werden, da der Versuchskörper nach der Erstbelastung nicht vollständig entlastet wird. Bei einem reibungsfreien Versuchsaufbau ist es jedoch möglich, den Anfangsschlupf aus den Verschiebungsmoduln der Erst- und Folgebelastrung näherungsweise zu bestimmen. Um den Einfluss des Anfangsschlupfes auf das Trag- und Verformungsverhalten der Konsol-Nocke abschätzen zu können, wurde das in [DIN 26981] beschriebene Belastungsverfahren modifiziert. Das im Rahmen dieser Versuche genutzte Lastregime ist in Abb. 4-13 dargestellt.

Die Last wurde innerhalb von 120 Sekunden kraftgeregelt auf 40 % der erwarteten Traglast F_{est} gesteigert. Nach einer Pause von 30 Sekunden wurde die Last binnen 90 Sekunden auf 10 % der geschätzten Traglast reduziert und bei dieser Beanspruchung 30 Sekunden konstant gehalten. Anschließend sind neun Lastwechsel mit Ober- und Unterlasten von 40 % bzw. 10 % der erwarteten Traglast durchgeführt worden. An den

Umkehrpunkten wurde die entsprechende Last jeweils 30 Sekunden gehalten. Im Anschluss an die Lastwechsel erfolgte eine vollständige Entlastung der Versuchskörper. Abschließend wurde der Versuch mit konstanter Wegregelung von 0,01 mm/s (Wert an der Bauteilprüfmaschine) bis zu einer Relativverschiebung zwischen Holz und Beton von 5 mm (Wert am Prüfkörper) fortgesetzt.

| | |
|--|---|
| Für $i = 1$ bis 10 | |
| Laststeigerung auf $0,4 \cdot F_{\text{est}}$ | Belastungsgeschwindigkeit = $\frac{F_{\text{est}}}{120}$ je Sekunde |
| 0,4 · F_{est} 30 Sekunden halten | |
| Lastminderung auf $0,1 \cdot F_{\text{est}}$ | Belastungsgeschwindigkeit = $\frac{F_{\text{est}}}{120}$ je Sekunde |
| 0,1 · F_{est} 30 Sekunden halten | |
| Vollständige Entlastung | |
| Wegeregelt mit 0,01 mm je Sekunde bis zu einer Verschiebung von 5 mm bzw. dem Versagen des Versuchskörpers | |

Abb. 4-13: Belastungsverfahren

Die horizontalen Verschiebungen zwischen Holz und Beton wurden mit zwei induktiven Wegaufnehmern gemessen. Diese hatten einen Messbereich von 20 mm und waren symmetrisch an beiden Seiten des Prüfkörpers angeordnet. Für die Versuchsauswertung wurde der Mittelwert dieser Messpunkte verwendet.

4.6 Versuche an Polymerbetonnocken

4.6.1 Allgemeines

Die Traglasten wurden in Abhängigkeit von der Oberflächenrauigkeit und dem Bewehrungsgrad bei Verschiebungen von 0,7 mm bis 1,1 mm erreicht. Versagensursache war bei allen Versuchskörpern die Kontaktfuge Polymerbeton-Normalbeton. Nach dem Erreichen der Maximallast konnte das Lastniveau nicht gehalten werden. Die Kraft fiel ab. In dieser Phase erfolgte die Kraftübertragung zwischen Polymerbetonoberfläche und Betonkern über die Dübelwirkung der Bewehrung sowie der Reibung. Bei allen Versuchskörpern versagte der Normalbeton, der im Bereich über der aufgerauten Polymerbetonoberfläche abscherete (Abb. 4-14). Ein stark ausgeprägtes Herauslösen des Splittes aus dem Kunstharzmörtel wurde nicht beobachtet. Das Versagen der Klebefuge zwischen Polymerbeton und Holz trat in keinem der untersuchten Fällen ein.

In die Versuchsauswertung werden der Anfangs-Verschiebungsmodul K_i , der End-Verschiebungsmodul K_e und die Traglast F_u bzw. die Bruchschubspannung τ_u des Verbindungsmittels einbezogen. Die Verschiebungsmoduln wurden mit Hilfe von Gl. (4.1) bzw. (4.2) berechnet. Die Last-Verschiebungsdiagramme sowie eine detaillierte Auflistung der Versuchsergebnisse der einzelnen Prüfkörper können der Anlage A entnommen werden.



Abb. 4-14: Freigelegte Polymerbetonnocke nach Beendigung des Versuches

$$K_i = \frac{0,4 \cdot F_{\text{est}}}{v_{0,4F}} \quad (4.1)$$

$$K_e = \frac{0,4 \cdot F_{\text{est}}}{v_{0,4F}^e - v_{0F}^e} \quad (4.2)$$

Statistisch gesicherte Aussagen zum Verformungsverhalten der Polymerbetonnocke können nicht gemacht werden, da die gemessenen Relativverschiebungen zwischen Holz und Beton stark streuen und teilweise widersprüchliche Aussagen liefern. Die gemessenen Werte liegen im Bereich zwischen ca. 500 kN/mm und 1300 kN/mm. Für die Streuung der Versuchsergebnisse ist neben den unterschiedlichen Nockenabmessungen in erster Linie die Qualität des Holzes (Ästigkeit, Drehwuchs) verantwortlich.

Das Verformungsverhalten der Polymerbetonnocke wird neben der hohen Verbindungsmittelsteifigkeit durch deren geringen Schlupfanteil charakterisiert. Beim Vergleich der Versuchsergebnisse fällt auf, dass die Verschiebungsmoduln von Erst- und Wiederbelastung K_i und K_e nahezu gleich sind. Die Sekantenmoduln bei 40 % und 60 % der geschätzten Traglast F_{est} variieren. Die Werte sinken bei $0,6 F_{\text{est}}$ im Schnitt auf 80 % (Variationskoeffizient = 7 %) der Verbindungsmittelsteifigkeiten von $0,4 F_{\text{est}}$ ab.

4.6.2 Einfluss variierender Nockenabmessungen

Mit Hilfe der Versuchsreihen A-R1-M-G, B-R1-M-G und C-R1-M-G sollte überprüft werden, welchen Einfluss unterschiedliche Nockenabmessungen auf die Traglast und Steifigkeit der Polymerbetonnocke haben. Der mit Gl. (4.3) bestimmte geometrische

Bewehrungsgrad ρ der Nocken dieser Versuchsserien sollte ursprünglich einheitlich 1,3 % betragen. Bei der Herstellung der Prüfkörper von Versuchsreihe A-R1-M-G trat jedoch Polymerbeton über den Rand der Nocken, wodurch sich deren Oberfläche vergrößerte (siehe Abb. 4-15). Aus diesem Grund mussten die Oberflächen der Nocken dieser Versuchsreihe vor dem Betonieren neu vermessen werden. Die für die Prüfkörper der Versuchsreihe A in Rechnung gestellte Nockenoberfläche A_{POF} beträgt 110 cm². Unter Berücksichtigung dieses Wertes ergibt sich ein Bewehrungsgrad von 1,03 %.

$$\rho = \frac{A_s}{A_{\text{POF}}} \quad (4.3)$$

$$\tau_u = \frac{F_u}{A_{\text{POF}}} \quad (4.4)$$



Abb. 4-15: Polymerbetonnocke der VR-A vor dem Betonieren

Während die Traglasten der Versuchskörper F_u mit größer werdender Nockenoberfläche erwartungsgemäß zunehmen, ist bei den in Abb. 4-16 dargestellten und mit Hilfe von Gl. (4.4) berechneten Bruchschubspannungen τ_u kein eindeutiger Trend erkennbar. Die Hypothese, dass die Werte nahezu konstant sind, kann aufgrund des geringen Stichprobenumfangs nicht widerlegt werden.

Die teilweise starke Streuung der Werte ist auf die unterschiedliche Qualität der Nockenoberflächen zurückzuführen. Bedingt durch den Herstellprozess der rauen Polymerbetonoberfläche variiert deren Oberflächenrauigkeit erheblich. Bei den Ergebnissen der Versuchsreihe B-R1-M-G wird dies besonders deutlich. Die Werte der Bruchschubspannungen τ_u streuen zwischen 10,6 N/mm² und 14,6 N/mm². Die geringe Tragfähigkeit des Versuchskörpers B-R1-M-G-03 ($\tau_u = 10,6$ N/mm²) ist jedoch auf eine Unaufmerksamkeit beim Abstreuen der Polymerbetonoberfläche zurückzuführen. Der Splitt wurde in Stahlschüsseln im Wärmeschrank getrocknet. Dabei sammelte sich der am ursprünglich feuchten Splitt gebundene Mehlkorngehalt am Boden der Schüssel. Bei Versuchskörper B-R1-M-G-03 wurde der Splitt nicht wie üblich mit der Hand aus der Schüssel genommen und über den Polymerbeton gestreut, sondern der in der Schüssel verbliebene Splitt samt Mehlkorn über den Kunstharzbeton geschüttet. Dies hatte eine deutlich verminderte Oberflächenrauigkeit zur Folge.

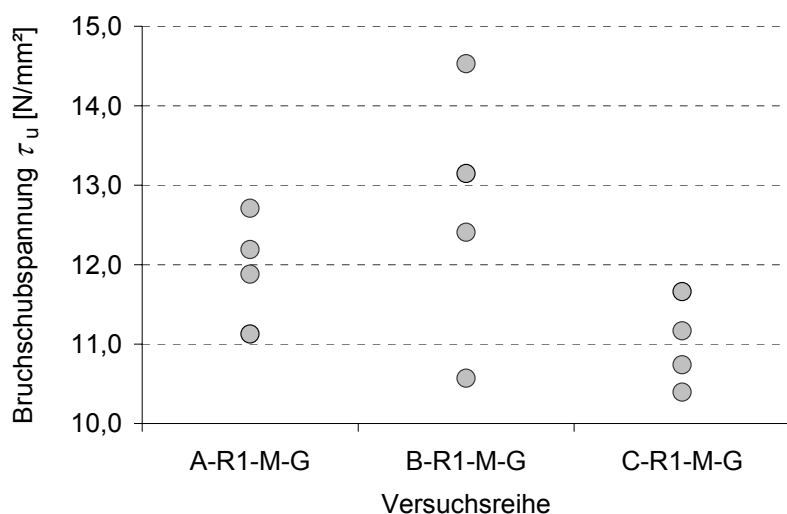


Abb. 4-16: Einfluss der Nockenabmessungen auf die Bruchschubspannung

Die Ergebnisse dieser Versuchsreihen verdeutlichen zum einen den Einfluss der Rauigkeit auf die Bruchschubspannung τ_u dieses Schubverbindungsmittele. Sie zeigen aber auch, dass eine unzureichende Qualitätssicherung bei der Herstellung der rauen Oberflächenstruktur die Tragfähigkeit der Nocke erheblich beeinflusst. Um eine gleich bleibende Qualität der Nockenoberflächen zu gewährleisten, ist es aus diesem Grund nötig, den Splitt vor dem Trocknen gründlich zu reinigen.

In Abb. 4-17 sind die Anfangs-Verschiebungsmoduln K_i der einzelnen Versuchsreihen dargestellt. Streng betrachtet, müsste sich der Verschiebungsmodul mit größer werdenden Nockenabmessungen erhöhen, da sich bei einer entsprechenden Laststufe im Gebrauchslastbereich die auf eine Flächeneinheit bezogene Kraft und somit auch die Schubverformung verringern.

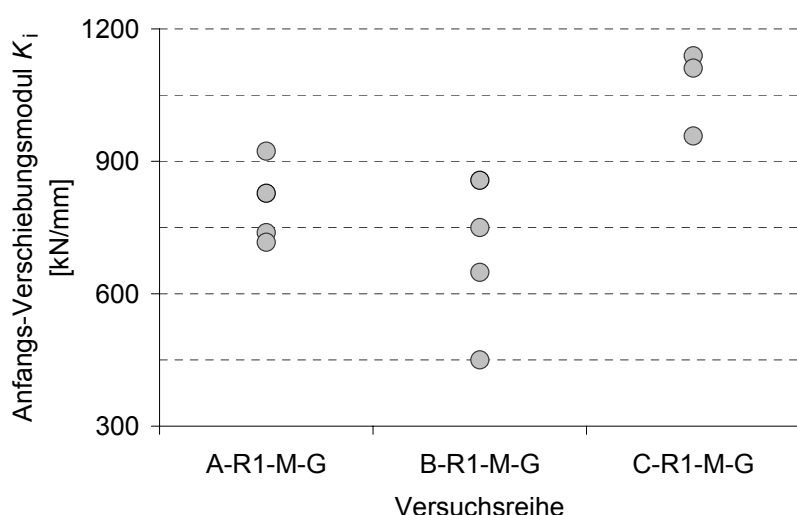


Abb. 4-17: Einfluss der Nockenabmessungen auf den Anfangs-Verschiebungsmodul

Die Versuchsergebnisse spiegeln dies nicht eindeutig wieder. So sind die Verschiebungsmoduln der Versuchskörper mit Nockentyp A und B trotz unterschiedlicher Scherflächen A_{POF} und A_{PSF} annähernd gleich. Hingegen bekräftigen die Ergebnisse der Versuchsreihen B-R1-M-G und C-R1-M-G die oben geäußerte Theorie. Der Prüfkörper C-R1-M-G-04 wurde aus dieser Betrachtung ausgeschlossen, da dessen Anfangs-Verschiebungsmodul durch eine erhöhte Ästigkeit besonders stark beeinflusst wurde.

4.6.3 Einfluss des Bewehrungsgrades

Am Nockentyp B sollte der Einfluss variierender Bewehrungsgrade ρ untersucht werden. Die betrachteten mit Hilfe von Gl. (4.3) berechneten Bewehrungsgrade lagen zwischen 0,87 und 1,74. Um die Werte nach unten zu vervollständigen, werden die Versuchsreihen B-R1-N-G, B-R1-M-G und B-R1-H-G um eine Messreihe ergänzt, die von SCHULZ [Schulz-02] an unbewehrten mit Splitt aufgerauten Polymerbetonoberflächen durchgeführt wurden. Die direkte Gegenüberstellung der Messwerte ist möglich, da die von SCHULZ untersuchte Oberflächenrauigkeit (Splitt 4/8) und Betondruckfestigkeit ($f_{cm,cube} = 40,5 \text{ N/mm}^2$) mit den Werten der oben genannten Versuchsreihen übereinstimmen. Die Versuchsergebnisse sind in Tabelle 4-1 dargestellt.

Tabelle 4-1: Bruchschubspannung von unbewehrten rauen Fugen nach [Schulz-02]

| $f_{cm,cube}$ in N/mm^2 | 40,5 | | | |
|--|------|------|------|------|
| Bruchschubspannung τ_u in N/mm^2 | 2,54 | 2,89 | 2,64 | 2,36 |

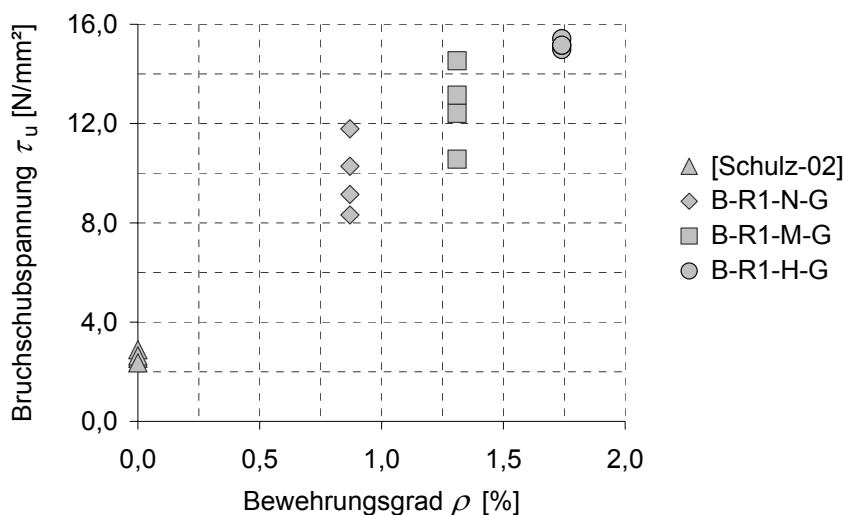


Abb. 4-18: Einfluss des Bewehrungsgrades auf die Bruchschubspannung

In Abb. 4-18 wird deutlich, dass die Größe der mit Gl. (4.4) bestimmten Bruchschubspannung τ_u und somit die Traglast der Polymerbetonnocke F_u durch die Fläche des Stahlquerschnitts in der Kontaktfuge Polymerbeton-Normalbeton beeinflusst wird. Die

Bruchschubspannungen steigen mit dem Bewehrungsgrad ρ nahezu linear an. Dies deckt sich mit Beobachtungen in [DAfStb 372] und [Randl-97].

In [Schulz-02] wurde ferner überprüft, ob die Biegesteifigkeit der Bewehrung das Verschiebungsverhalten im Gebrauchslastbereich entscheidend beeinflusst. Diese Untersuchungen wurden ebenfalls an mit Splitt 4/8 aufgerauten Polymerbetonoberflächen durchgeführt. Der verwendete Normalbeton hatte eine mittlere Würfeldruckfestigkeit $f_{cm,cube}$ von 38,8 N/mm² bis 41,1 N/mm². Der Bewehrungsgrad der betrachteten Nocken betrug einheitlich 3 %, wurde aber durch verschiedene Betonstabstahldurchmesser (3 Ø 8 mm, 2 Ø 10 mm, 1 Ø 14 mm) realisiert.

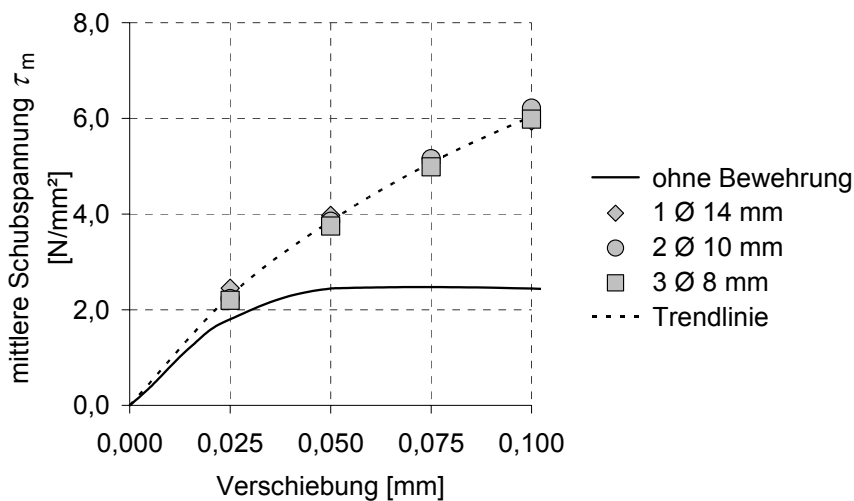


Abb. 4-19: Einfluss des Biegesteifigkeit der Verbundbewehrung bei beginnender Gleitung nach [Schulz-02]

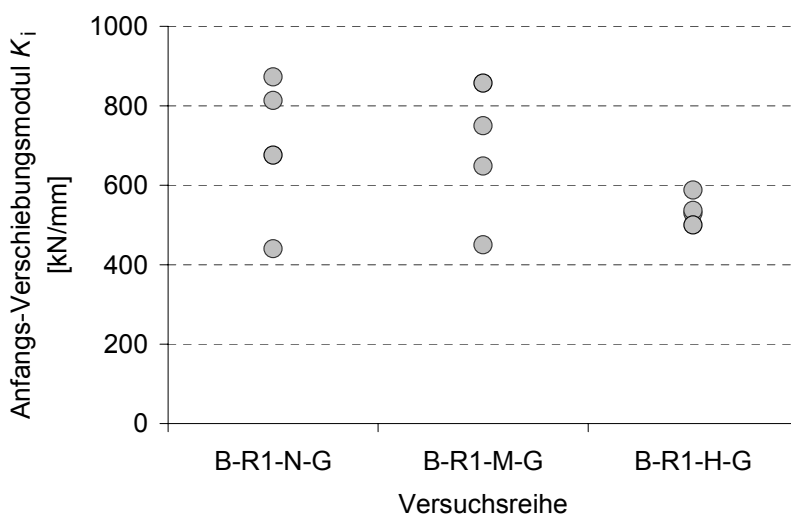


Abb. 4-20: Einfluss des Bewehrungsgrades auf die Verbindungsmittelsteifigkeit

In Abb. 4-19 sind die Mittelwerte der Schubspannungen τ_m der einzelnen Versuchsreihen bei Verschiebungen von 0,025 mm, 0,05 mm, 0,075 mm und 0,10 mm graphisch dargestellt. Es wird deutlich, dass im Gebrauchslastbereich die Biegesteifigkeit der Fugenbewehrung keinen nennenswerten Einfluss auf die gemessenen Relativverschiebungen hat. Aus den eigenen Versuchen geht dies aufgrund der teilweise starken Streuungen der Messergebnisse nicht eindeutig hervor (Abb. 4-20).

4.6.4 Einfluss der Oberflächenrauigkeit

Mit den Versuchsreihen B-R1-M-F und B-R1-M-G sollte der Einfluss der Oberflächenstruktur auf das Trag- und Verformungsverhalten überprüft werden. In Abb. 4-21 sind die mit Gl. (4.4) bestimmten Bruchschubspannungen τ_u der einzelnen Prüfkörper dieser Versuchsserien dargestellt. Es zeigt sich, dass durch eine erhöhte Rauigkeit der Fuge deren Tragfähigkeit gesteigert werden kann. Die Ursache für die geringe Tragfähigkeit des Versuchskörpers B-R1-M-G-03 ($\tau_u = 10,6 \text{ N/mm}^2$) wurde bereits in Abschnitt 4.6.2 erläutert.

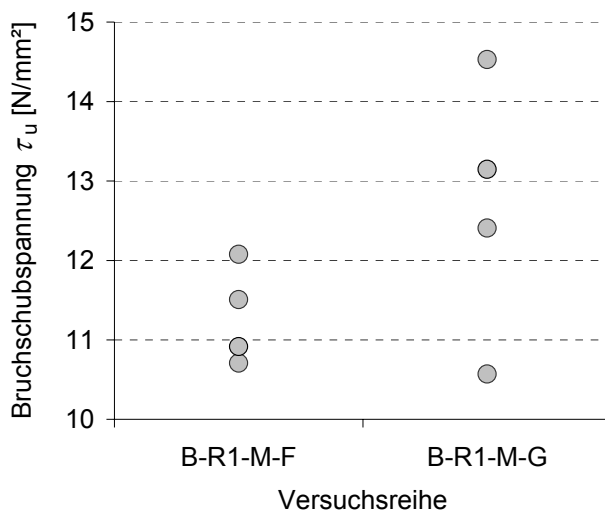


Abb. 4-21: Einfluss der Oberflächenrauigkeit auf die Bruchschubspannung

Bezüglich des Anfangs-Verschiebungsmoduls ist zwischen den Prüfkörpern der Versuchsreihen B-R1-M-F und B-R1-M-G kein nennenswerter Unterschied erkennbar (Abb. 4-22). Die Mittelwerte dieser Serien weichen nur unwesentlich voneinander ab.

4.6.5 Einfluss der Betondruckfestigkeit

Mit Hilfe der Versuchsreihen B-R1-M-G und B-R3-M-G sollte der Einfluss der Betondruckfestigkeit auf die Traglast F_u und den Anfangs-Verschiebungsmodul K_i der Polymerbetonnocke experimentell untersucht werden. Bedingt durch die hohe Festigkeit von Kunstharzbeton und Splitt wurde das Versagen generell durch das Abscheren des Normalbetons oberhalb der rauen Nockenoberfläche verursacht. Dies bestätigten nach dem Versuch „freigelegte“ Polymerbetonnocken.

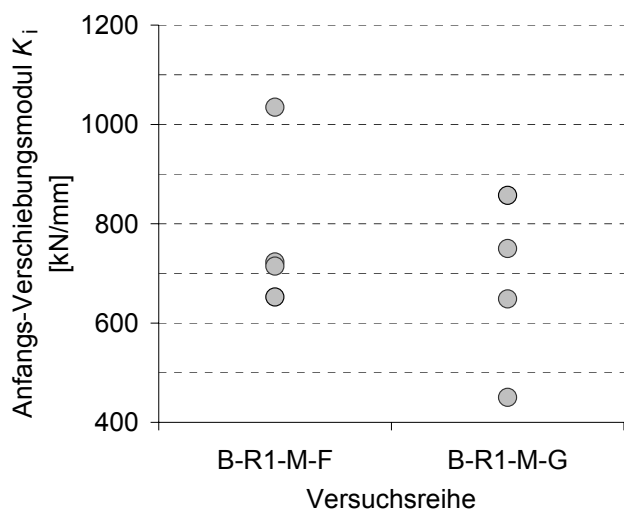


Abb. 4-22: Einfluss der Oberflächenrauigkeit auf den Anfangs-Verschiebungsmodul

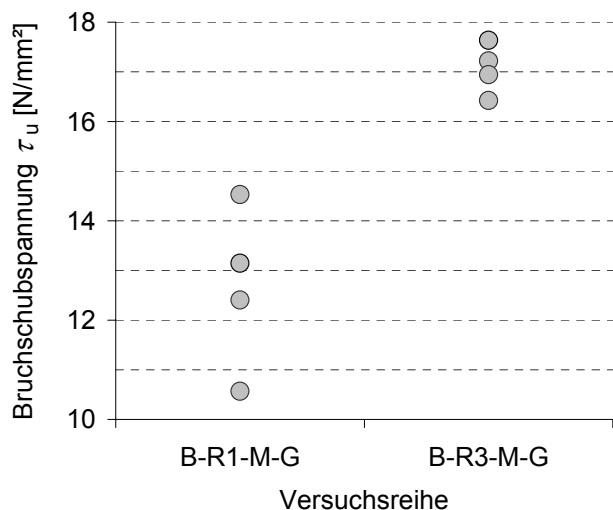


Abb. 4-23: Einfluss der Betondruckfestigkeit auf die Bruchschubspannung

In Abb. 4-14 sind zwischen den Zuschlagkörnern der rauen Nockenoberfläche die Reste des nachträglich eingebauten Normalbetons deutlich erkennbar. Wie bereits festgestellt, wurde bei keiner der untersuchten Polymerbetonoberflächen das Ausbrechen des Splitts aus dem Kunstharzbeton beobachtet.

In Abb. 4-23 sind die mit Gl. (4.4) berechneten Bruchschubspannungen τ_u der oben genannten Versuchsreihen dargestellt. Es wird deutlich, dass sich die Tragfähigkeit einer rauen Fuge mit steigender Betondruckfestigkeit erhöht.

Qualifizierte Aussagen bezüglich des Verschiebungsmoduls sind auch in diesem Fall nicht möglich. In Abb. 4-24 wird ein eindeutiger Trend beschrieben. Der Mittelwert des Anfangs-Verschiebungsmoduls der aus Betonrezeptur R3 gefertigten Prüfkörper ist deutlich größer als der der Versuchskörper aus Rezeptur R1. Dies würde bedeuten, dass

sich die Steifigkeit des Verbindungsmittels mit der Betonfestigkeitsklasse erhöht. Grundsätzlich widerspricht diese Beobachtung keinen Gesetzmäßigkeiten. Jedoch sind die immensen Unterschiede aus der Sicht des Autors nicht allein mit der höheren Betonfestigkeitsklasse begründbar. Im direkten Vergleich der nach dem Versuch freigelegten Nockenoberfläche von Versuchskörper B-R3-M-G-03 ($K_i = 681,8 \text{ kN/mm}$) mit der der anderen Prüfkörper dieser Serie konnten keine wesentlichen Unterschiede festgestellt werden. Die Gegenüberstellung der Traglasten bestätigt dies. Wäre die geringe Steifigkeit dieses Versuchskörpers auf eine fehlerhafte Nockenoberfläche zurückzuführen, müsste entsprechend der Erkenntnisse aus Abschnitt 4.6.2 auch dessen Traglast deutlich kleiner als die Werte der anderen Prüfkörper dieser Versuchsreihe sein. Da dies nicht der Fall ist, wird geschlussfolgert, dass die beobachteten Differenzen zwischen Versuchsreihe B-R1-M-G und B-R3-M-G in erster Linie durch Holzfehler (Ästigkeit, Drehwuchs) verursacht wurden und der Einfluss der Betondruckfestigkeitsklasse deutlich geringer ist.

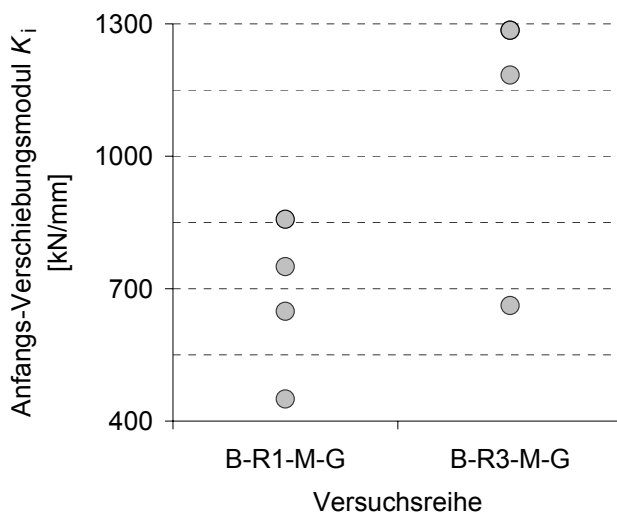


Abb. 4-24: Einfluss der Betondruckfestigkeit auf den Anfangs-Verschiebungsmodul

4.7 Versuche an Konsol-Nocken

4.7.1 Allgemeines

Die maximale Traglast F_u aller Versuchskörper wurde bei einer Relativverschiebung zwischen Holz und Beton von 1,6 mm bis 3,2 mm erreicht. Die Arbeitslinien der Verbindungsmittel weisen durchgängig einen ausgeprägten Maximalwert auf. Der Bruch des Verbindungsmittels trat bei allen Prüfkörpern infolge Betonversagen ein. Dies wurde durch Betonabplatzungen im Bereich vor der unbelasteten Stirnfläche der Nocke sichtbar (Abb. 4-25). Die Stärke der Betonausbrüche variierte. Bei den Versuchskörpern der Versuchsreihen D und F waren sie besonders ausgeprägt. Durch das Versagen des Betons vor der unbelasteten Stirnfläche der Nocke wird deutlich, dass die am Beweh-

rungelement vorgenommenen und in Abschnitt 3.3.1 beschriebenen Modifikationen erfolgreich waren. Bei allen Versuchskörpern konnten die Zugkräfte sicher von der Nocke in den Betonkern eingeleitet werden. Der Versuch war mit dem Erreichen der Maximallast nicht beendet. Wie bei den Polymerbetonnocken erfolgte die Kraftübertragung zwischen Nocke und Betonkern nach dem Versagen der Betondruckstrebe über die Dübelwirkung der Bewehrung und Reibung.



Abb. 4-25: Freigelegte Konsol-Nocke nach Beendigung des Versuches

In die Versuchsauswertung werden der Anfangs-Verschiebungsmodul K_1 , der End-Verschiebungsmodul K_e und die Traglast F_u des Verbindungsmittels einbezogen. Die Verschiebungsmoduln wurden mit Hilfe von Gl. (4.1) bzw. (4.2) bestimmt. Die Last-Verschiebungsdiagramme sowie eine ausführliche Auflistung der Ergebnisse der einzelnen Versuchskörper können der Anlage A entnommen werden.

Detaillierte statistisch gesicherte Aussagen zum Einfluss der Holz- bzw. Betonfestigkeiten und der Nockenabmessungen auf die Verbindungsmittelsteifigkeit sind im Rahmen dieser Arbeit nicht möglich, da die experimentell bestimmten Verschiebungsmoduln zum Teil deutlich voneinander abweichen. Die Gründe für die Streuung der Versuchsergebnisse konnten nicht immer eindeutig geklärt werden. Vereinzelt wurde das Verformungsverhalten der Nocken durch eine höhere Ästigkeit und Drehwuchs beeinträchtigt. Es wird davon ausgegangen, dass auch der unterschiedliche Feuchtigkeitsgehalt und die variierenden Darr-Rohdichten des verwendeten Holzes (siehe Tabelle A-5) die Messergebnisse beeinflussten.

Die Verschiebungsmoduln bei Erstbelastung K_1 sind deutlich kleiner als die Werte bei Wiederbelastung K_e . Dies ist ein Beleg für das anfängliche „Durchschieben“ des Verbindungsmittels. Der Einfluss des Schlupfanteils auf das Trag- und Verformungsverhalten eines Verbundträgers wird in einem der folgenden Abschnitte noch ausführlich diskutiert. Der Sekantenmodul bei 40 % und 60 % der geschätzten Traglast F_{est} variiert. Er verringert sich bei $0,6 F_{est}$ im Schnitt auf 80 % des Wertes von $0,4 F_{est}$ (Variationskoeffizient = 7 %).

4.7.2 Einfluss der Abdichtung der Nockenkanten

In [Avak/Glaser-02] wurde bei einigen Versuchskörpern ein unterproportionaler Anstieg der Last-Verschiebungskurven beobachtet. Dieser ist auf die nicht abgedichteten Nockenkanten und die damit verbundene schnellere Austrocknung des Betons im Bereich der Nocke zurückgeführt worden. Diese These kann nicht bestätigt werden. Weder bei den Traglasten noch bei den Verschiebungsmoduln sind signifikante Unterschiede in den Versuchsergebnissen der Versuchsreihen E-R1-MA und E-R1-OA erkennbar. Die mit Gl. (4.5) auf der Grundlage von Tabelle 4-2 berechneten Werte der auf die Betondruckfestigkeit bezogenen Tragfähigkeiten der Nocken ϕ_u verdeutlichen dies. Der Mittelwert beträgt in beiden Fällen rund 30 cm² (siehe Tabelle 4-3).

$$\phi_u = \frac{F_u}{f_{cm,cube}} \quad (4.5)$$

Die Anfangs-Verschiebungsmoduln K_i der Prüfkörper dieser Versuchsreihen weichen ebenfalls nur unbedeutend voneinander ab. Aus diesem Grund wird die Versuchsreihe E-R1-OA in den folgenden Betrachtungen den anderen Versuchsreihen gleichgestellt.

Tabelle 4-2: Mittelwert des Anfangs -Verschiebungsmoduls und der Traglast bei Versuchskörpern mit und ohne Abdichtung der Nocke

| | Anfangsverschiebungsmodul K_i | | Traglast F_u | |
|--------------------|---------------------------------|------------------------|------------------------|------------------------|
| | in kN/mm | | in kN | |
| | E-R1-MA | E-R1-OA | E-R1-MA | E-R1-OA |
| $f_{cm,cube}$ | 43,3 N/mm ² | 40,3 N/mm ² | 43,3 N/mm ² | 40,3 N/mm ² |
| Mittelwert | 189 | 184 | 129,9 | 120,1 |
| Standardabweichung | 40 | 16 | 7,3 | 9,7 |

4.7.3 Einfluss der Betondruckfestigkeit

Mit Hilfe von Nockentyp E sollte der Einfluss der Betondruckfestigkeit auf die Traglast F_u und den Anfangs-Verschiebungsmodul K_i des Verbindungsmittels experimentell untersucht werden. Von der Versuchsreihe E-R2-MA konnten nur 3 Versuchskörper berücksichtigt werden. In Abb. 4-26 sind die Traglasten der Versuchskörper graphisch dargestellt. Es wird deutlich, dass sich die Tragfähigkeit der Nocke mit größer werdender Betondruckfestigkeit erhöht.

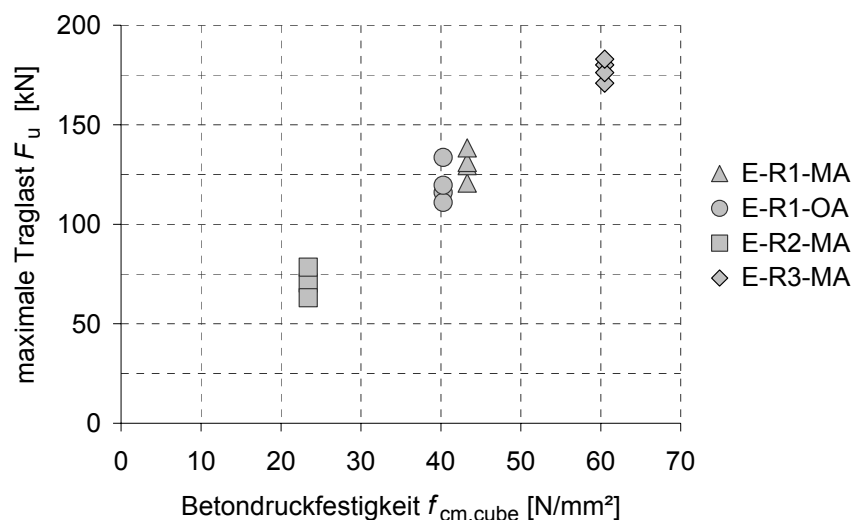


Abb. 4-26: Einfluss der Betondruckfestigkeit auf die Traglast der Konsol-Nocke

In Tabelle 4-3 sind die Mittelwerte der auf die Betondruckfestigkeit bezogenen Nocken-tragfähigkeit ϕ_u dargestellt. Die Werte liegen zwischen 29,4 und 30,2 kNcm²/kN. Die geringe Streuung dieser Werte bestätigt den in [Avak/Glaser-02] unterstellten linearen Zusammenhang zwischen Nockentragfähigkeit und Betondruckfestigkeit.

Tabelle 4-3: Auf die Betondruckfestigkeit bezogene Tragfähigkeit der Nocke

| | E-R2-MA | E-R1-OA | E-R1-MA | E-R3-MA |
|---|---------|---------|---------|---------|
| $f_{cm,cube}$ in N/mm ² | 23,4 | 40,3 | 43,3 | 60,5 |
| Mittelwert der Traglast F_u in kN | 70,7 | 120,1 | 129,9 | 177,6 |
| ϕ_u in kNcm ² /kN | 30,2 | 29,8 | 30,0 | 29,4 |
| Standardabweichung in kNcm ² /kN | 3,3 | 2,4 | 1,7 | 0,9 |

Wie bereits erläutert, gestaltet sich die Ableitung einer Gesetzmäßigkeit zum Einfluss der Betondruckfestigkeit auf den Anfangs-Verschiebungsmodul des Verbindungsmittels schwierig. Obwohl alle Versuchskörper vom Nockentyp E aus einem Stamm gefertigt waren, streuten die Werte beträchtlich. Die Anfangs-Verschiebungsmoduln weichen besonders bei den Prüfkörpern E-R1-MA-02 und E-R3-MA-02 erheblich von den Werten der anderen Versuchskörper ab. Die Differenzen lassen sich auf Asteinschlüsse im Kräfteinleitungsbereich der Nocke zurückführen. Generell besteht bei unveränderten Holzeigenschaften der Trend, dass der Verschiebungsmodul des Verbindungsmittels mit steigender Betondruckfestigkeit größer wird. In Abb. 4-27 ist eine Trendlinie dargestellt. Diese wurde unter Vernachlässigung der Versuchskörper E-R1-MA-02 und E-R3-MA-02 mit Hilfe einer Regressionsanalyse erstellt ($B = 0,43$). Gemäß dieser Trendlinie erhöht sich der Anfangs-Verschiebungsmodul bei diesen Nockenabmessungen je 10 N/mm² Betondruckfestigkeit um ca. 9 kN/mm.

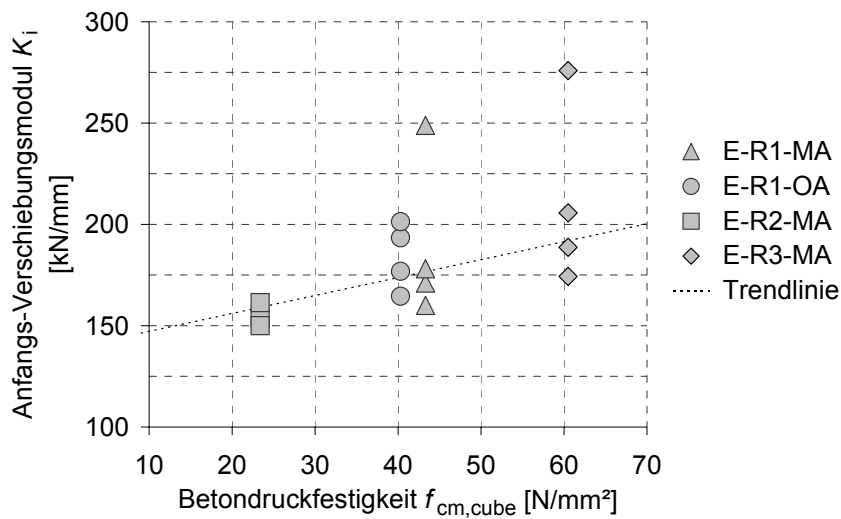


Abb. 4-27: Einfluss der Betondruckfestigkeit auf den Anfangs-Verschiebungsmodul

Es bleibt zu klären, ob sich die Erhöhung der Verbindungsmittelsteifigkeit auf den kleineren w/z-Wert bei den Betonen mit höherer Festigkeit und die damit verbundene geringere Schwindverformung zurückzuführen lässt.

$$s_A = v_{0,4F} - \frac{0,4 \cdot F_{est}}{K_e} \quad (4.6)$$

In Abb. 4-28 ist der mit Hilfe von Gl. (4.6) berechnete Anfangsschlupf s_A in Abhängigkeit vom w/z-Wert graphisch dargestellt. Es ist nicht erkennbar, dass der Schlupfanteil mit steigender Betondruckfestigkeit abnimmt. Demnach sind die erhöhten Anfangs-Verschiebungsmoduln bei den Versuchskörpern mit höherer Betondruckfestigkeit allein deren größeren Steifigkeit zuzuschreiben.

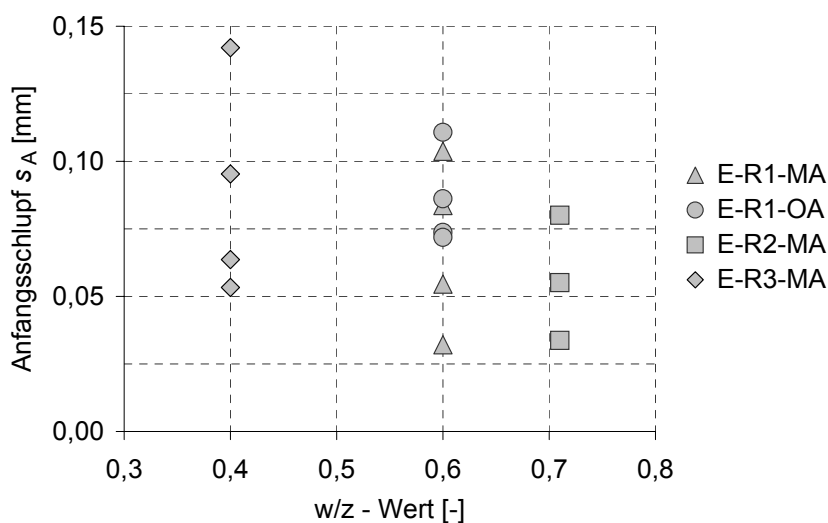


Abb. 4-28: Einfluss des w/z-Wertes auf den Anfangsschlupf

4.7.4 Einfluss der Nockenabmessungen

Mit Hilfe der in Abb. 4-9 dargestellten Nockentypen D, E und F wurde am Beispiel der Betonrezeptur R1 der Einfluss variierender Nockenabmessungen auf das Last-Verformungsverhalten dieser Schubverbindungsmittel experimentell untersucht. Mit Typ D ist die untere Grenze der Abmessungen erreicht. Konsol-Nocken dieser Größe können aufgrund der geringen Betondeckung nur bei Innenbauteilen eingesetzt werden. Hingegen stellen die Abmessungen von Nockentyp F keine Maximalwerte dar. Die zulässigen Abmessungen der Konsol-Nocke werden nur durch die Breite bzw. Höhe des Holzbalkens beschränkt.

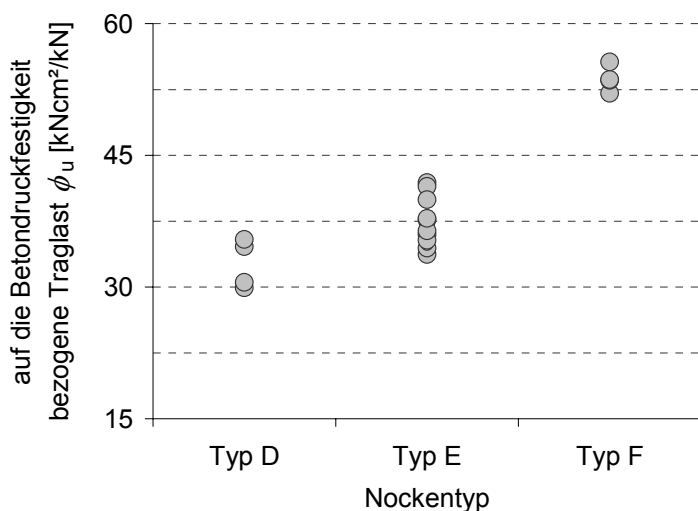


Abb. 4-29: Einfluss der Nockenabmessungen auf die Tragfähigkeit der Nocke

Der Abschnitt 4.7.3 zeigt, dass zwischen der maximalen Tragfähigkeit der Nocke und deren Betondruckfestigkeit ein linearer Zusammenhang besteht. Aus diesem Grund wurden alle Versuchsreihen mit Nockentyp E in die Betrachtungen einbezogen. Das Ergebnis ist in Abb. 4-29 dargestellt. Die mit Hilfe von Gl. (4.5) berechneten auf die Betondruckfestigkeit bezogenen Traglasten ϕ_u variieren in Abhängigkeit von den Nockenabmessungen. Sie steigen mit größer werdenden Abmessungen der Nocke an.

Detaillierte Aussagen zum Einfluss der Nockenabmessungen auf die Größe des Anfangs-Verschiebungsmoduls gestalten sich problematisch, da die Versuchsergebnisse einer starken Streuung unterliegen. Diese lässt sich auf die stark variierenden Holzeigenschaften zurückführen.

$$\kappa_i = \frac{K_i}{b_n \cdot h_n} \quad (4.7)$$

Die Größe einer Stauchung ist in erster Linie von der Dehnsteifigkeit des Materials abhängig. Da sich die Betonnocke in den Holzquerschnitt eindrückt, müssen bei linear elastischem Materialverhalten und konstanter Kraft mit größerer Krafteinleitungsfläche die Verformungen kleiner und somit die Verbindungsmittelsteifigkeit größer werden.

Ein derartiger Trend ist erkennbar. In Abb. 4-30 sind die mit Gl. (4.7) berechneten auf die Krafteinleitungsfläche der Nocke bezogenen Anfangs-Verschiebungsmoduln κ_i der verschiedenen Nockentypen dargestellt. Da sich die Steifigkeit des Verbindungsmittels mit steigender Betondruckfestigkeit erhöht (siehe Abschnitt 4.7.3), wurden nur Versuchskörper mit Beton der Rezeptur 1 berücksichtigt. Es wird deutlich, dass sich mit Ausnahme der Prüfkörper D-R1-MA-02 und -04 alle Versuchskörper gleichmäßig um einen Wert von ca. 33 N/mm³ verteilen. Mit Hilfe dieses Mittelwertes und Gl. (4.7) lässt sich der in Tabelle 4-4 dargestellte rechnerische Mittelwert des Anfangs-Verschiebungsmoduls $cal K_i$ für die verschiedenen Nockentypen D, E und F berechnen. Die Werte weisen eine annehmbare Übereinstimmung mit den Mittelwerten der Prüfkörper der einzelnen Versuchsreihen auf.

Tabelle 4-4: Vergleich des rechnerischen mit dem vorhandenen Mittelwert des Anfangs-Verschiebungsmoduls

| | Typ D | Typ E | Typ F |
|------------------------------------|-------------------|-------|-------|
| $cal K_i$ in kN/mm ²) | 130 | 200 | 280 |
| vorh K_i in kN/mm ³) | 151 ¹⁾ | 187 | 278 |

1) ... unter Vernachlässigung der Prüfkörper D-R1-MA-02 und -04

2) ... berechnet aus dem Mittelwert aller Versuchsreihen (D-R1-XX, E-R1-XX, F-R1-XX)

3) ... Mittelwert der einzelnen Versuchsreihen (nach Anlage A)

Zur statistischen Absicherung dieser Beobachtungen sind weitere Versuchsreihen erforderlich. Ziel muss es sein, für gebräuchliche Holz- und Betonfestigkeiten den auf die Krafteinleitungsfläche der Nocke bezogenen Anfangs-Verschiebungsmodul κ_i experimentell zu bestimmen. Auf diese Art ist es möglich, den Anfangs-Verschiebungsmodul K_i für beliebige Nockenabmessungen rechnerisch abzuschätzen.

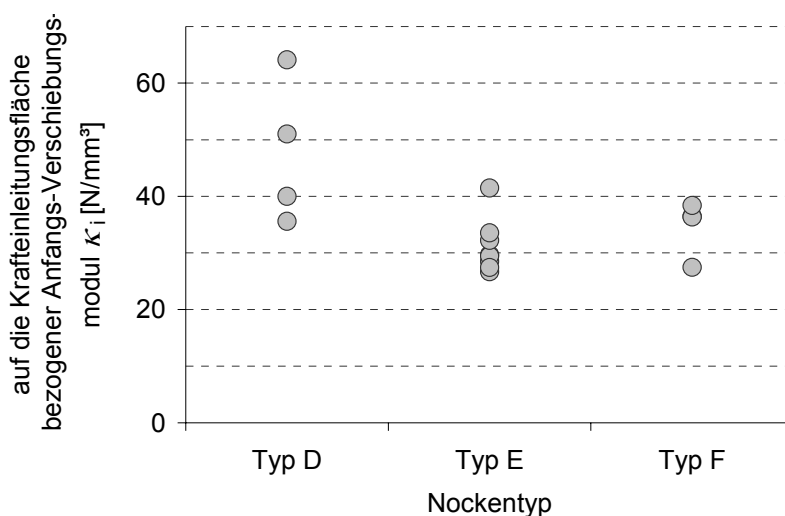


Abb. 4-30: Einfluss der Nockenabmessungen auf die Steifigkeit des Verbindungsmittels

4.7.5 Einfluss des Schlupfes

Bei den in Anlage A dargestellten Arbeitslinien der einzelnen Prüfkörper konnte bei keinem der Versuchskörper im unteren Lastbereich ein überproportionaler Anstieg der Last-Verschiebungskurve gemäß Abb. 4-12 festgestellt werden. Die Ursache dafür wird in den chemisch-physikalischen Bindungskräften zwischen Holz und Beton vermutet. Sie beteiligen sich vor allem bei der Erstbelastung im Bereich kleiner Verschiebungen am Lastabtrag und verhindern so ein „Durchschieben“ im unteren Lastbereich.

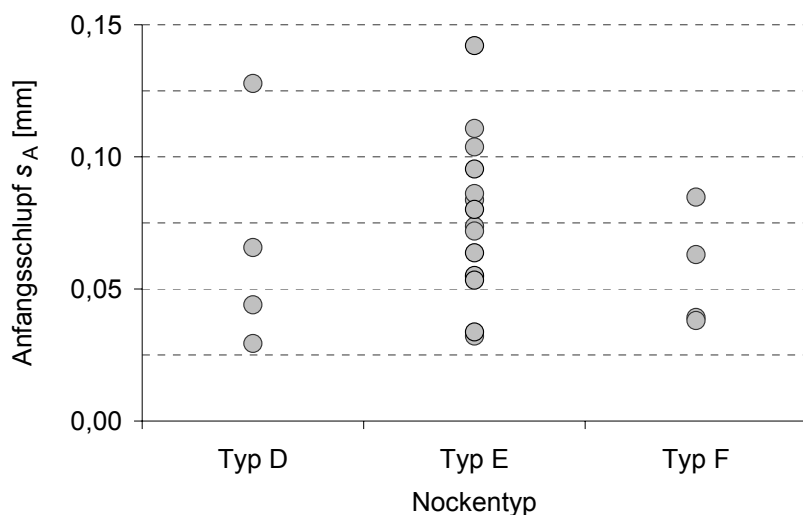


Abb. 4-31: Berechneter Anfangsschlupf bei den Konsol-Nocken

Der Schlupfanteil eines Verbindungsmittels kann näherungsweise mit Gl. (4.6) berechnet werden. In Abb. 4-31 sind die Werte aller Versuchskörper graphisch dargestellt. Der Mittelwert der einzelnen Versuchsreihen liegt stets über 0,05 mm. Zwischen den Werten der Nockentypen D, E und F werden keine signifikanten Unterschiede deutlich. Bedingt durch den linearen Anstieg der Arbeitslinie bei Erstbelastung braucht der Schlupfanteil der Konsol-Nocken bei der Bemessung nicht direkt berücksichtigt zu werden, da er bereits im Anfangs-Verschiebungsmodul K_i eingerechnet ist.

5 Modellbildung und statistische Auswertung

5.1 Polymerbetonnocken

5.1.1 Beschreibung des Tragverhaltens

Wie bereits in Abschnitt 3.3.2 erläutert, erfolgt die Kraftübertragung zwischen der rauen Polymerbetonoberfläche und dem nachträglich aufgetragenen Ortbeton in der gleichen Art und Weise wie bei den aus dem Betonbau bekannten Schubfugen. Die Größe des Scherwiderstandes einer solchen Fuge wird in erster Linie durch chemisch-mechanische Bindungskräfte (Adhäsion), Reibung und Dübelwirkung beschrieben. Diese unterschiedlich wirksamen Anteile wurden bereits in Abschnitt 3.3.2.3 erläutert.

Die durchgeführten und in den Abschnitten 4.1.3 und 4.6 beschriebenen Bauteilversuche haben verdeutlicht, dass die Traglast der Polymerbetonnocke besonders durch den Reibwiderstand beeinflusst wird. Wie bereits in [DAfStb 372] und [Randl-97] konnte gezeigt werden, dass die Bruchschubspannungen τ_u mit größer werdendem geometrischen Bewehrungsgrad ρ ansteigen und zwischen diesen Größen ein linearer Zusammenhang besteht (Abb. 4-18). Außerdem wurde in den Abschnitten 4.6.4 und 4.6.5 deutlich, dass eine höhere Oberflächenrauigkeit und Betonfestigkeitsklasse die Tragfähigkeit der Nocke steigern.

5.1.2 Charakterisierung der Oberflächenrauigkeit

Die Rauigkeiten der in Abb. 4-10 dargestellten Polymerbetonoberflächen wurden von SCHULZ [Schulz-02] mit Hilfe des Sandflächenverfahrens nach KAUFMANN [ZTV-ING-1-3] bestimmt. Dies ist ein einfaches Verfahren zur Rautiefenmessung, welches auch auf Baustellen eingesetzt werden kann. Die Rautiefen der mit Splitt 2/5 und 4/8 abgestreuten Polymerbetonoberflächen können Tabelle 5-1 entnommen werden.

Tabelle 5-1: Charakterisierung der Rauigkeit von Polymerbetonoberflächen mit Hilfe des Sandflächenverfahrens [Schulz-02]

| | Splitt 2/5 (Fein) | Splitt 4/8 (Grob) |
|--------------|-------------------|-------------------|
| Rautiefe R | 2,4 mm | 4,7 mm |

Die größten in der Literatur recherchierten mit Hilfe des Sandflächenverfahrens ermittelten Rautiefen lagen bei ca. 2,7 mm [Randl-97] und somit im Bereich der mit Splitt 2/5 abgestreuten Polymerbetonoberflächen. Sie wurden an hochdruckwassergestrahnten Flächen bestimmt. In Abb. 5-1 sind die Bruchschubspannungen τ_u der von RANDL untersuchten Prüfkörper und die der Versuchsreihe B-R1-M-F dargestellt. Bei allen diesen Versuchskörpern lag die Würfeldruckfestigkeit des Betons zwischen 39

und 44 N/mm². Es wird deutlich, dass sich die Ergebnisse der eigenen Versuche sehr gut in die Versuchsreihe von RANDL einfügen.

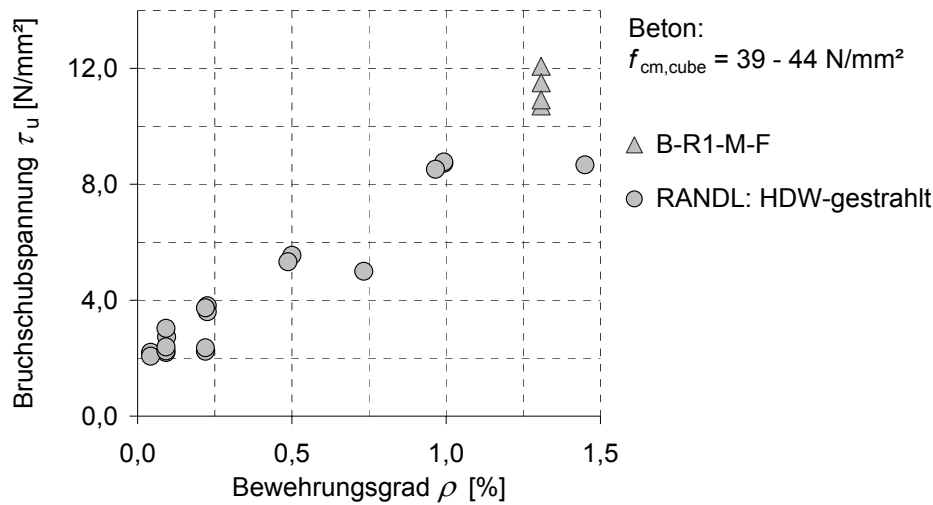


Abb. 5-1: Ergebnisse von Scherversuchen an rauen Oberflächen

5.1.3 Regressionsanalyse

Mit Hilfe einer Regressionsanalyse sowie einer anschließenden statistischen Auswertung wird ein Reibungsbeiwert μ für die mit Splitt 4/8 aufgeraute Polymerbetonoberfläche bestimmt. Das Ergebnis ermöglicht es, den Nachweis der rauen Nockenoberfläche im Grenzzustand der Tragfähigkeit auf der Grundlage der aktuellen nationalen und europäischen Betonbauvorschriften ([DIN 1045-01], [EC 2-1-3]) zu führen.

Es wird angenommen, dass die Fugenbewehrung ihre Streckgrenze f_y erreicht. Die Normaldruckspannungen senkrecht zur Fuge σ_N lassen sich somit in Anlehnung an die Schubreibungstheorie (siehe Abschnitt 3.3.2.3) mit Hilfe der folgenden Gleichung bestimmen.

$$\sigma_N = \rho \cdot f_y \quad (5.1)$$

Zwischen der Bruchschubspannung τ_u , der Normaldruckspannung senkrecht zur Fuge σ_N und dem Anteil der chemisch-mechanischen Bindungskräfte (Adhäsion) τ_{adh} besteht nach DASCHNER [DAfStb 372] der nachstehende Zusammenhang.

$$\tau_u = \tau_{adh} + \mu \cdot \rho \cdot f_y \quad (5.2)$$

Die Gl. (5.2) ist eine lineare Gleichung der Form $y(x) = a + b \cdot x$. Die Werte a und b sollen mit Hilfe einer Regressionsanalyse bestimmt werden. Bei der Ermittlung der Regressionskoeffizienten werden die in Tabelle 5-2 dargestellten Gleichungen verwendet.

Tabelle 5-2: Formeln für die Durchführung einer linearen Regression

| | |
|---------------------------|---|
| Ansatzfunktion: | $\hat{y}(x) = a + b \cdot x$ |
| Regressionskoeffizienten: | $a = \bar{y} - b \cdot \bar{x}$ |
| | $b = \frac{\sum[(x_i - \bar{x}) \cdot (y_i - \bar{y})]}{\sum(x_i - \bar{x})^2}$ |
| Bestimmtheitsmaß: | $B = 1 - \frac{\sum(y_i - \hat{y}_i)^2}{\sum(y_i - \bar{y})^2}$ |

Die Regression erfolgt unter Berücksichtigung der von SCHULZ an unbewehrten Polymerbetonoberflächen bestimmten und in Tabelle 4-1 aufgelisteten Bruchschubspannungen τ_u . Aus den eigenen Versuchen werden alle Versuchskörper mit Beton der Rezeptur R1 in die Betrachtungen einbezogen. Die Normaldruckspannung senkrecht zur Fuge σ_N wird mit Hilfe des Bewehrungsgrades in Anlehnung an Gl. (5.1) bestimmt. Für den verwendeten Betonstahl BSt 500 S wurde in Anlehnung an [DIN 1045-01] und [EC 2-1-1] eine Streckgrenze von 500 N/mm² angesetzt. Das Ergebnis der linearen Regression ist in Tabelle 5-3 dargestellt.

Tabelle 5-3: Ergebnis der Regressionsanalyse

Werte nach Tabelle C-1 und Tabelle C-2

$$b = \frac{\sum[(x_i - \bar{x}) \cdot (y_i - \bar{y})]}{\sum(x_i - \bar{x})^2} = \frac{245,05}{171,66} = \underline{1,43}$$

$$a = \bar{y} - b \cdot \bar{x} = 10,55 - 1,43 \cdot 5,17 = \underline{3,16}$$

$$\hat{y}(x) = 3,16 + 1,43 \cdot x$$

$$B = 1 - \frac{\sum(y_i - \hat{y}_i)^2}{\sum(y_i - \bar{y})^2} = 1 - \frac{34,40}{384,21} = \underline{0,91}$$

Das Bestimmtheitsmaß B von 0,91 verdeutlicht, dass sich die Versuchsergebnisse gut an die Regressionsgerade anlehnen. Der ermittelte Ansatz spiegelt somit das Tragverhalten der mit Splitt 4/8 aufgerauten Polymerbetonoberfläche auf einem akzeptablen Niveau wider.

Die Häufigkeitsverteilung des Quotienten aus gemessener und rechnerisch bestimmter Bruchschubspannung ist in Abb. 5-2 dargestellt. Die Werte sind normalverteilt. Der Mittelwert des Quotienten beträgt ca. 0,98 und der Variationskoeffizient rund 14 %.

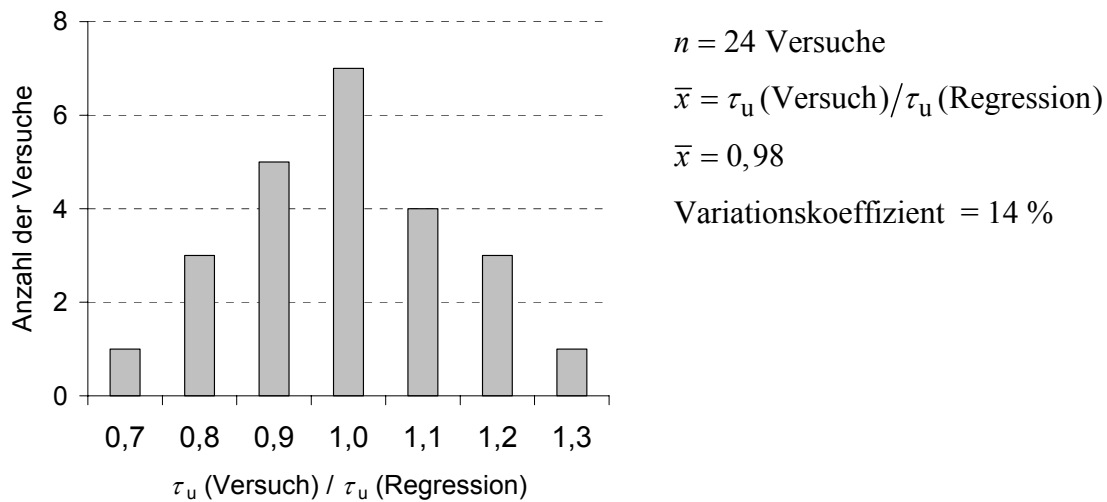


Abb. 5-2: Häufigkeitsverteilung des Quotienten aus gemessener und rechnerischer Bruchschubspannung

5.1.4 Statistische Auswertung

Der Mittelwert der Bruchschubspannung τ_{Rm} lässt sich mit Hilfe der Regressionskoeffizienten a und b aus Tabelle 5-3 wie folgt bestimmen.

$$\tau_{Rm} = 3,16 + 1,43 \cdot \rho \cdot f_y \quad (5.3)$$

Die Ermittlung der charakteristischen Gleichung erfolgt in Anlehnung an [EC 1] und [DIBt-86]. Das BAYES'sche Verfahren, welches in [EC 3] beschrieben ist, soll nicht verwendet werden, da nach [EC 1] die klassischen Methoden bei einer Aussagewahrscheinlichkeit von 75 % zum gleichen Ergebnis führen.

Tabelle 5-4: Formeln für die Ermittlung charakteristischer Werte

| | |
|--|--|
| charakteristischer Bauteilwiderstand: | $R_k = R_m \cdot \bar{\Delta} \cdot \hat{\Delta}_k$ |
| charakteristischer Wert der Streukorrekturgröße: | $\hat{\Delta}_k = \bar{\Delta} - k_s \cdot s_{\Delta}$ |
| Standardabweichung: | $s_{\Delta} = \sqrt{\frac{1}{n-1} \cdot \sum (\Delta_i - \bar{\Delta})^2}$ |

Die Berechnung erfolgt mit dem aus der Statistik bekannten und in Tabelle 5-4 dargestellten Formelapparat. k_s bezeichnet den Quantilfaktor. Er wird mit Hilfe der gewählten Aussagewahrscheinlichkeit bestimmt und statistischen Tafelwerken entnommen. Werden die Versuchsergebnisse stark durch die Herstellungsqualität beeinflusst, ist nach [DIBt-86] eine höhere als die oben genannte Aussagewahrscheinlichkeit zweckmäßig. Wie die experimentellen Untersuchungen belegen, ist die Bruchschubspannung in erster Linie von der Qualität der Nockenoberfläche und deren Abmessungen abhän-

gig. Da diese Größen entscheidend durch den Herstellungsprozess der Polymerbetonnocke beeinflusst werden, wird im Folgenden der charakteristische Wert der Streukorrekturgröße $\hat{\Delta}_k$ als 5 % Quantil für eine Aussagewahrscheinlichkeit von 90 % bestimmt. Bei 24 Stichproben beträgt der 5 % Fraktilwert für diese Aussagewahrscheinlichkeit $k_s = 2,145$ [DIBt-86].

Die zur Bestimmung des charakteristischen Wertes der Bruchschubspannung erforderlichen Größen $\hat{\Delta}_k$ und s_Δ wurden mit Hilfe der Werte aus Tabelle C-3 berechnet. Die Ergebnisse sind in Tabelle 5-5 dargestellt.

Tabelle 5-5: Ergebnisse der statistischen Auswertung

$$s_\Delta = \sqrt{\frac{1}{n-1} \cdot \sum (\Delta_i - \bar{\Delta})^2} = \sqrt{\frac{1}{24-1} \cdot 0,41} = \underline{0,13}$$

$$\hat{\Delta}_k = \bar{\Delta} - k_s \cdot s_\Delta = 0,98 - 2,15 \cdot 0,13 = \underline{0,70}$$

$$\tau_{Rk} = \tau_{Rm} \cdot \bar{\Delta} \cdot \hat{\Delta}_k = (3,16 + 1,43 \cdot \rho \cdot f_y) \cdot 0,98 \cdot 0,70 \quad (5.4)$$

5.1.5 Ableitung der Bemessungsgleichung

Der Bemessungswert berechnet sich aus dem charakteristischen Wert unter Berücksichtigung eines Teilsicherheitsbeiwertes für die Baustoffeigenschaften. Mit Gl. (5.4) in Tabelle 5-5 kann der charakteristische Wert der Bruchschubspannung der Polymerbetonnocke bestimmt werden. Der erste Term in der Klammer beschreibt den Haftverbund zwischen der rauen Polymerbetonoberfläche und dem Normalbeton. Er wird in erster Linie durch die Materialeigenschaften des Betons beeinflusst und soll aus diesem Grund im Grenzzustand der Tragfähigkeit mit dem Teilsicherheitsbeiwert des Betons γ_c abgemindert werden. Da Gl. (5.4) auch bei unbewehrten Polymerbetonoberflächen anwendbar ist, wird auf der sicheren Seite liegend einheitlich der in [DIN 1045-01] für unbewehrte Betonbauteile genannte Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_c = 1,80$ verwendet. Der zweite Term beschreibt den Schubwiderstand, der sich infolge der Zugkraft im Bewehrungsstahl und der Rauigkeit der Polymerbetonoberfläche aufbaut. Dieser Widerstand ist von der Festigkeit des Stahls abhängig, weshalb er mit dem Teilsicherheitsbeiwert des Stahls γ_s abgemindert wird. In Tabelle 5-6 sind die verwendeten Teilsicherheitsbeiwerte aufgelistet.

Tabelle 5-6: Teilsicherheitsbeiwerte für Baustoffeigenschaften

| | Beton (γ_c) | Stahl (γ_s) |
|---------------------------|----------------------|----------------------|
| [DIN 1045-01], [EC 2-1-1] | 1,80 | 1,15 |

Unter Berücksichtigung von Gl. (5.4) und unter Verwendung der Teilsicherheitsbeiwerte aus Tabelle 5-6 ergibt sich die folgende Gleichung zur Ermittlung des Rechenwertes

der aufnehmbaren Bemessungsschubspannung. Die Gl. (5.5) gilt für DIN und Eurocode gleichermaßen.

$$\tau_{Rd} = 1,20 + 0,98 \cdot \rho \cdot f_{yd} \quad (5.5)$$

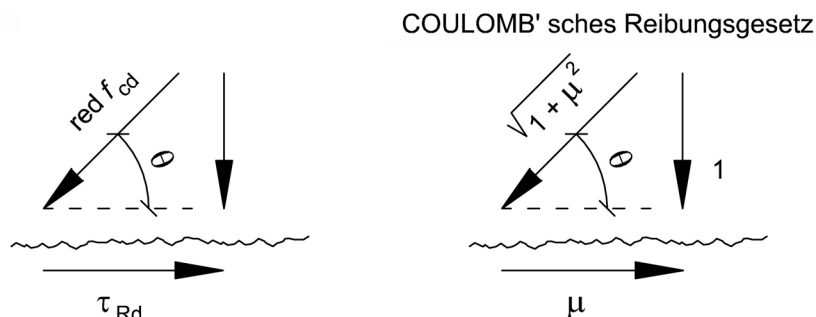


Abb. 5-3: Maximalwert der aufnehmbaren Bemessungsschubspannung

Der Reibwiderstand wird durch innere und äußere senkrecht zur Fuge wirkende Kräfte beeinflusst. Besonders bei Fugen mit hoher Rauigkeit und großen Bewehrungsgraden besteht die Gefahr, dass die maximal zulässige Druckfestigkeit des Betons im Bereich der Fugenoberfläche überschritten wird. Aus diesem Grund muss der mit Gl. (5.5) berechnete Maximalwert der aufnehmbaren Bemessungsschubspannung τ_{Rd} begrenzt werden. Über die raue Oberfläche der Polymerbetonnocke muss entsprechend Abb. 5-3 neben der Schub- auch eine Druckkraft übertragen werden. Diese ist um den Winkel θ gegenüber der Fugenachse geneigt. Die Tragfähigkeit der Betondruckstrebe wird durch die Rissbildung im Anschnitt der Nocke und durch die Fugenbewehrung negativ beeinflusst. Deswegen darf, den aktuellen nationalen und europäischen Betonbauvorschriften ([DIN 1045-01], [EC 2-1-1]) entsprechend, in diesem Fall der Bemessungswert der Betondruckspannung nicht voll angesetzt werden. Für die Berechnung der maximal zulässigen Betondruckspannung sind die Gln. (5.6) bzw. (5.7) zu verwenden.

$$[\text{EC 2-1-1}]: \quad \text{red } f_{cd} = \nu \cdot f_{cd} \quad (5.6)$$

$$[\text{DIN 1045-01}]: \quad \text{red } f_{cd} = 0,75 \cdot f_{cd} \quad (5.7)$$

mit:

$$\nu = 0,7 - \frac{f_{ck}}{200} \geq 0,5 \quad (5.8)$$

Der Maximalwert der aufnehmbaren Bemessungsschubspannung τ_{Rd} kann in Anlehnung an Abb. 5-3 mit Hilfe der folgenden Gleichung berechnet werden.

$$\tau_{Rd} \leq \text{red } f_{cd} \cdot \cos \theta \quad (5.9)$$

Der Kosinus des Neigungswinkels der Druckstrebe θ wird mit dem COULOMB'schen Reibungsgesetz ermittelt. Das Ergebnis in Gl. (5.9) eingesetzt, ergibt das nachstehende Grenzkriterium.

$$\tau_{Rd} \leq \text{red } f_{cd} \cdot \frac{\mu}{\sqrt{1 + \mu^2}} \quad (5.10)$$

In Abb. 5-4 wird die eigene Bemessungsempfehlung [Gl. (5.5)] den Ansätzen von DIN und Eurocode gegenübergestellt. Darüber hinaus sind die Messwerte der einzelnen Prüfkörper aus Rezeptur R1, aus denen Gl. (5.5) abgeleitet wurde, dargestellt. Als Beton wurde ein C30/37 angesetzt, da der Mittelwert der Betondruckfestigkeit $f_{cm,cube}$ der berücksichtigten Versuchskörper 42,1 N/mm² betrug.

Weil das Korngerüst des Untergrundes freigelegt war, wurde die raue Polymerbetonoberfläche entsprechend den Bestimmungen in [DIN 1045-01] als verzahnt charakterisiert. Die Schubreibungstheorie [Gl. (5.2)] ist in DIN 1045 so umgestellt worden, dass für querkraft- und schubbeanspruchte Bauteile ein einheitliches Nachweiskonzept verwendet werden kann. Dadurch ist es nicht möglich, den Schubwiderstand bewehrter Fugen direkt zu berechnen. Aus diesem Grund wurde in Abb. 5-4 der Nachweis nach DIN 1045 auf Grundlage von Gl. (5.2) geführt. Der Anteil der Haftreibung τ_{adh} und der Reibungsbeiwert μ wurden in Anlehnung an [DIN 1045-01] Abschnitt 10.3.6 festgelegt. Obwohl in [EC 2-1-3] eine Oberfläche nur dann als verzahnt gilt, wenn sie eine definierte Verzahnung aufweist, wurde die mit Splitt 4/8 abgestreute Kunstharzoberfläche dennoch in diese Kategorie eingeordnet. Der Bemessungswert der aufnehmbaren Schubspannung τ_{Rd} wurde auf der Grundlage von [EC 2-1-3] Abschnitt 4.5.3 ermittelt. Die für DIN und Eurocode berücksichtigten Werte können der Tabelle 5-7 entnommen werden.

Tabelle 5-7: Werte der Bemessungsgleichungen von DIN und Eurocode

| | Anteil der Haftreibung τ_{adh} | Reibungsbeiwert μ |
|---------------|-------------------------------------|-----------------------|
| [DIN 1045-01] | 0,31 N/mm ² | 1,0 |
| [EC 2-1-1] | 0,56 N/mm ² | 0,9 |

Die Abb. 5-4 verdeutlicht, dass sich die Versuchsergebnisse mit dem Bemessungsansatz der DIN 1045 decken. Gleichung (5.5) hat nahezu den gleichen Anstieg wie die Bemessungsgleichung der nationalen Betonbauvorschrift. Im konkreten Fall des Betons C30/37 liefert die DIN auf der sicheren Seite liegende Ergebnisse, da der dort angegebene Bemessungswert des Haftverbundes τ_{adh} kleiner als der im Rahmen dieser Arbeit bestimmte Wert ist. Dies zeigt, dass die Bemessung der bewehrten rauen Polymerbetonoberfläche mit Hilfe des in [DIN 1045-01] für verzahnte Fugen angegebenen Rauigkeitsbeiwert β_{ct} bzw. Reibungsbeiwert μ erfolgen kann.

Die auf der Grundlage der europäischen Betonbauvorschrift [EC 2-1-3] durchgeführte Bemessung liefert ebenfalls auf der sicheren Seite liegende Ergebnisse. Der Anstieg der Bemessungsgleichung nach EC 2 und somit die Größe des Reibungsbeiwertes μ ist geringer als der im Rahmen der eigenen Versuche bestimmte Wert. Die Ergebnisse ver-

deutlichen, dass im Eurocode die Struktur der mit Splitt 4/8 abgestreuten Polymerbetonoberfläche durchaus als monolithisch (Reibungsbeiwert $\mu = 1,0$) charakterisiert werden kann.

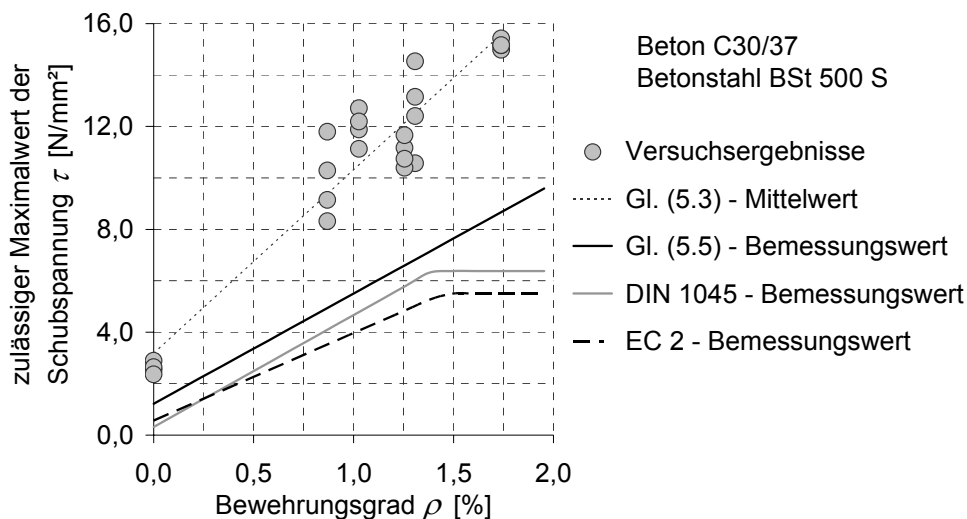


Abb. 5-4: Vergleich mit den Bemessungsgleichungen von DIN und Eurocode

Um zu verhindern, dass der Beton der Gurtplatte im Bereich der rauen Nockenoberfläche versagt, wird empfohlen, den Maximalwert der aufnehmbaren Bemessungsschubspannung τ_{Rd} mit Hilfe von Gl. (5.10) zu begrenzen. Es ist ebenfalls möglich, die Grenzkriterien von [DIN 1045-01] und [EC 2-1-3] zu verwenden. Wie Abb. 5-4 verdeutlicht, würde dies jedoch zu einer enormen Unterschätzung der Nockentragfähigkeit führen.

5.1.6 Nachweis der Polymerbetonnocken im Grenzzustand der Tragfähigkeit

Im Folgenden wird der Tragfähigkeitsnachweis der Polymerbetonnocke im Grenzzustand der Tragfähigkeit beschrieben. Er basiert auf den aktuellen nationalen Holz- und Betonbauvorschriften ([E DIN 1052], [DIN 1045-01]). Das Bemessungsverfahren darf nur angewendet werden, wenn mit einem geeigneten Verfahren nachgewiesen wird, dass die Rautiefe der Oberfläche mindestens 4,5 mm beträgt. Die Ermittlung der Rautiefe kann entsprechend [DAfStb 525] zum Beispiel mit dem in [ZTV-ING-1-3] erläuterten Sandflächenverfahren erfolgen. Der statisch erforderliche Querschnitt der rauen Polymerbetonoberfläche und der Scherfläche zwischen Holz und Kunstharzmörtel kann mit Hilfe der nachstehenden Gleichungen bestimmt werden. Die Tiefe der Nocke und somit die Einbindetiefe des Bewehrungskorbes aus 6 mm Betonstabstahl muss mindestens 50 mm betragen. Dies ist ausreichend, da bei Polymerbeton bedingt durch seine hohe Zugfestigkeit geringere Verankerungslängen als bei Normalbeton erforderlich sind [Rehm/Franke-78]. Durch den im unteren Bereich des Bewehrungselementes angeordneten Querstab (siehe Abb. 3-21) erfolgt zudem eine zusätzliche Verbundsicherung.

[a] Nachweis der rauen Kunstharzoberfläche

- (1) Es muss nachgewiesen werden, dass die von der bewehrten rauen Nockenoberfläche aufzunehmende Schubspannung τ_{Ed} , die mit Hilfe von Gl. (5.11) bestimmt werden kann, kleiner als die aufnehmbare Bemessungsschubspannung τ_{Rd} ist. Diese wird entsprechend der vorab erläuterten Überlegungen mit Gl. (5.12) bestimmt. Gemäß Abschnitt 5.1.5 wird ein Reibungsbeiwert μ von 0,98 angesetzt. Für den Haftverbund τ_{adh} wurde der in [DIN 1045-01] für verzahnte Fugen angegebene Bemessungswert angesetzt. Der Maximalwert der aufnehmbaren Bemessungsschubspannung ist mit Gl. (5.10) unter Berücksichtigung des Reibungsbeiwertes μ zu berechnen.

$$\tau_{Ed} = \frac{F_{Ed}}{A_{POF}} \quad (5.11)$$

mit: A_{POF} ... Querschnittsfläche der bewehrten rauen Polymerbetonoberfläche

$$\tau_{Rd} = 0,1 \cdot f_{ck}^{1/3} + 0,98 \cdot \rho \cdot f_{yd} \leq 0,75 \cdot \frac{0,98}{\sqrt{1+0,98^2}} \cdot f_{cd} \approx 0,50 \cdot f_{cd} \quad (5.12)$$

[b] Nachweis der Schubfuge zwischen Holz und Polymerbeton

- (2) Die Kräfte müssen sicher vom Polymerbeton in das Holz übertragen werden. Der Nachweis wird entsprechend den Ausführungen in Abschnitt 3.3.2.2 mit der folgenden Gleichung geführt.

$$F_{Ed} \leq A_{PSF} \cdot k_{mod} \cdot f_{v,d} \quad (5.13)$$

mit: A_{PSF} ... Scherfläche zwischen Holz und Polymerbeton

5.2 Konsol-Nocken**5.2.1 Modellbildung****5.2.1.1 Beschreibung des Tragverhaltens**

Die Versuche haben verdeutlicht, dass die in Abschnitt 3.3.1 beschriebenen Modifikationen am Bewehrungselement der Nocke wirksam waren. Bei keinem der untersuchten Versuchskörper konnte nach Beendigung des Versuches ein Verlust der Verbundwirkung zwischen Bewehrungselement und Nockenbeton festgestellt werden. Es versagte generell der Beton im Bereich vor der unbelasteten Stirnfläche der Nocke (Abb. 4-25). Diese Beobachtung lässt sich mit Hilfe des Kraftflusses im Bereich der Nocke erklären. Dieser ist in Abb. 5-5 schematisch dargestellt. Die Traglast des Versuchskörpers wird demnach durch die maximal zulässige Betondruckfestigkeit im Punkt 1 bestimmt. Das Versagen kann somit als Bruch der Betondruckstrebe 12 charakterisiert werden.

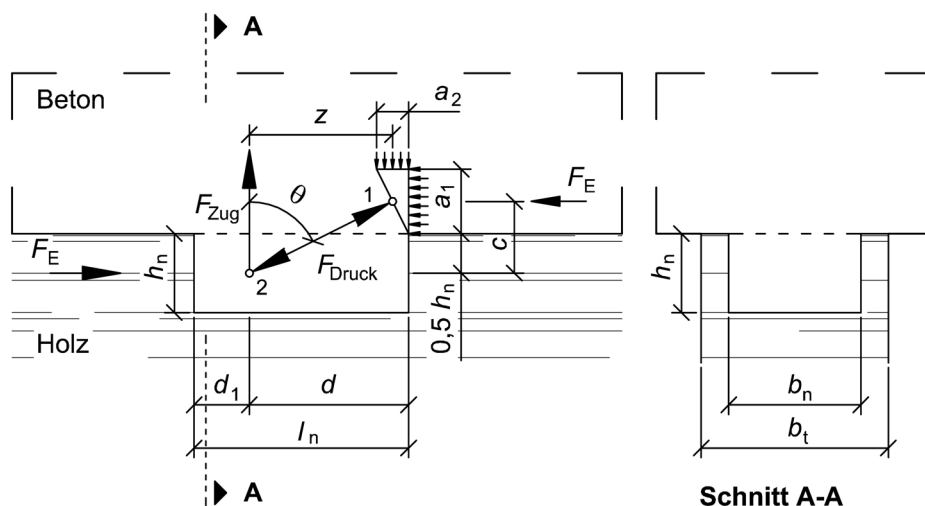


Abb. 5-5: Schematische Darstellung des Kraftflusses im Bereich der Konsol-Nocke gemäß [Avak /Glaser-02]

Das Tragverhalten der Konsol-Nocke soll im Folgenden am Beispiel von Abb. 5-5 kurz beschrieben werden. Gemäß der Modellvorstellung wird die Beanspruchung F_E über Flächenpressung vom Holzquerschnitt auf die Nocke übertragen. Sie greift, vereinfacht betrachtet, in halber Nockenhöhe an und wird über die Druckstrebe 12 in die Gurtplatte eingeleitet. Durch den exzentrischen Lastangriff entsteht im Anschnitt der Nocke ein Versatzmoment. Dieses muss durch die im Punkt 2 angreifende Zugstrebe sowie die im Punkt 1 wirkende vertikale Druckkomponente kompensiert werden.

5.2.1.2 Berechnung des Bauteilwiderstandes der Konsol-Nocken

Im Folgenden soll die maximale Tragfähigkeit der Nocke mit Hilfe des in Abb. 5-5 dargestellten Stabwerkmodells analytisch bestimmt werden. Die aus der äußeren Einwirkung F_E resultierende Druckstrebenkraft F_{Druck} lässt sich mit Hilfe von Gl. (5.14) berechnen.

$$F_{Druck} = \frac{F_E}{\sin \theta} \quad (5.14)$$

Der maximale Bauteilwiderstand der Betondruckstrebe kann unter Verwendung der Querschnittsfläche der Druckstrebe und der zulässigen Betondruckfestigkeit mit folgender Gleichung bestimmt werden.

$$F_{Druck} = b_n \cdot c \cdot \sin \theta \cdot f_c \quad (5.15)$$

Die Gln. (5.14) und (5.15) gleichgesetzt und nach F_E umgestellt, ergibt die Gleichung zur Berechnung der maximalen von der Konsol-Nocke aufnehmbaren Beanspruchung.

$$F_E \leq F_R = b_n \cdot c \cdot \sin^2 \theta \cdot f_c \quad (5.16)$$

Die Gl. (5.16) lässt sich unter Verwendung der Winkelfunktion von $\tan \theta$ umstellen und mit dem Lehrsatz von PYTHAGORAS vereinfachen.

$$F_R = b_n \cdot \frac{z}{\frac{c}{z} + \frac{z}{c}} \cdot f_c \quad (5.17)$$

Die Hebelarme der inneren vertikalen und horizontalen Kräfte c bzw. z müssen mit Hilfe der Höhe der Krafteinleitungsfläche im Punkt 1 a_1 iterativ bestimmt werden. Unter Verwendung von Abb. 5-5 lassen sich die nachstehenden Gleichungen zur Berechnung von c bzw. z ableiten.

$$c = \frac{1}{2} \cdot (h_n + a_1) \quad (5.18)$$

$$z = \frac{1}{2} \cdot \left(d + \sqrt{d^2 - h_n \cdot a_1 - a_1^2} \right) \quad (5.19)$$

Die Höhe h_n und Breite b_n der Nocke, die statische Höhe d und die Betondruckfestigkeit f_c sind bekannt. Bei der Ermittlung der maximalen Tragkraft der Nocke wird nun a_1 solange erhöht, bis der Wert mit a_1^* nach Gl. (5.20) übereinstimmt.

$$a_1^* = \frac{F_R}{b_n \cdot f_c} \quad (5.20)$$

5.2.1.3 Vergleich mit den Versuchsergebnissen

Als charakteristischer Wert der Betondruckfestigkeit f_{ck} gilt nach [DIN 1045-01] die Zylinderdruckfestigkeit. Die Betoneigenschaften in den Bauteilversuchen wurden an Würfeln mit einer Kantenlänge von 15 cm bestimmt. Gemäß [DIN 1045-88] darf bei gleichartiger Lagerung die Zylinderdruckfestigkeit aus der Festigkeit von Würfeln mit einer Kantenlänge von 15 cm abgeleitet werden. Die entsprechende Gleichung lautet:

$$f_{cm,cyl} = 0,8 \cdot f_{cm,cube} \quad (5.21)$$

Die Mittelwerte der Zylinderdruckfestigkeit können Tabelle 5-8 entnommen werden. Sie wurden mit Hilfe von Gl. (5.21) aus den experimentell bestimmten Mittelwerten der Würfeldruckfestigkeit (Tabelle A-4) berechnet.

Tabelle 5-8: Mittelwerte der Zylinderdruckfestigkeit sowie Rechenwert der Traglast der einzelnen Versuchsreihen

| | D-R1-MA | E-R1-MA | E-R1-OA | E-R2-MA | E-R3-MA | F-R1-MA |
|--------------------------------------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|
| $f_{cm,cyl}$ in N/mm ² | 32,2 | 34,6 | 32,2 | 18,7 | 48,4 | 32,2 |
| F_u (Rechnung) in kN | 83,3 | 132,3 | 123,1 | 71,5 | 183,6 | 174,1 |

In Abb. 5-6 ist die Häufigkeitsverteilung für den Verhältniswert der experimentell bestimmten Traglast und der mit Hilfe der Gln. (5.17) bis (5.20) ermittelten rechnerischen

Traglast (siehe Tabelle 5-8) dargestellt. Bei den Berechnungen wurde die in Tabelle 5-8 für die einzelnen Versuchsreihen angegebenen Zylinderdruckfestigkeiten verwendet. Die Abbildung verdeutlicht die Eignung des abgeleiteten Bemessungsmodells. Die geringe Streuung zwischen den experimentell und rechnerisch bestimmten Traglasten weist auf eine gute Übereinstimmung dieser Werte hin. Der Mittelwert der versuchs-technisch bestimmten Maximallast der Nocke wurde nur um ca. 3 % unterschätzt.

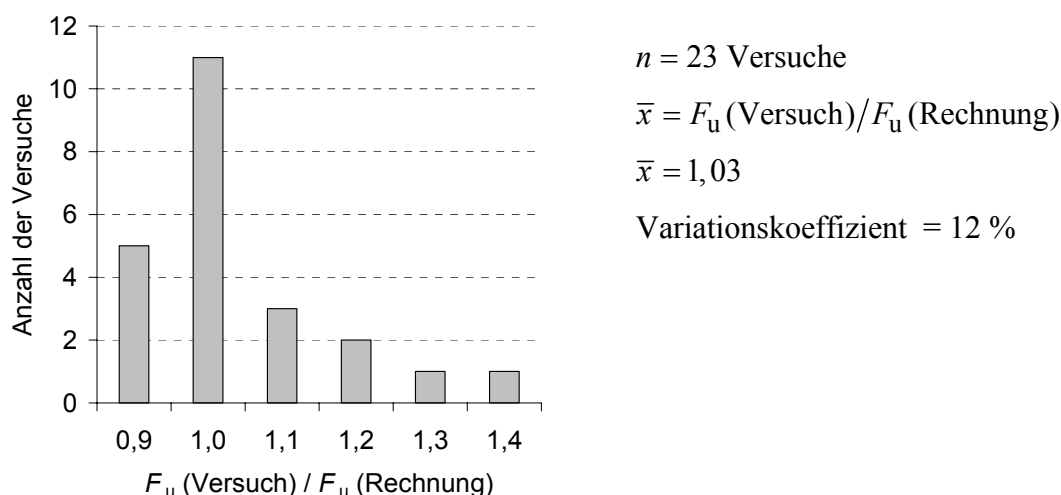


Abb. 5-6: Häufigkeitsverteilung des Quotienten aus gemessener und rechnerischer Traglast (Modellrechnung)

5.2.2 Regressionsanalyse

Im vorherigen Abschnitt wurde gezeigt, dass die Traglast der Konsol-Nocke in erster Linie durch die Abmessungen der Nocke und die Betonfestigkeitsklasse beeinflusst wird. Aufgrund des linearen Zusammenhangs zwischen Nockentragfähigkeit und Druckfestigkeit des Betons (siehe Abb. 4-26) ist es möglich, die auf die Zylinderdruckfestigkeit des Betons bezogene Tragfähigkeit der Nocke $\phi_{u,cyl}$ in Abhängigkeit vom Geometriefaktor Γ_N darzustellen. Dieser kann in Anlehnung an Gl. (5.17) mit Hilfe der folgenden Gleichung bestimmt werden.

$$\Gamma_N = \frac{z \cdot b_n}{\frac{c}{z} + \frac{z}{c}} \quad (5.22)$$

Da die Druckstrebe im Bruchzustand ihre maximale Breite erreicht, ist es möglich, die Hebelarme der inneren vertikalen und horizontalen Kräfte c bzw. z unter Verwendung von Gl. (5.20) mit Hilfe der experimentell bestimmten Traglasten zu berechnen.

Wie Abb. 5-7 zeigt, lassen sich die bezogenen Traglasten $\phi_{u,cyl}$ in Abhängigkeit vom Geometriefaktor sehr gut durch eine Gerade annähern. Die experimentell bestimmten Traglasten weichen besonders bei kleinen Nockenabmessungen von den mit Gl. (5.17) bestimmten Werten ab. Der Verhältniswert von versuchstechnisch und analytisch be-

stimmter Maximallast ist bei den Prüfkörpern der Versuchsreihe D-R1-MA deutlich größer als die Werte der anderen Prüfkörper. Die Gl. (5.17) unterstellt, dass die Tragfähigkeit der Nocke bei konstanter Betondruckfestigkeit von den theoretischen Nockenabmessungen Null mit größer werdenden Abmaßen linear ansteigt. Die Messergebnisse spiegeln dies nicht eindeutig wieder.

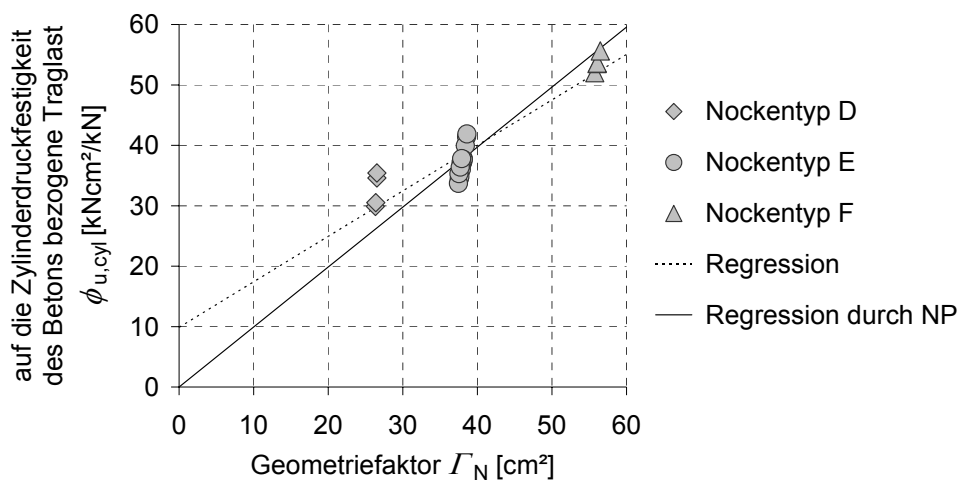


Abb. 5-7: Einfluss des Geometriefaktors auf die bezogene Traglast der Konsol-Nocke

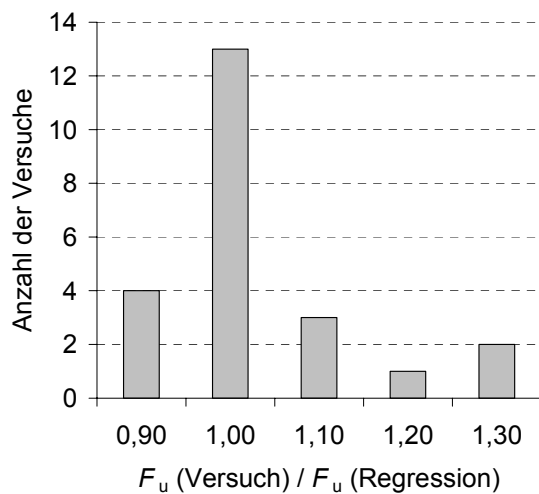
Im Folgenden soll versucht werden, den vorab beschriebenen Bemessungsansatz mit Hilfe einer Regressionsanalyse zu optimieren. Bei dieser wird aufgrund der linearen Zusammenhänge zwischen bezogener Traglast und Geometriefaktor ein linearer Ansatz verwendet. Die Regressionskoeffizienten a und b werden mit den in Tabelle 5-2 dargestellten Gleichungen berechnet. Die einfache Regression, deren Ergebnis in Tabelle 5-9 dargestellt ist, ergibt eine Gerade, welche die Achse der bezogenen Traglast $\phi_{u,cyl}$ bei $9,90 \text{ cm}^2$ schneidet. Da nicht eindeutig geklärt ist, warum die experimentell ermittelten Traglasten der Prüfkörper des Nockentyps D „zu groß“ bestimmt wurden und die Verwendung dieser Regressionsgeraden besonders im Bereich kleiner Geometriefaktoren mit erheblichen Unsicherheiten behaftet ist, soll die Bemessungsgleichung mit einer einfachen Regression durch den Nullpunkt optimiert werden. Dabei kommen wiederum die Gleichungen aus Tabelle 5-2 zum Einsatz. Bei dieser Art der linearen Regression müssen jedoch bei der Berechnung des Regressionskoeffizienten b die Mittelwerte aller Stichproben \bar{x} und \bar{y} zu Null gesetzt werden. Das Ergebnis dieser Regressionsanalyse ist ebenfalls in Tabelle 5-9 dargestellt.

Beim Vergleich der Bestimmtheitsmaße B der beiden Ansätze fällt auf, dass das Ergebnis der Regression durch den Nullpunkt nicht die Qualität des Ansatzes der ersten Regressionsanalyse hat. Im Folgenden soll dennoch der durch Gl. (5.23) beschriebene Bemessungsansatz, der aus den Ergebnissen dieser Regressionsrechnung abgeleitet wurde, verwendet werden.

$$F_{Rm} = 0,99 \cdot b_n \cdot \frac{z}{\frac{c}{z} + \frac{z}{c}} \cdot f_{cm,cyl} \quad (5.23)$$

Tabelle 5-9: Ergebnisse der Regressionsanalysen

| Einfache Regression | Einfache Regression durch den Koordinatenursprung |
|---|--|
| <ul style="list-style-type: none"> gestrichelte Linie in Abb. 5-7 Werte nach Tabelle C-4/ Tabelle C-5 | <ul style="list-style-type: none"> durchgezogene Linie in Abb. 5-7 Werte nach Tabelle C-6/ Tabelle C-7 |
| $b = \frac{\sum [(x_i - \bar{x}) \cdot (y_i - \bar{y})]}{\sum (x_i - \bar{x})^2}$ | $b = \frac{\sum x_i \cdot y_i}{\sum x_i^2}$ |
| $b = \frac{1367,40}{1817,72} = \underline{0,75}$ | $b = \frac{36734,60}{37002,82} = \underline{0,99}$ |
| $a = \bar{y} - b \cdot \bar{x}$ | $a = \underline{0,000}$ |
| $a = 39,31 - 0,75 \cdot 39,11 = \underline{9,90}$ | |
| $\hat{y}(x) = 9,90 + 0,75 \cdot x$ | $\hat{y}(x) = 0,99 \cdot x$ |
| $B = 1 - \frac{\sum (y_i - \hat{y}_i)^2}{\sum (y_i - \bar{y})^2}$ | $B = 1 - \frac{\sum (y_i - \hat{y}_i)^2}{\sum (y_i - \bar{y})^2}$ |
| $B = 1 - \frac{153,43}{1182,08} = \underline{0,87}$ | $B = 1 - \frac{263,99}{1182,08} = \underline{0,78}$ |



$n = 23$ Versuche
 $\bar{x} = F_u(\text{Versuch}) / F_u(\text{Regression})$
 $\bar{x} = 1,03$
 Variationskoeffizient = 11 %

Abb. 5-8: Häufigkeitsverteilung des Quotienten aus gemessener und rechnerischer Traglast (Regressionsanalyse)

Die Häufigkeitsverteilung des Quotienten aus gemessener und analytisch bestimmter Traglast ist in Abb. 5-8 dargestellt. In [Lehrbrief-F91/2] ist ein Näherungsverfahren enthalten, mit dem überprüft werden kann, ob die Stichproben normalverteilt sind. Gemäß diesem Test gibt es keinen Grund an einer Normalverteilung der Werte zu zweifeln.

5.2.3 Statistische Auswertung

Mit der im letzten Abschnitt ermittelten Regressionsgeraden (5.23) kann der Mittelwert der Nockentragfähigkeit F_{Rm} berechnet werden. Im Folgenden wird in Anlehnung an [EC 1] und [DIBt-86] aus dieser Funktion die Gleichung zur Berechnung des charakteristischen Wertes der Nockentragfähigkeit abgeleitet. Wie schon im Abschnitt 5.1.4 sollen für die statistische Auswertung der Versuchsreihen anstatt des BAYES'schen Verfahrens die klassischen Methoden der Statistik verwendet werden. Es kommen wiederum die in Tabelle 5-5 aufgelisteten Gleichungen zur Anwendung.

Liegen keine näheren Angaben zur Merkmalsverteilung vor, ist im Allgemeinen von einer logarithmischen Normalverteilung auszugehen. Nach [Fischer-95] ist jedoch bei geringer Streuung (Variationskoeffizient $\leq 20\%$) die Annahme einer Normalverteilung bei der Schätzung der unteren Quantile gleichwertig.

Die Nockentragfähigkeit wird neben der Betonfestigkeit auch durch die Abmessungen der Nocke bestimmt. Da diese stark vom Herstellungsprozess beeinflusst werden, wird in Anlehnung an [DIBt-86] der charakteristische Wert der Streukorrekturgröße $\hat{\Delta}_k$ als 5 % Quantil für eine Aussagewahrscheinlichkeit von 90 % bestimmt. Nach [DIBt-86] beträgt der Fraktilwert bei 23 Stichproben für diese Aussagewahrscheinlichkeit $k_s = 2,159$.

Die für die Berechnung des charakteristischen Wertes der Nockentragfähigkeit erforderlichen Werte $\hat{\Delta}_k$ und s_Δ wurden auf der Grundlage von Tabelle C-8 bestimmt. Die Ergebnisse sind in Tabelle 5-10 dargestellt.

Tabelle 5-10: Ergebnisse der statistischen Auswertung

$$s_\Delta = \sqrt{\frac{1}{n-1} \cdot \sum (\Delta_i - \bar{\Delta})^2} = \sqrt{\frac{1}{23-1} \cdot 0,30} = \underline{0,12}$$

$$\hat{\Delta}_k = \bar{\Delta} - k_s \cdot s_\Delta = 1,03 - 2,16 \cdot 0,12 = \underline{0,78}$$

$$F_{Rk} = F_{Rm} \cdot \bar{\Delta} \cdot \hat{\Delta}_k = 0,99 \cdot b_n \cdot \frac{z}{\frac{c}{z} + \frac{z}{c}} \cdot f_{cm,cyl} \cdot 1,03 \cdot 0,78 \quad (5.24)$$

Abschließend muss berücksichtigt werden, dass bei der Bemessung von Bauteilen, anstatt der bisher verwendeten mittleren Baustofffestigkeiten, charakteristische Werte verwendet werden. Der Abstand zwischen dem Mittelwert und dem charakteristischen Wert der Betondruckfestigkeit beträgt nach [EC 2-1-1] und [DIN 1045-01] bei großem

Stichprobenumfang für alle Normalbetone einheitlich 8 N/mm². In Abb. 5-9 ist der Quotient von mittlerer und charakteristischer Zylinderdruckfestigkeit in Abhängigkeit von der mittleren Betondruckfestigkeit angetragen. Es wird deutlich, dass der Verhältniswert mit steigender Festigkeit abnimmt. Auf der sicheren Seite liegend wird der Mittelwert der Zylinderdruckfestigkeit $f_{cm,cyl}$ in Gl. (5.24) durch $1,15 f_{ck}$ ersetzt.

Damit ergibt sich die folgende allgemeingültige Gleichung zur Berechnung des charakteristischen Wertes der Nockentragfähigkeit. Diese Gleichung ist aufgrund der durchgeführten Versuche für ein Verhältnis $h_n/l_n \approx 0,5$ experimentell abgesichert.

$$F_{Rk} = 0,9 \cdot b_n \cdot \frac{z}{\frac{c}{z} + \frac{z}{c}} \cdot f_{ck} \quad (5.25)$$

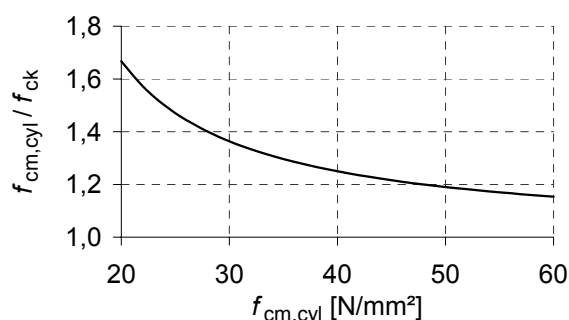


Abb. 5-9: Verhältniswert von mittlerer und charakteristischer Betondruckfestigkeit in Abhängigkeit vom Mittelwert der Betondruckfestigkeit

Die Nockentragfähigkeit wird in erster Linie durch die Materialeigenschaften des Betons beeinflusst. Aus diesem Grund werden entsprechend dem Sicherheitskonzept von DIN 1045 und Eurocode 2 die Unsicherheiten auf der Materialseite durch den Teilsicherheitsbeiwert des Betons $\gamma_c = 1,50$ abgedeckt. Unter Berücksichtigung dieses Wertes und des Abminderungsbeiwertes zur Berücksichtigung von Langzeiteinwirkungen $\alpha = 0,85$ ergeben sich die folgenden Bemessungsgleichungen für DIN und Eurocode.

Bemessungsgleichung mit f_{cd} nach [DIN 1045-01]:

$$F_{Rd} = 0,9 \cdot b_n \cdot \frac{z}{\frac{c}{z} + \frac{z}{c}} \cdot f_{cd} \quad (5.26)$$

Bemessungsgleichung mit f_{cd} nach [EC 2-1-1]:

$$F_{Rd} = 0,9 \cdot b_n \cdot \frac{z}{\frac{c}{z} + \frac{z}{c}} \cdot 0,85 \cdot f_{cd} \quad (5.27)$$

Nachfolgend sollen diese Gleichungen mit dem Nachweis der Betondruckstreben­tragfähigkeit der nationalen und europäischen Betonbauvorschriften ([DIN 1045-01], [EC 2-1-1]) verglichen werden. Dort muss, wie bereits in Abschnitt 5.1.5 erläutert, der

Bemessungswert der aufnehmbaren Betondruckspannung f_{cd} abgemindert werden, da die Tragfähigkeit der Betondruckstrebe wegen der unregelmäßigen Verläufe der Schubrisse, der Rissverzahnung und der Querkraftbewehrung negativ beeinflusst wird. Der abgeminderte Wert der Betondruckspannung $red f_{cd}$ kann mit Hilfe von Gl. (5.6) bzw. Gl. (5.7) berechnet werden. Da die Ergebnisse dieser Gleichungen generell kleiner sind als $0,9 f_{cd}$ (DIN 1045) und $0,77 f_{cd}$ (Eurocode 2) kann der Nachweis der Nockentragfähigkeit auch auf der Grundlage von DIN bzw. Eurocode erfolgen.

5.2.4 Nachweis der Konsol-Nocken im Grenzzustand der Tragfähigkeit

5.2.4.1 Analytisches Verfahren

Im Folgenden wird das erarbeitete Nachweisverfahren zur Berechnung der maximalen Nockentragfähigkeit in die in [Avak/Glaser-02] veröffentlichte Bemessungsempfehlung eingearbeitet. Das Nachweisverfahren basiert auf den aktuellen nationalen Holz- und Betonbauvorschriften ([E DIN 1052], [DIN 1045-01]) und ist für ein Verhältnis $h_n/l_n \approx 0,5$ experimentell und statistisch abgesichert.

[a] Nachweis des Betons

Das der Bemessung zugrunde liegende Stabwerksmodell (Abb. 5-5) wurde bereits im Abschnitt 5.2.1.1 ausführlich beschrieben. Es muss nachgewiesen werden, dass der Bemessungswert der Einwirkung F_{Ed} sicher vom Holzquerschnitt in die Gurtplatte aus Beton übertragen werden kann.

- (1) Mit Hilfe des Bemessungswertes der Einwirkung F_{Ed} wird die erforderliche Höhe der Krafteinleitungsfläche im Punkt 1 a_1 bestimmt.

$$a_1 = \frac{F_{Ed}}{b_n \cdot 0,9 \cdot f_{cd}} \quad (5.28)$$

- (2) Die Hebelarme der inneren vertikalen und horizontalen Kräfte c bzw. z müssen mit Hilfe von a_1 berechnet werden.

$$c = \frac{1}{2} \cdot (h_n + a_1) \quad (5.18)$$

$$z = \frac{1}{2} \cdot \left(d + \sqrt{d^2 - h_n \cdot a_1 - a_1^2} \right) \quad (5.19)$$

- (3) Nun kann der Bemessungswert der maximal zulässigen Nockenbeanspruchung F_{Rd} ermittelt werden.

$$F_{Ed} \leq F_{Rd} = 0,9 \cdot b_n \cdot \frac{z}{\frac{c}{z} + \frac{z}{c}} \cdot f_{cd} \quad (5.29)$$

- (4) Da die Lasten vollflächig von der Nocke auf den Holzträger übertragen werden und der Bemessungswert der Einwirkung F_{Ed} eine idealisierte Beanspruchung

darstellt, wird angenommen, dass die Wirkungslinie der Beanspruchung nie von der Trägerlängsachse abweicht. Auf der Grundlage dieser Annahme lässt sich die rechnerische Beanspruchung des Zuggurtes F_{Zug} wie folgt bestimmen.

$$F_{\text{Zug}} = F_{\text{Ed}} \cdot \frac{c}{z} \quad (5.30)$$

- (5) Aus diesem Wert kann der im Anschnitt Nocke-Gurtplatte erforderliche Stahlquerschnitt berechnet werden.

$$\text{erf } A_s = \frac{F_{\text{Zug}}}{f_{\text{yd}}} \quad (5.31)$$

- (6) Es muss sichergestellt werden, dass die Zugkraft F_{Zug} sicher von der Nocke in die Gurtplatte übertragen werden kann. Dazu wird in Anlehnung an [DIN 1045-01] für das in Abb. 3-17 dargestellte Bewehrungselement die erforderliche Verankerungslänge $l_{\text{b,net}}$ bestimmt. Die im Bereich der Kraftereinleitungsfläche vorhandene Querdruckbeanspruchung und der Querstab des Bewehrungselementes werden berücksichtigt. Es ist zu beachten, dass die erforderliche Verankerungslänge $l_{\text{b,net}}$ stets kleiner als die Nockenlänge h_n sein muss.

$$l_{\text{b,net}} = 0,7 \cdot \frac{2}{3} \cdot \frac{\text{erf } A_s}{\text{gew } A_s} \cdot l_b \geq 6 d_s \quad (5.32)$$

Anmerkung:

Aufgrund der Querdruckspannungen wird die Nocke als „Endauflager“ betrachtet. Gemäß [DIN 1045-01] beträgt bei direkter Auflagerung das Mindestmaß der Verankerungslänge $6 d_s$.

[b] Nachweis des Kraftereinleitungsbereiches im Holzträger

Die Tragfähigkeit des Holzquerschnitts im Bereich der Kraftereinleitungsfläche kann mit den aus [E DIN 1052] bekannten Regeln überprüft werden.

- (7) Es muss sichergestellt sein, dass die zulässige Längsdruckspannung des Holzes im Bereich der Kraftereinleitungsfläche der Nocke eingehalten ist.

$$F_{\text{Ed}} \leq b_n \cdot h_n \cdot k_{\text{mod}} \cdot f_{\text{c},0,d} \quad (5.33)$$

- (8) Um ein Versagen des Holzträgers im Bereich vor der Nocke auszuschließen, muss die rechnerisch erforderliche Vorholzlänge l_v eingehalten werden. Nach [E DIN 1052] darf beim rechnerischen Nachweis für die Vorholzlänge maximal ein Wert von $8 \cdot h_n$ in Rechnung gestellt werden.

$$F_{Ed} \leq b_n \cdot l_v \cdot k_{mod} \cdot f_{v,d}$$

mit:

$$l_v \leq 8 \cdot h_n$$

(5.34)

[c] Sicherung gegen Abheben der Betonplatte

In Anlehnung an [EC 4] wird empfohlen, als maximale Zugkraft senkrecht zur Kontaktfuge Holz-Beton 10 % des Bemessungswertes der Nockenbeanspruchung F_{Ed} anzusetzen. Die Sicherung gegen Abheben der Betonplatte ist dann erbracht, wenn nachgewiesen ist, dass diese Beanspruchung sicher von der Gurtplatte aus Beton über das Bewehrungselement in den Stegquerschnitt aus Holz übertragen werden kann. Die Kraftübertragung erfolgt über das im Holz eingeleimte Bewehrungselement. Der Nachweis eines eingeleimten, in Richtung der Stabachse beanspruchten Bewehrungsstabes ist in [E DIN 1052] geregelt.

- (9) Es muss sichergestellt werden, dass der Spannungsquerschnitt des eingeleimten Mittelstabes des Bewehrungselementes den statischen Anforderungen genügt.

$$0,1 \cdot F_{Ed} \leq A_s \cdot f_{yd} \quad (5.35)$$

- (10) Der Mittelstab des Bewehrungselementes muss ausreichend im Holz verankert sein. Der Bemessungswert des Ausziehwiderstandes eines eingeklebten Betonstabstahls kann in Anlehnung an [E DIN 1052] wie folgt berechnet werden.

$$0,1 \cdot F_{Ed} \leq \pi \cdot d_s \cdot l_{ad} \cdot f_{k1,d} \quad (5.36)$$

5.2.4.2 Graphisches Verfahren zum Nachweis des Betons

Es ist ebenfalls möglich, die maximale Tragfähigkeit der Konsol-Nocken mit dem in Abb. 5-10 dargestellten Diagramm zu bestimmen. Die Abbildung gilt für ein Verhältnis h_n/l_n von rund 0,5. Das Diagramm wurde abweichend von Gl. (5.29) unter Berücksichtigung des exakten Verhältniswertes von mittlerer und charakteristischer Betondruckfestigkeit erarbeitet (siehe Abb. 5-9). Der Durchmesser der Betonstahlbewehrung wurde in diesem Beispiel mit 8 mm, die Betondeckung mit 15 mm angenommen. Das Diagramm berücksichtigt nur den Nachweis der Druckstreben tragfähigkeit. Alle anderen in Abschnitt 5.2.4.1 erläuterten Nachweise (4) bis (10) müssen noch geführt werden.

Mit Hilfe von Abb. 5-10 kann der Maximalwert der auf eine Nockenbreite von 1 cm bezogenen Nockentragfähigkeit für Beton C20/25 direkt bestimmt werden. Um die Tragfähigkeit der gesamten Konsol-Nocke zu erhalten, ist es erforderlich, diesen Wert mit der Breite der Nocke zu multiplizieren. Wird eine andere Betonfestigkeitsklasse verwendet, so ist der abgelesene Wert mit den oben angegebenen Umrechnungsfaktoren zu erhöhen. In Tabelle 5-11 wird die Anwendung des Diagramms demonstriert.

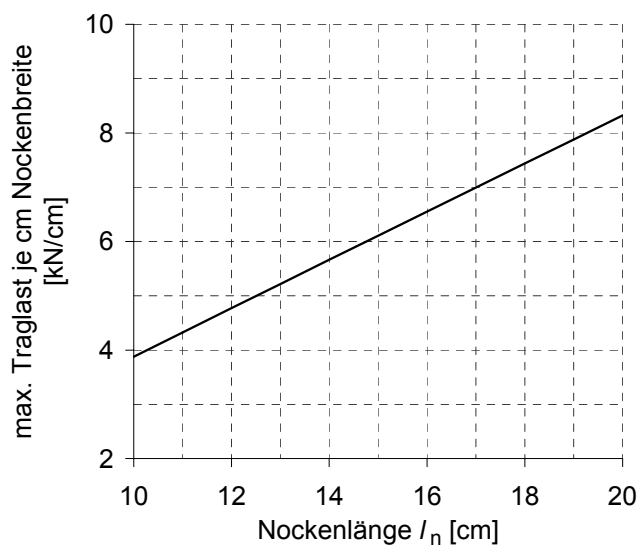
Tabelle 5-11: Ermittlung der maximalen Nockentragfähigkeit

Nockenabmessungen: $b_n / h_n / l_n = 18 \text{ cm} / 7 \text{ cm} / 14 \text{ cm}$

Beton: C30/37

Wert aus Abb. 5-10: 5,7 kN/cm

$$F_{Rd} = 1,36 \cdot 18 \text{ cm} \cdot 5,7 \text{ kN/cm} = \underline{139,5 \text{ kN}}$$



Umrechnungsfaktoren:

C20/25: 1,00

C25/30: 1,18

C30/37: 1,36

C35/45: 1,54

C40/50: 1,71

C45/55: 1,91

C50/60: 2,07

Abb. 5-10: Bemessungstafel

6 Numerische Beschreibung und experimentelle Untersuchung des Langzeitverhaltens

6.1 Grundlagen

6.1.1 Allgemeines

Unter dem Begriff des zeitabhängigen Verhaltens werden die Einflüsse des Kriechens und Schwindens bzw. Quellens zusammengefasst. Kriechen ist die Zunahme der Verformungen infolge einer zeitlich konstanten Lasteinwirkung. Das Schwinden bzw. Quellen beschreibt eine Volumenänderung des Baustoffs, welche nicht durch Last- oder Temperatureinwirkung, sondern allein durch die Veränderung des Wasserhaushaltes verursacht wird.

Bei innerlich und äußerlich statisch bestimmten Tragwerken werden infolge des zeitabhängigen Verhaltens nur Verformungen erzeugt. Der Spannungszustand wird nicht beeinträchtigt. Bei innerlich statisch unbestimmten Systemen, wie es zum Beispiel Verbundkonstruktionen sind, werden die zeitabhängigen Verformungen behindert. Es entstehen Zwängungen, die den Spannungszustand derartiger Konstruktionen beeinflussen. Das zeitabhängige Materialverhalten der Baustoffe führt bei Verbundkonstruktionen aus Holz und Beton zur Veränderung der Durchbiegung sowie zu Spannungsumlagerungen in den Teilquerschnitten. In Abhängigkeit vom zeitlichen Verlauf des Kriechens und der Volumen Zu- bzw. Abnahme können sich sowohl Beton als auch Holz der Belastung entziehen. Während erhöhte Durchbiegungen in der Regel nur die Gebrauchstauglichkeit beeinflussen, beeinträchtigt die Vernachlässigung der Umlagerungsschnittgrößen die Standsicherheit von Verbundkonstruktionen aus Holz und Beton erheblich. Um die Dauerhaftigkeit und Tragfähigkeit langfristig gewährleisten zu können, sind demnach Kenntnisse des zeitabhängigen Verhaltens der Baustoffe Holz und Beton sowie der verwendeten Schubverbindungsmitel erforderlich.

6.1.2 Zeitabhängiges Verhalten von Beton

Das zeitabhängige Verhalten von Beton wurde in den letzten Jahrzehnten umfangreich untersucht. Bereits 1953 waren in DIN 4227² Vorhersageverfahren zur Abschätzung des Kriech- und Schwindverhaltens von Konstruktionsbeton enthalten. Im Laufe der Jahre wurden aufbauend auf zahlreichen Versuchsergebnissen fortlaufend verbesserte Ansätze zur Vorhersage des zeitabhängigen Verhaltens entwickelt. In [Müller/Kvitsel-02] sind

² Spannbeton - Richtlinien für die Bemessung und Ausführung - DIN 4227. in: Betonkalender 1955, Teil 1, Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin, 1955.

die stoffmechanischen Konzepte und mathematischen Darstellungsformen der neusten Ansätze beschrieben. Die darin veröffentlichten Gleichungen bilden die Grundlage der Nomogramme zur Bestimmung der Kriechzahlen bzw. der Schwindverformungen von Konstruktionsbeton in der aktuellen nationalen Betonbauvorschrift [DIN 1045-01]. Bei Verwendung dieser Ansätze ist zu beachten, dass die Gesetzmäßigkeiten zur Beschreibung des Kriechverhaltens nur für kriecherzeugende Spannungen von maximal 45 % des charakteristischen Wertes der Zylinderdruckfestigkeit gelten. Bei größeren Lastspannungen muss von einem nichtlinearen Kriechverhalten ausgegangen werden.

In [Grübl et al.-2001] und [Müller/Kvitsel-02] werden diejenigen Faktoren beschrieben, die das Kriechen bzw. Schwinden von Beton nachhaltig beeinflussen. Diese Einflussfaktoren sind in Tabelle 6-1 zusammengestellt.

Tabelle 6-1: Kriech- und Schwindverformung von Beton beeinflussende Faktoren

| Kriechverformungen erhöhen sich mit: | Schwindverformungen erhöhen sich mit: |
|--------------------------------------|---------------------------------------|
| ➤ größeren Lastspannungen | ➤ größerem Wassergehalt |
| ➤ sinkendem Betonalter bei Belastung | ➤ erhöhtem Zement- und Mehlkorngehalt |
| ➤ größerem w/z-Wert | ➤ kleinerer relativer Luftfeuchte |
| ➤ kleinerer relativer Luftfeuchte | ➤ höheren Außentemperaturen |
| ➤ kleinerem E-Modul der Zuschläge | ➤ kleineren Bauteilabmessungen |
| ➤ kleineren Bauteilabmessungen | |

6.1.3 Zeitabhängiges Verhalten von Holz

Im Holzbau sind solche detaillierten Ansatzfunktionen zur Vorherbestimmung der zeitabhängigen Verformungen derzeit nicht verfügbar. GRESSEL [Gressel-83] unternahm als Erster den Versuch, die Vielzahl der national und international veröffentlichten Forschungsarbeiten auszuwerten. Fehlende bzw. sich widersprechende Angaben wurden von GRESSEL durch eigene Untersuchungen ergänzt. Seine wesentlichen Erkenntnisse sind in Tabelle 6-2 zusammengefasst.

Für die Vorherbestimmung der Kriechzahlen werden von GRESSEL die rein mathematischen Ansätze favorisiert. Deren Vorteil liegt darin, dass sie empirisch aus Messdaten bestimmt werden können und eine ausreichend genaue Beschreibung des zeitabhängigen Verhaltens ermöglichen. Von GRESSEL wird eine Potenzfunktion der Form $y = a \cdot x^b$ befürwortet. Er schlägt vor, zur Berücksichtigung der zahlreichen verschiedenen Einflussfaktoren diesen Funktionstyp entsprechend zu erweitern. Aufgrund der Vielzahl der material- und beanspruchungsbezogenen Einflussgrößen erscheint es GRESSEL trotz aller Bemühungen dennoch ziemlich aussichtslos, das Kriechverhalten

von Holz- und Holzwerkstoffen auch nur annähernd zutreffend mathematisch beschreiben und rechnerisch erfassen zu können.

Tabelle 6-2: Erkenntnisse zum Kriechverhalten von Holz (in Anlehnung an [Gressel-83])

- die Kriechverformungen verringern sich mit zunehmender Rohdichte sowie kleiner werdendem Winkel zwischen Kraft- und Faserrichtung
- Vollholz kriecht bei Schub wesentlich stärker als bei Biegung und Druck
- Druckkriechen ist um ca. 20 % größer als Zugkriechen (nach [Rautenstrauch-89] um ca. 50 %)
- das zeitabhängige Verhalten wird vom Feuchtigkeitsgehalt des Umgebungsklimas beeinflusst (Wechselklima hat größere Kriechverformungen zur Folge als das entsprechende maximale Feuchtklima)
- die Formänderungen sind abhängig von der Gleichgewichtsfeuchte
- der Einfluss der Temperatur ist bis ca. 50 °C vernachlässigbar
- Holz- und Holzwerkstoffe können im Bereich der Gebrauchsspannungen (Belastungsgrad kleiner 40 %) als linear viskoelastische Festkörper beschrieben werden

Die Kriechverformungen von Holz und Holzwerkstoffen setzen sich gemäß Abb. 6-1 aus dem spannungsabhängigen viskoelastischen und dem von der Holzfeuchte beeinflussten mechano-sorptiven Kriechanteil zusammen. Werden die Kriechverformungen im konstanten Raumklima an einem Holzprisma bestimmt, das seine Gleichgewichtsfeuchte erreicht hat, ist der mechano-sorptiven Anteil Null. Die Kriechverformung ist in diesem Fall gleich dem spannungsabhängigen viskoelastischen Anteil. Die Größe des mechano-sorptiven Anteils nimmt erst im Wechselklima mit größer werdender Differenz zwischen Feucht- und Trockenstufe zu. Nach GRESSEL [Gressel-83] ist bei Vollholz die Kriechverformung im Wechselklima 20/95 – 20/25 etwa doppelt so groß wie im entsprechenden Feuchtklima 20/95.

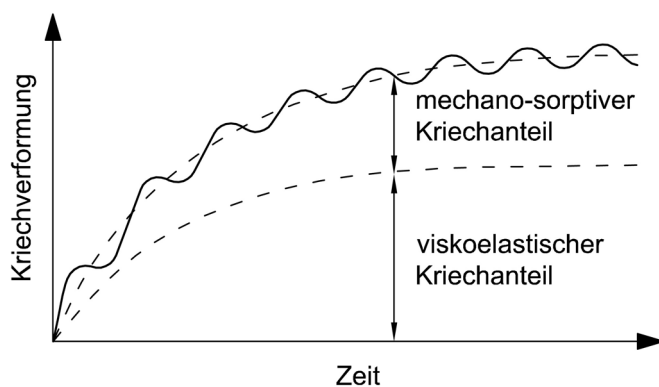


Abb. 6-1: Schematische Darstellung der Kriechanteile von Holz

Ein Feuchtewechsel beeinflusst aber nicht nur die Kriechverformungen des Holzes. Es verursacht auch eine Volumenänderung (Schwind- bzw. Quellverformungen). Diese tritt nur unterhalb des Fasersättigungsbereiches des Holzes ein. Holz schwindet bzw. quillt am stärksten in Richtung der Jahrringe (tangential), etwa halb so stark in Richtung der Markstrahlen (radial) und im Vergleich dazu nur relativ wenig in Faserlängsrichtung (longitudinal). Für den rechnerischen Nachweis kann näherungsweise angenommen werden, dass das Schwinden bzw. Quellen unterhalb des Fasersättigungsbereiches proportional der Änderung der Holzfeuchte ist. Bei Verbundkonstruktionen aus Holz und Beton sind besonders die Schwind- bzw. Quellverformungen in Faserlängsrichtung interessant. Das in [E DIN 1052] für europäisches Nadelholz angegebene Schwind- bzw. Quellmaß beträgt 0,01 %. Dieser Wert ist auf eine Änderung der Holzfeuchte von einem Masseprozent bezogen.

Bei einem statisch bestimmt gelagerten Holzträger werden die von einem Feuchtewechsel verursachten Schwind- und Quellverformungen in Balkenlängsrichtung nicht behindert. Die auf das zeitabhängige Verhalten zurückzuführende Verformungszunahme setzt sich in diesem Fall nur aus dem viskoelastischen und dem mechano-sorptiven Kriechanteil zusammen. Bei einem Holz-Beton-Verbundträger wird hingegen die durch den Feuchtewechsel verursachte Längenänderung des Holzes durch die in der Kontaktfuge Holz-Beton angeordneten Schubverbindungsmitel behindert. Die Verformungszunahmen setzen sich in diesem Fall, das zeitabhängige Verhalten des Betons und der Schubverbindungsmitel einmal vernachlässigt, aus dem viskoelastischen und mechano-sorptiven Kriechanteil sowie einem aus den behinderten Schwind- bzw. Quellverformungen in Balkenlängsrichtung resultierenden Verformungsanteil zusammen.

Da Holz mit dem Feuchtegehalt eingebaut werden sollte, der langfristig als Mittelwert im fertigen Bauwerk zu erwarten ist, wird im Folgenden angenommen, dass eine Längenänderung des Holzes (Schwind- bzw. Quellverformungen in Faserlängsrichtung) nur durch die Feuchteabgabe bzw. -aufnahme verursacht wird. Weil das Schwinden bzw. Quellen des Holzes erheblich schneller beendet ist als das Kriechen der Materialien Holz und Beton bzw. das der Schubverbindungsmitel, soll diese sich permanent wiederholende Längenänderung des Holzes im Rahmen dieser Arbeit als zeitunabhängig charakterisiert werden. Es wird somit unterstellt, dass die auf die behinderten Schwind- bzw. Quellenverformungen in Balkenlängsrichtung zurückzuführenden Zwangsschnittgrößen und Verformungen nicht durch das Kriechen der Materialien Holz und Beton bzw. das der Schubverbindungsmitel beeinflusst werden. Für die rechnerische Abschätzung der Einflüsse des Schwindens bzw. Quellens des Holzes auf den Spannungs- und Verformungszustand von Verbundkonstruktionen aus Holz und Beton können die in Abschnitt 2.3.4 abgeleiteten Gleichungen verwendet werden.

6.1.4 Zeitabhängiges Verhalten der Schubverbindungsmitel

Das Langzeitverhalten von Verbundkonstruktionen aus Holz und Beton wurde bereits vielfach experimentell untersucht (z.B. [Capretti/Cecotti-96], [Höhmann/Siemers-98],

[Kuhlmann et al.-02]). Bei diesen Untersuchungen spielte das zeitabhängige Verhalten der verwendeten Schubverbindungsmittel meistens nur eine untergeordnete Rolle. Es wurde vielfach über die Rückrechnung der Dauerstandsversuche näherungsweise bestimmt ([Kenel/Meierhofer-98], [Kenel-00], [Blaß/Romani-02]).

Von Langzeitprüfungen an Schubverbindungsmitteln des Holz-Beton-Verbundbaus ist bisher lediglich in [Blaß et al.-95], [Kenel/Meierhofer-98] und [Amadio et al.-01] berichtet worden. Bei diesen Dauerstandsversuchen wurde grundsätzlich der in Abb. 4-1 dargestellte Versuchsaufbau 1 verwendet. Wie bereits in Abschnitt 4.1.3.1 erläutert, werden bei dieser Prüfanordnung die experimentell bestimmten Verschiebungsmoduln und Maximallasten der Verbindungsmittel durch Reibungskräfte in der Kontaktfuge Holz-Beton beeinträchtigt. Dies trifft in gleicher Art und Weise auch auf die Ergebnisse der oben genannten Langzeit-Scherversuche zu. Es kann davon ausgegangen werden, dass die versuchstechnisch ermittelten Kriechkurven das reale zeitabhängige Verhalten der betrachteten Schubverbindungsmittel nicht exakt widerspiegeln. Dies wird indirekt durch Aussagen von GRESSEL [Gressel-83] bestätigt. Er beschreibt Druckscherversuche zur Ermittlung des Kriechverhaltens von Nagelverbindungen, bei denen sich die Kriechverformungen durch die Anordnung einer PE-Folie zwischen den Teilquerschnitten aus Holz beträchtlich erhöhten.

Neben experimentellen wurden auch numerische Untersuchungen auf der Grundlage der Methode der Finiten Elemente durchgeführt [Schmidt-03]. Da das zeitabhängige Verhalten der Schubverbindungsmittel in erster Linie durch das Kriechen von Holz und Beton beeinflusst wird, ist bei der FEM-Modellierung darauf zu achten, dass nur geeignete Materialgesetze implementiert werden. Vor allem bei stiftförmigen Verbindungsmitteln ist zu berücksichtigen, dass die zulässigen Spannungen im Bereich der Schubverbindungsmittel unter Umständen bereits im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit deutlich überschritten werden und die Werkstoffe Holz und Beton in diesem Fall kein linear viskoelastisches Materialverhalten mehr aufweisen. Die Kriechansätze, auf die in den Abschnitten 6.1.2 und 6.1.3 verwiesen wurde, sind in diesen Fällen bei der FEM-Modellierung eines Schubverbindungsmittels nicht ohne weiteres anwendbar.

6.2 Mathematische Formulierung des Langzeitverhaltens

6.2.1 Vorbetrachtungen

In Abschnitt 2.2 wurden die gebräuchlichsten Nachweisverfahren des Holz-Beton-Verbundbaus analysiert. Es hatte sich gezeigt, dass das komplizierte Tragverhalten derartiger Verbundkonstruktionen nur mit Hilfe numerischer Verfahren hinreichend genau beschrieben werden kann. Das zeitabhängige Verhalten von Verbundkonstruktionen aus Holz und Beton ist ein komplexerer Vorgang, der durch eine Reihe verschiedener Faktoren beeinflusst wird. Eine exakte mathematische Beschreibung dieses Problems ist aus Sicht des Autors aufgrund des hygrothermischen Verhaltens und der unregelmäßigen Materialeigenschaften von Holz und Beton derzeit noch nicht möglich. Die Komplexität

des Langzeitverhaltens von Verbundkonstruktionen aus Holz und Beton ist sicherlich auch der Grund dafür, dass sich bisher nur wenige Forschungsarbeiten intensiv mit dieser Thematik auseinandergesetzt haben ([Mungwa/Kenmou-93], [Blaß et al.-95], [Amadio et al.-00], [Kenel-00], [Grosse et al.-03], [Schmidt-03], [Schänzlin-03]). In all diesen Arbeiten wurde das zeitabhängige Verhalten mit Hilfe numerischer Berechnungsverfahren abgeschätzt. Bei BLAß et al., AMADIO et al., GROSSE et al. und SCHMIDT erfolgte die Modellierung auf der Grundlage der Methode der Finiten Elemente. MUNGWA und KENMOU, KENEL sowie SCHÄNZLIN verwendeten numerische Berechnungsansätze auf der Grundlage des Differenzenverfahrens.

Die Ergebnisse bisheriger numerischer Simulationen sind teilweise widersprüchlich. So ist nach [Schmidt et al.-03] der Kriechfaktor für die Verformung des Verbundträgers deutlich geringer als der des reinen Holzbalkens. Andere Arbeiten bestätigen diese These nicht. Unbestätigt bleibt auch die Ansicht von SCHMIDT et al., dass sich die Beanspruchung der Verbindungsmittel bei konstanten äußeren Einwirkungen im Zeitraum zwischen t_0 und t_n erhöht. Es wird vermutet, dass sich die variierenden Ergebnisse der Simulationsrechnungen in erster Linie auf die unterschiedlichen rheologischen Ansätze zur Beschreibung des Langzeitverhaltens der Materialien Holz und Beton bzw. eine falsche oder fehlende Berücksichtigung des zeitabhängigen Verhaltens der Schubverbindungsmittel zurückführen lassen.

Aufbauend auf Abschnitt 2.3 sollen im Folgenden das zeitabhängige Verhalten eines Verbundträgers aus Holz und Beton mathematisch beschrieben und auf der Grundlage dieser Ansätze die Tragwerksverformungen sowie Randspannungen in Gurt und Steg zum Zeitpunkt t_n mit Hilfe des Differenzenverfahrens berechnet werden. Dieses Lösungsverfahren wurde bereits von [Mungwa/Kenmou-93], [Kenel-00] und [Schänzlin-03] für die Vorhersage des zeitabhängigen Verhaltens von Verbundkonstruktionen aus Holz und Beton verwendet.

MUNGWA und KENMOU zerlegten den Zeitraum zwischen t_0 und t_n in eine bestimmte Anzahl von Zeitschritten. In jedem Zeitschritt veränderten sie die Spannungen in den Teilquerschnitten aus Holz und Beton solange, bis die infolge des zeitabhängigen Verhaltens veränderten Dehnungen erreicht und die Verträglichkeitsbedingungen erfüllt waren.

KENEL erweiterte die Differentialgleichung der Längskraft im Steg Gl. (2.24) um das Zwangsglied $\Delta N(t_n, t_0)$. Dieses beschreibt die Änderung der Längskraft im Steg im Zeitraum zwischen t_0 und t_n . Bezüglich des zeitabhängigen Verhaltens der mitwirkenden Baustoffe nahm er an, dass die Kriechfunktionen von Holz und Beton sowie die der Schubverbindungsmittel affin zueinander verlaufen. KENEL vernachlässigte die Umlagerungsschnittgrößen $\Delta M_t(t_n, t_0)$ und $\Delta M_c(t_n, t_0)$. Diese entstehen, da infolge des zeitabhängigen Verhaltens von Holz und Beton nicht nur die Dehnungen sondern auch die Verkrümmungen der Teilquerschnitte behindert werden.

SCHÄNZLIN entwickelte auf der Grundlage der Differentialgleichung der Fugenverschiebung ein C++ Programm für die Berechnung des Langzeitverhaltens von Brettsta-

pel-Beton-Verbunddecken. Er berücksichtigte rheologische Modelle zur Beschreibung des Kriechens der Materialien Holz und Beton und hat zahlreiche Besonderheiten, wie z.B. die jahreszeitlich bedingten Feuchteänderungen und das Reißen des Betons rechnerisch erfasst. Die Verifizierung des numerischen Modells erfolgte an den Brettstapel-Beton-Verbunddecken eines Mehrfamilienhauses in Tübingen und durch den Vergleich mit recherchierten Versuchsergebnissen.

Im Rahmen dieser Arbeit soll ein einfaches numerisches Modell abgeleitet werden, das neben dem Schwinden des Betons lediglich das Kriechverhalten von Holz und Beton sowie das der Schubverbindungsmittel berücksichtigt. Die Auswirkungen der feuchteabhängigen Längenänderung des Holzes (Schwinden bzw. Quellen) werden aufgrund der in Abschnitt 6.1.3 erläuterten Gründe in diesem Modellansatz nicht berücksichtigt. Im Folgenden wird die Differentialgleichung der Änderung der Längskraft im Steg abgeleitet und mit Hilfe des Differenzenverfahrens numerisch gelöst. Mit Hilfe von Dauerstandsversuchen an Druckscherkörpern sowie Biegeträgern mit Polymerbeton- und Konsol-Nocken soll überprüft werden, ob sich mit dem gewählten Lösungsansatz das Langzeitverhalten von Holz-Beton-Verbundkonstruktionen mathematisch beschreiben lässt.

6.2.2 Spannungs-Dehnungs-Zeitverhalten viskoelastischer Werkstoffe

Eine im Zeitraum zwischen t_0 und t_n wirkende konstante Spannung $\sigma(t_0)$ verursacht bei einem viskoelastischen Werkstoff die folgende Kriechverformung $\varepsilon_{cr}(t_n)$.

$$\varepsilon_{cr}(t_n) = \frac{\sigma(t_0)}{E(t_0)} \cdot \varphi(t_n, t_0) \quad (6.1)$$

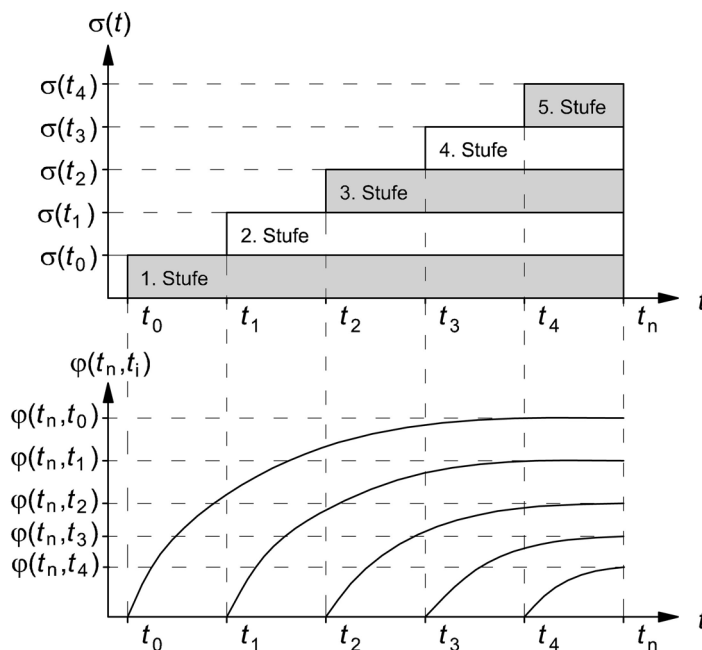


Abb. 6-2: Superpositionsprinzip nach BOLTZMANN

Gemäß dem Superpositionsprinzip von BOLTZMANN kann eine bis zum Zeitpunkt t_n veränderliche Spannung in einzelne konstante Spannungsstufen zerlegt werden, die stets bis zum Zeitpunkt t_n wirken müssen. Die Kriechverformungen der einzelnen konstanten Spannungsstufen können in Anlehnung an Gl. (6.1) mit Hilfe der zugehörigen Kriechkurve $\varphi(t_n, t_k)$ bestimmt und anschließend addiert werden. Dies wird am Beispiel von Abb. 6-2 näher erläutert. Für das dargestellte Beispiel ergibt sich zum Zeitpunkt t_n die nachstehende Kriechverformung.

$$\varepsilon_{\text{cr}}(t_n) = \frac{\sigma(t_0)}{E(t_0)} \cdot \varphi(t_n, t_0) + \sum_{k=1}^{n-1} \frac{\sigma(t_k) - \sigma(t_{k-1})}{E(t_k)} \cdot \varphi(t_n, t_k) \quad (6.2)$$

Ist der Zeitraum zwischen t_k und t_{k+1} unendlich klein, kann unter der Voraussetzung eines stetigen Spannungsverlaufes aus Gl. (6.2) die folgende Integralgleichung abgeleitet werden.

$$\varepsilon_{\text{cr}}(t_n) = \frac{\sigma(t_0)}{E(t_0)} \cdot \varphi(t_n, t_0) + \int_{t_0}^{t_n} \frac{d\sigma(t)}{E(t)} \cdot \varphi(t_n, t) dt \quad (6.3)$$

Die Gl. (6.3) wurde im Zusammenhang mit den Kriechproblemen des Stahlbetonbaus erstmals von DISCHINGER [Dischinger-37] hergeleitet und analytisch gelöst.

6.2.3 Gleichgewichtsbedingungen

Wie bereits eingangs erläutert, sind äußerlich statisch bestimmt gelagerte Verbundkonstruktionen innerlich statisch unbestimmte Systeme. Charakteristisch für derartige Konstruktionen ist, dass infolge der behinderten Kriech- und Schwindverformungen nur innere Schnittgrößen hervorgerufen werden. Die Lagerkräfte werden durch das zeitabhängige Verhalten nicht beeinträchtigt. Aus diesem Grund gelten alle in Abschnitt 2.3.3.1 abgeleiteten Gesetzmäßigkeiten unverändert.

Im Folgenden wird angenommen, dass sich die äußere Beanspruchung im Zeitraum zwischen t_0 und t_n nicht ändert.

6.2.4 Kontinuitätsbedingungen

Die Gl. (6.4) beschreibt die in Anlehnung an Abb. 2-5 abgeleitete Kontinuitätsbedingung. Die Gleichung muss in der Mitte der Zwischenschicht Δ zu jedem beliebigen Betrachtungszeitpunkt t_n erfüllt sein.

$$\frac{d\Delta u(t_n, t_0)}{dx} + \Delta \varepsilon_{\text{c}\Delta}(t_n, t_0) - \Delta \varepsilon_{\text{t}\Delta}(t_n, t_0) = 0 \quad (6.4)$$

Die auf die Mitte der Zwischenschicht Δ bezogene Dehnungsänderung des entsprechenden Teilquerschnitts im Zeitraum zwischen t_0 und t_n [$\Delta \varepsilon_{\text{c}\Delta}(t_n, t_0)$ bzw. $\Delta \varepsilon_{\text{t}\Delta}(t_n, t_0)$] kann in Anlehnung an die Gln. (2.18) und (2.19) und unter Verwendung von Gl. (6.2) bestimmt werden. Bei den folgenden Gleichungen wird die zeitliche Ent-

wicklung des Elastizitätsmoduls von Beton berücksichtigt. $\Delta N_t(t_n, t_0)$ und $\Delta N_c(t_n, t_0)$ beschreiben die Längskraft, die sich infolge der behinderten Längenänderung von Gurt und Steg in den Teilquerschnitten aus Holz und Beton im Zeitraum zwischen t_0 und t_n aufbaut. Die Umlagerungsschnittgrößen $\Delta M_c(t_n, t_0)$ und $\Delta M_t(t_n, t_0)$ entstehen, wenn die Verkrümmung von Gurt und Steg behindert wird. Bei den im Folgenden abgeleiteten Gleichungen wurde berücksichtigt, dass die Kriechzahl des Betons in der Regel auf die elastische Verformung im Betonalter von 28 Tagen bezogen ist. Aus diesem Grund wird für die Berechnung der kriecherzeugenden Spannung im Zeitpunkt t_i der Elastizitätsmodul des Betons im Alter von 28 Tagen E_{c28} verwendet.

$$\begin{aligned} \Delta \varepsilon_{c\Delta}(t_n, t_0) &= \frac{\Delta N_c(t_n, t_0)}{E_c(t_n) \cdot A_c} + \frac{\Delta M_c(t_n, t_0)}{E_c(t_n) \cdot I_c} \cdot \frac{1}{2} \cdot (h_c + \Delta) \\ &+ \frac{N_c(t_0)}{E_{c28} \cdot A_c} \cdot \varphi_c(t_n, t_0) + \sum_{k=1}^{n-1} \frac{\Delta N_c(t_k, t_{k-1})}{E_{c28} \cdot A_c} \cdot \varphi_c(t_n, t_k) \\ &+ \frac{1}{2} \cdot (h_c + \Delta) \cdot \left[\frac{M_c(t_0)}{E_{c28} \cdot I_c} \cdot \varphi_c(t_n, t_0) + \sum_{k=1}^{n-1} \frac{\Delta M_c(t_k, t_{k-1})}{E_{c28} \cdot I_c} \cdot \varphi_c(t_n, t_k) \right] \\ &+ \varepsilon_{csh}(t_n, t_0) \end{aligned} \quad (6.5)$$

$$\begin{aligned} \Delta \varepsilon_{t\Delta}(t_n, t_0) &= \frac{\Delta N_t(t_n, t_0)}{EA_t} - \frac{\Delta M_t(t_n, t_0)}{EI_t} \cdot \frac{1}{2} \cdot (h_t + \Delta) \\ &+ \frac{N_t(t_0)}{EA_t} \cdot \varphi_t(t_n, t_0) + \sum_{k=1}^{n-1} \frac{\Delta N_t(t_k, t_{k-1})}{EA_t} \cdot \varphi_t(t_n, t_k) \\ &- \frac{1}{2} \cdot (h_t + \Delta) \cdot \left[\frac{M_t(t_0)}{EI_t} \cdot \varphi_t(t_n, t_0) + \sum_{k=1}^{n-1} \frac{\Delta M_t(t_k, t_{k-1})}{EI_t} \cdot \varphi_t(t_n, t_k) \right] \end{aligned} \quad (6.6)$$

In den folgenden Ausführungen soll auf den Zeiger t_0 verzichtet werden. $\Delta N_c(t_n)$ beschreibt dann z.B. die Änderung der Gurtlängskraft im Zeitraum zwischen t_0 und t_n . Die Gl. (6.4) kann mit Hilfe der Gln. (6.5) und (6.6) wie folgt erweitert werden.

$$\begin{aligned} 0 &= \frac{d\Delta u(t_n)}{dx} + \frac{\Delta N_c(t_n)}{E_c(t_n) \cdot A_c} + \frac{N_c(t_0)}{E_{c28} \cdot A_c} \cdot \varphi_c(t_n) + \sum_{k=1}^{n-1} \frac{\Delta N_c(t_k, t_{k-1})}{E_{c28} \cdot A_c} \cdot \varphi_c(t_n, t_k) \\ &+ \frac{1}{2} \cdot (h_c + \Delta) \cdot \left[\frac{\Delta M_c(t_n)}{E_c(t_n) \cdot I_c} + \frac{M_c(t_0)}{E_{c28} \cdot I_c} \cdot \varphi_c(t_n) + \sum_{k=1}^{n-1} \frac{\Delta M_c(t_k, t_{k-1})}{E_{c28} \cdot I_c} \cdot \varphi_c(t_n, t_k) \right] \\ &+ \varepsilon_{csh}(t_n) \\ &- \frac{\Delta N_t(t_n)}{EA_t} - \frac{N_t(t_0)}{EA_t} \cdot \varphi_t(t_n) - \sum_{k=1}^{n-1} \frac{\Delta N_t(t_k, t_{k-1})}{EA_t} \cdot \varphi_t(t_n, t_k) \\ &+ \frac{1}{2} \cdot (h_t + \Delta) \cdot \left[\frac{\Delta M_t(t_n)}{EI_t} + \frac{M_t(t_0)}{EI_t} \cdot \varphi_t(t_n) + \sum_{k=1}^{n-1} \frac{\Delta M_t(t_k, t_{k-1})}{EI_t} \cdot \varphi_t(t_n, t_k) \right] \end{aligned} \quad (6.7)$$

Unter Verwendung der Gln. (2.2) und (6.2) lässt sich die Änderung der Verkrümmung $\Delta\kappa(t_n)$, eines beliebigen Teilquerschnitts im Zeitraum zwischen t_0 und t_n berechnen.

$$\Delta\kappa(t_n) = \frac{\Delta M(t_n)}{E(t_n) \cdot I} + \frac{M(t_0)}{E(t_0) \cdot I} \cdot \varphi(t_n) + \sum_{k=1}^{n-1} \frac{\Delta M(t_k, t_{k-1})}{E(t_k) \cdot I} \cdot \varphi(t_n, t_k) = -\frac{d^2 \Delta w(t_n)}{dx^2} \quad (6.8)$$

Die Gl. (6.7) kann mit Hilfe der Gln. (2.3), (2.6), (2.8) und (6.8) wie folgt vereinfacht werden.

$$\begin{aligned} 0 = & \frac{d\Delta u(t_n)}{dx} - \Delta N(t_n) \cdot \left[\frac{1}{E_c(t_n) \cdot A_c} + \frac{1}{EA_t} \right] - N(t_0) \cdot \left[\frac{\varphi_c(t_n)}{E_{c28} \cdot A_c} + \frac{\varphi_t(t_n)}{EA_t} \right] \\ & - \sum_{k=1}^{n-1} \Delta N(t_k, t_{k-1}) \cdot \left[\frac{\varphi_c(t_n, t_k)}{E_{c28} \cdot A_c} + \frac{\varphi_t(t_n, t_k)}{EA_t} \right] - \left(\frac{d^2 \Delta w(t_n)}{dx^2} \right) \cdot z_s + \varepsilon_{csh}(t_n) \end{aligned} \quad (6.9)$$

6.2.5 Differentialgleichung der Änderung der Steglängskraft

Wie bereits erläutert, soll mit dem Verfahren auch das zeitabhängige Verhalten des Schubverbindungsmediums berücksichtigt werden. Die Fugenverschiebung verändert sich im Zeitraum zwischen t_0 und t_n entsprechend der in Gl. (6.2) beschriebenen allgemeingültigen Gesetzmäßigkeit. Der Differentialquotient der Änderung der Fugenverschiebung in Gl. (6.9) kann somit unter Verwendung der Gln. (2.5), (2.12) und (6.2) durch den folgenden Ausdruck ersetzt werden.

$$\frac{d\Delta u(t_n)}{dx} = \frac{1}{k} \cdot \left[\frac{d^2 \Delta N(t_n)}{dx^2} + \frac{d^2 N(t_0)}{dx^2} \cdot \varphi_v(t_n) \right] + \sum_{k=1}^{n-1} \frac{d^2 \Delta N(t_k, t_{k-1})}{dx^2} \cdot \varphi_v(t_n, t_k) \quad (6.10)$$

Da die von außen auf das Tragwerk wirkenden Beanspruchungen im Zeitraum zwischen t_0 und t_n konstant sind und sich die inneren Schnittgrößen nur infolge des zeitabhängigen Verhaltens der Materialien Holz und Beton, sowie der Schubverbindungsmedium ändern, wird Gl. (2.9) wie folgt vereinfacht.

$$0 = \Delta M_c(t_n) + \Delta M_t(t_n) + \Delta N(t_n) \cdot z_s \quad (6.11)$$

Der Differentialquotient der Änderung der Balkendurchbiegung kann durch die nachstehende Beziehung ersetzt werden, die mit Hilfe der Gln. (6.8) und (6.11) abgeleitet wurde.

$$\frac{d^2 \Delta w(t_n)}{dx^2} = \frac{\Delta N(t_n) \cdot z_s}{E_c(t_n) \cdot I_c + EI_t} - \frac{M_t(t_0) \cdot \varphi_t(t_n) + \sum_{k=1}^{n-1} \Delta M_t(t_k, t_{k-1}) \cdot \varphi_t(t_n, t_k)}{E_c(t_n) \cdot I_c + EI_t} - \frac{\frac{E_c(t_n)}{E_{c28}} \cdot M_c(t_0) \cdot \varphi_c(t_n) + \sum_{k=1}^{n-1} \frac{E_c(t_n)}{E_{c28}} \cdot \Delta M_c(t_k, t_{k-1}) \cdot \varphi_c(t_n, t_k)}{E_c(t_n) \cdot I_c + EI_t} \quad (6.12)$$

Die Differentialgleichung der Änderung der Längskraft im Steg im Zeitraum zwischen t_0 und t_n lässt sich aus Gl. (6.9) unter Verwendung der Gln. (6.10) und (6.12) ableiten. Die Gl. (6.13) hat den gleichen Aufbau wie die in den Abschnitten 2.3.3 und 2.3.4 abgeleiteten Differentialgleichungen der Steglängskraft für Last- und Temperaturbeanspruchung. Sie kann mit dem in Abschnitt 2.5 beschriebenen Differenzenverfahren numerisch gelöst werden.

$$\frac{d^2 \Delta N(t_n)}{dx^2} - \Delta N(t_n) \cdot k \cdot \left[\frac{1}{E_c(t_n) \cdot A_c} + \frac{1}{EA_t} + \frac{z_s^2}{E_c(t_n) \cdot I_c + EI_t} \right] = k \cdot \left\{ \begin{aligned} & N(t_0) \cdot \left[\frac{\varphi_c(t_n)}{E_{c28} \cdot A_c} + \frac{\varphi_t(t_n)}{EA_t} \right] - \frac{1}{k} \cdot \frac{d^2 N(t_0)}{dx^2} \cdot \varphi_v(t_n) \\ & + \sum_{k=1}^{n-1} \Delta N(t_k, t_{k-1}) \cdot \left[\frac{\varphi_c(t_n, t_k)}{E_{c28} \cdot A_c} + \frac{\varphi_t(t_n, t_k)}{EA_t} \right] \\ & - \frac{1}{k} \cdot \sum_{k=1}^{n-1} \frac{d^2 \Delta N(t_k, t_{k-1})}{dx^2} \cdot \varphi_v(t_n, t_k) \\ & - \frac{M_t(t_0) \cdot \varphi_t(t_n) + \sum_{k=1}^{n-1} \Delta M_t(t_k, t_{k-1}) \cdot \varphi_t(t_n, t_k)}{E_c(t_n) \cdot I_c + EI_t} \cdot z_s \\ & - \frac{\frac{E_c(t_n)}{E_{c28}} \cdot M_c(t_0) \cdot \varphi_c(t_n) + \sum_{k=1}^{n-1} \frac{E_c(t_n)}{E_{c28}} \cdot \Delta M_c(t_k, t_{k-1}) \cdot \varphi_c(t_n, t_k)}{E_c(t_n) \cdot I_c + EI_t} \cdot z_s \\ & - \varepsilon_{csh}(t_n) \end{aligned} \right. \quad (6.13)$$

6.3 Bemessung mit Hilfe des Differenzenverfahrens

6.3.1 Allgemeines

Für die Berechnung müssen der Verbundträger und der zu untersuchende Zeitabschnitt in eine bestimmte Anzahl von Intervallen unterteilt werden. Wie bereits in Abschnitt 2.5.1 erläutert, ist bei der Unterteilung des Verbundträgers die Verwendung eines re-

gelmäßigen Rasters von Vorteil. Für die Zeitachse ist dies aufgrund des zeitlichen Verlaufes von Kriechen und Schwinden nicht zweckdienlich. Sie sollte generell so unterteilt werden, dass die Dauer der einzelnen Zeitintervalle von t_0 beginnend größer werden. Für die im Folgenden beschriebenen Vergleichsrechnungen wird der nachstehende kubische Funktionsansatz verwendet. Ist der Zeitraum zwischen t_0 und t_{\max} sowie die Anzahl der Zeitintervalle m bekannt, lässt sich der Stauchungsfaktor η_t berechnen.

$$t_n = \eta_t \cdot n^3 \quad (6.14)$$

6.3.2 Berechnung der Umlagerungsschnittgrößen in den Teilquerschnitten

Die Gl. (6.13) kann mit Hilfe des in Abschnitt 2.5 erläuterten Differenzenverfahrens numerisch gelöst werden. Dazu muss der in Gl. (6.13) enthaltene Differentialquotient 2. Ordnung durch die in Abb. 2-7 beschriebene Differenzenformel ersetzt werden. In jedem Betrachtungspunkt t_n lässt sich nun für jeden Rasterpunkt j des Balkens die folgende Gleichung anschreiben.

$$-\Delta N_{j-1}(t_n) + \Delta N_j(t_n) \cdot L_j(t_n) - \Delta N_{j+1}(t_n) = R_j(t_n) \quad (6.15)$$

mit:

$$L_j(t_n) = 2 + k_j \cdot \Delta x^2 \cdot \left[\frac{1}{E_c(t_n) \cdot A_{c,j}} + \frac{1}{EA_{t,j}} + \frac{z_{s,j}^2}{E_c(t_n) \cdot I_{c,j} + EI_{t,j}} \right] \quad (6.16)$$

$$R_j(t_n) = \Delta x^2 \cdot \left\{ \begin{array}{l} -k_j \cdot \varepsilon_{csh}(t_n) + k_j \cdot N_j(t_0) \cdot \left[\frac{\varphi_c(t_n)}{E_{c28} \cdot A_{c,j}} + \frac{\varphi_t(t_n)}{EA_{t,j}} \right] \\ - \frac{N_{j-1}(t_0) - 2 \cdot N_j(t_0) + N_{j+1}(t_0)}{\Delta x^2} \cdot \varphi_v(t_n) \\ + k_j \cdot \sum_{k=1}^{n-1} \Delta N_j(t_k, t_{k-1}) \cdot \left[\frac{\varphi_c(t_n, t_k)}{E_{c28} \cdot A_{c,j}} + \frac{\varphi_t(t_n, t_k)}{EA_{t,j}} \right] \\ - \sum_{k=1}^{n-1} \frac{\Delta N_{j-1}(t_k, t_{k-1}) - 2 \cdot \Delta N_j(t_k, t_{k-1}) + \Delta N_{j+1}(t_k, t_{k-1})}{\Delta x^2} \cdot \varphi_v(t_n, t_k) \\ - k_j \cdot \frac{M_{t,j}(t_0) \cdot \varphi_t(t_n) + \sum_{k=1}^{n-1} \Delta M_{t,j}(t_k, t_{k-1}) \cdot \varphi_t(t_n, t_k)}{E_c(t_n) \cdot I_{c,j} + EI_{t,j}} \cdot z_{s,j} \\ - k_j \cdot \frac{E_c(t_n)}{E_{c28}} \cdot \left[\frac{M_{c,j}(t_0) \cdot \varphi_{c,j}(t_n) + \sum_{k=1}^{n-1} \Delta M_{c,j}(t_k, t_{k-1}) \cdot \varphi_c(t_n, t_k)}{E_c(t_n) \cdot I_{c,j} + EI_{t,j}} \right] \cdot z_{s,j} \end{array} \right\} \quad (6.17)$$

Die Längskraft im Steg $N_j(t_0)$ und die Biegebeanspruchung der Teilquerschnitte aus Holz und Beton $M_{t,j}(t_0)$ bzw. $M_{c,j}(t_0)$ im Rasterpunkt j zum Zeitpunkt der Erstbelastung sind mit Hilfe der in Abschnitt 2.5 abgeleiteten Gleichungen zu berechnen. Da Gl. (6.15) den gleichen Aufbau wie Gl. (2.36) hat, kann sie mit den in Abschnitt 2.5.2 angegebenen Gln. (2.39) bis (2.41) gelöst werden. Von $j=1$ beginnend lässt sich im Betrachtungspunkt t_n die Änderung der Längskraft $\Delta N(t_n)$ für jeden Rasterpunkt j kleiner i mit Hilfe der folgenden Gleichungen bestimmen. Diese wurden nur an die in diesem Abschnitt verwendeten Bezeichnungen angepasst.

$$\Delta N_j(t_n) = \frac{\rho_{\Delta N,j}(t_n) + \Delta N_{j-1}(t_n)}{\lambda_{\Delta N,j}(t_n)} \quad (6.18)$$

mit:

$$\begin{aligned} \lambda_{\Delta N,j}(t_n) &= L_j(t_n) \quad \text{für } j = (i-1) \\ \lambda_{\Delta N,j}(t_n) &= L_j(t_n) - \frac{1}{\lambda_{\Delta N,j+1}(t_n)} \quad \text{für } 1 \leq j < (i-1) \end{aligned} \quad (6.19)$$

$$\begin{aligned} \rho_{\Delta N,j}(t_n) &= -R_j(t_n) \quad \text{für } j = (i-1) \\ \rho_{\Delta N,j}(t_n) &= \frac{-R_j(t_n) + \rho_{\Delta N,j+1}(t_n)}{\lambda_{\Delta N,j+1}(t_n)} \quad \text{für } 1 \leq j < (i-1) \end{aligned} \quad (6.20)$$

Die Werte $L_j(t_n)$ und $R_j(t_n)$ sind mit Gl. (6.16) bzw. (6.17) zu berechnen.

Die Änderung des Schubflusses $\Delta t_j(t_n)$ im Betrachtungspunkt t_n lässt sich mit Hilfe der Gln. (2.42) und (2.43) bestimmen. In diesen Gleichungen ist nur die Variable der Längskraft N_j durch $\Delta N_j(t_n)$ und die des Schubflusses t_j durch $\Delta t_j(t_n)$ zu ersetzen.

Mit Kenntnis von $\Delta N_j(t_n)$ können die Umlagerungsschnittgrößen $\Delta M_{c,j}(t_n)$ und $\Delta M_{t,j}(t_n)$ bestimmt werden. Die Gleichungen zur Berechnung der Änderung der Biegebeanspruchung in den Teilquerschnitten aus Holz und Beton im Zeitraum zwischen t_0 und t_n lassen sich aus den Gln. (6.8) und (6.11) ableiten.

$$\Delta M_{c,j}(t_n) = \frac{1}{\left(1 + \frac{EI_{t,j}}{E_c(t_n) \cdot I_{c,j}}\right)} \cdot \left[\begin{aligned} &M_{t,j}(t_0) \cdot \varphi_t(t_n) + \sum_{k=1}^{n-1} \Delta M_{t,j}(t_k, t_{k-1}) \cdot \varphi_t(t_n, t_k) \\ &- \frac{EI_{t,j}}{E_{c28} \cdot I_{c,j}} \cdot M_{c,j}(t_0) \cdot \varphi_c(t_n) - \Delta N_j(t_n) \cdot z_{s,j} \\ &- \sum_{k=1}^{n-1} \frac{EI_{t,j}}{E_{c28} \cdot I_{c,j}} \cdot \Delta M_{c,j}(t_k, t_{k-1}) \cdot \varphi_c(t_n, t_k) \end{aligned} \right] \quad (6.21)$$

$$\Delta M_{t,j}(t_n) = \frac{1}{\left(1 + \frac{E_c(t_n) \cdot I_{c,j}}{EI_{t,j}}\right)} \cdot \left[\begin{array}{l} \frac{E_c(t_n)}{E_{c28}} \cdot \left[\begin{array}{l} M_{c,j}(t_0) \cdot \varphi_c(t_n) \\ + \sum_{k=1}^{n-1} \Delta M_{c,j}(t_k, t_{k-1}) \cdot \varphi_c(t_n, t_k) \end{array} \right] \\ - \frac{E_c(t_n) \cdot I_{c,j}}{EI_{t,j}} \cdot M_{t,j}(t_0) \cdot \varphi_t(t_n) - \Delta N_j(t_n) \cdot z_{s,j} \\ - \sum_{k=1}^{n-1} \frac{E_c(t_n) \cdot I_{c,j}}{EI_{t,j}} \cdot \Delta M_{t,j}(t_k, t_{k-1}) \cdot \varphi_t(t_n, t_k) \end{array} \right] \quad (6.22)$$

6.3.3 Berechnung der Verformungen

Die Durchbiegungen $w(t_n)$ im Betrachtungspunkt t_n lassen sich mit Kenntnis der Schnittgrößen zum Zeitpunkt der Erstbelastung $N_j(t_0)$ und $M_{t,j}(t_0)$ sowie der Umlagerungsschnittgrößen $\Delta N_j(t)$ und $\Delta M_{t,j}(t)$ im Zeitraum zwischen t_0 und t_n mit Hilfe von Gl. (6.8) berechnen. Die Lösung dieser Differentialgleichung 2. Ordnung erfolgt in Anlehnung an Abschnitt 2.5.3.

Die Rasterpunkte $j = 0$ und $j = i$ sind vertikal unverschieblich gelagert. Die Durchbiegung $w_j(t_n)$ in diesen Punkten ist Null. In jedem weiteren Rasterpunkt j können sie mit der folgenden Gleichung berechnet werden.

$$w_j(t_n) = \frac{\rho_{w,j}(t_n) + w_{j+1}(t_n)}{\lambda_{w,j}} \quad (6.23)$$

mit:

$\lambda_{w,j}$ nach Gl. (2.49)

$$\rho_{w,j}(t_n) = \left\{ \begin{array}{l} \Delta M_{t,j}(t_n) + M_{t,j}(t_0) \cdot [1 + \varphi(t_n)] \\ + \sum_{k=1}^{n-1} \Delta M_{t,j}(t_k, t_{k-1}) \cdot \varphi(t_n, t_k) \end{array} \right\} \cdot \frac{\Delta x^2}{EI_{t,j}} \quad \text{für } j = 1$$

$$\rho_{w,j}(t_n) = \left\{ \begin{array}{l} \Delta M_{t,j}(t_n) + M_{t,j}(t_0) \cdot [1 + \varphi(t_n)] \\ + \sum_{k=1}^{n-1} \Delta M_{t,j}(t_k, t_{k-1}) \cdot \varphi(t_n, t_k) \end{array} \right\} \cdot \frac{\Delta x^2}{EI_{t,j}} + \frac{\rho_{w,j-1}(t_n)}{\lambda_{w,j-1}(t_n)} \quad \text{für } 1 < j < i$$
(6.24)

| |
|--|
| Eingabewerte: |
| Materialeigenschaften von Beton und Holz $\Rightarrow \varphi_c(t), \varepsilon_{csh}(t), \varphi_t(t), E_c(t), E_t$ |
| Systemabmessungen $\Rightarrow b_c(x), h_c(x), b_t(x), h_t(x), l_{eff}$ |
| Verbindungsmitelegenschaften $\Rightarrow K_{ser}, e'(x), \varphi_v(t)$ |
| Ständige und veränderliche Einwirkungen $\Rightarrow G_{k,i}, Q_{k,i}$ |
| Zeitpunkt der Erstbelastung und Endpunkt der Betrachtungen $\Rightarrow t_0, t_{max}$ |
| Berechnung der Schnittgrößen im GZG $\Rightarrow M_{GZG}(x)$ |
| Anzahl der Rasterpunkte i auf der Balkenachse festlegen |
| Berechnung der Intervallbreite Δx |
| Anzahl der Rasterpunkte m im Zeitraum zwischen t_0 und t_{max} festlegen |
| Berechnung des Stauchungsfaktors χ_t in Anlehnung an Gl. (6.14) |
| Gurtnormalkraft in den Randpunkten zum Zeitpunkt $t_0 \Rightarrow N_0(t_0) = N_i(t_0) = 0$ kN |
| Für Rasterpunkt auf Balkenachse $j = 1$ bis $i - 1$ |
| Berechnung der Hilfswerte $\lambda_{N,j}$ und $\rho_{N,j}$ nach Gl. (2.40) bzw. (2.41) |
| Bestimmung der Gurtnormalkraft $N_j(t_0)$ zum Zeitpunkt t_0 mit Gl. (2.39) |
| Für Rasterpunkt auf Balkenachse $j = 0$ bis i |
| Berechnung der Biegebeanspruchung in den Teilquerschnitten $M_{c,j}(t_0)$ und $M_{t,j}(t_0)$ zum Zeitpunkt t_0 unter Verwendung von Gl. (2.44) bzw. (2.45) |
| Für Rasterpunkt auf Zeitachse $n = 1$ bis m |
| Berechnung des Betrachtungspunktes t_n mit Hilfe von Gl. (6.14) |
| Änderung der Normalkraft in den Randpunkten $\Rightarrow \Delta N_0(t_n) = \Delta N_i(t_n) = 0$ kN |
| Für Rasterpunkt auf Balkenachse $j = 1$ bis $i - 1$ |
| Berechnung von $\lambda_{\Delta N,j}(t_n)$ und $\rho_{\Delta N,j}(t_n)$ mit den Gln. (6.19) und (6.20) |
| Bestimmung der Änderung der Gurtnormalkraft $\Delta N_j(t_n)$ mit Gl. (6.18) |
| Für Rasterpunkt auf Balkenachse $j = 0$ bis i |
| Berechnung der Änderung der Biegebeanspruchung in den Teilquerschnitten $\Delta M_{c,j}(t_n)$ bzw. $\Delta M_{t,j}(t_n)$ mit Gl. (6.21) und (6.22) |
| Durchbiegung in den Randpunkten $\Rightarrow w_0(t_n) = w_i(t_n) = 0$ mm |
| Für Rasterpunkt auf Balkenachse $j = 1$ bis $i - 1$ |
| Berechnung von $\lambda_{w,j}$ und $\rho_{w,j}(t_n)$ nach Gl. (2.49) bzw. (6.24) |
| Bestimmung der Durchbiegung $w_j(t_n)$ mit Hilfe von Gl. (6.23) |

Abb. 6-3: Programmablaufplan zur rechnerischen Erfassung des zeitabhängigen Verhaltens von Verbundkonstruktionen aus Holz und Beton

6.3.4 Lösungsalgorithmus und computertechnische Umsetzung

In dem in Abb. 6-3 dargestellten Struktogramm sind noch einmal alle Schritte als Übersicht dargestellt, die für die Berechnung der Umlagerungsschnittgrößen $\Delta N_j(t_n)$, $\Delta M_{c,j}(t_n)$ und $\Delta M_{t,j}(t_n)$ sowie Durchbiegungen $w_j(t_n)$ zum Zeitpunkt t_n erforderlich sind. Der Programmablaufplan wurde für alle im Folgenden durchgeführten Vergleichsrechnungen und Parameterstudien genutzt. Die programmtechnische Umsetzung erfolgte in Anlehnung an Abschnitt 2.5.4 mit Mathcad bzw. mit Hilfe der Programmiersprache C.

6.4 Beschreibung der Dauerstandsversuche

6.4.1 Versuchsprogramm

Im Rahmen der nachfolgend beschriebenen Dauerstandsversuche wurde das Langzeitverhalten der Konsol- und Polymerbetonnocke experimentell untersucht. Das Versuchsprogramm sah vor, von jedem dieser Schubverbindungsmitel drei Scherkörper zu fertigen und an diesen die Kriechverformungen über einen Zeitraum von ca. einem Jahr aufzuzeichnen. Zusätzlich wurde zeitgleich jeweils ein Biegeträger in die experimentellen Untersuchungen einbezogen.

6.4.2 Aufbau der Versuchskörper

Die Dauerstandsversuche wurden an den in Abb. 4-9 dargestellten Polymerbetonnocken vom Typ A und Konsol-Nocken vom Typ D durchgeführt. Die Versuchskörper waren aus DUOLAM aus brandenburgischer Kiefer und Normalbeton (Rezeptur R1 aus Tabelle A-3) gefertigt. Sie hatten eine Länge von 600 mm und aufgrund der Nockenabmessungen eine Breite von 120 mm. Die Höhe des Holz- und Betonquerschnitts betrug einheitlich 180 mm. Konstruktionszeichnungen der Versuchskörper befinden sich in den Anlagen A.6 bzw. A.13.

Die im Rahmen der Versuchsreihe untersuchten 4,10 m langen Biegeträger hatten eine Stützweite von 3,90 m. Bei den Prüfkörpern handelte es sich um Plattenbalkenquerschnitte. Die Gurtplatte war 400 mm breit und 60 mm hoch. Sie wurde, um die Eigenspannungen infolge des Schwindens des Betons aufnehmen zu können, mittig mit einer Betonstahlmatte Q131 bewehrt. Den Steg des Plattenbalkens bildete ein 120 mm breiter und 180 mm hoher DUOLAM-Balken. Die Polymerbeton- bzw. Konsol-Nocken hatten die gleichen Abmessungen wie die Schubverbindungsmitel in den zugehörigen Druckscherkörpern. Sie waren in einem Abstand von 35 cm angeordnet. Detaillierte Angaben zu den Biegeträgern befinden sich in den Anlagen B.1 und B.2.

6.4.3 Versuchskörperherstellung

Die Herstellung der Scherkörper erfolgte in Anlehnung an die Kurzzeit-Scherversuche. Sie ist in Abschnitt 4.4 ausführlich beschrieben.

Die Schubverbindungsmittel der Biegeträger wurden ebenfalls in Anlehnung an diesen Abschnitt gefertigt. Um den Transport gewährleisten zu können, wurden 80 cm vom Trägerende Löcher durch den Holzbalken gebohrt und in diese Kupferrohre eingeschlagen. Sie ragten im Bereich der Gurtplatte 60 mm aus dem Holz heraus. Nach der Fertigstellung der Gurtplatte konnten Gewindestangen, an denen Lastaufnahmemittel befestigt waren, durch den Verbundträger geschoben, kraftschlüssig an dessen Unterkante verankert und der Prüfkörper transportiert werden.

Wie bereits bei den Kurzzeit-Scherversuchen war die dem Beton zugewandte Holzoberfläche aller Prüfkörper mit einem Paketklebeband abgedichtet.

Die Druckscherkörper und Biegeträger einer Versuchsreihe wurden gleichzeitig betoniert. Zur Prüfung der Betoneigenschaften sind beim Betonieren der einzelnen Serien je drei Erhärtungswürfel (150 mm Kantenlänge) und drei Zylinder (150 mm Durchmesser, 300 mm hoch) hergestellt worden. Alle Prüfkörper wurden nach dem Ausschalen, das 7 Tage nach dem Betonieren erfolgte, bis zum Beginn der Dauerstandsversuche unter Folie gelagert. Die Betoneigenschaften der einzelnen Versuchskörper am Tag der Erstbelastung können Tabelle B-1 entnommen werden.

6.4.4 Versuchsdurchführung

6.4.4.1 Allgemeines

Das Langzeitverhalten der Polymerbetonnocken (Nockentyp A) wurde 335 Tage vom 8. Januar bis 9. Dezember 2003 experimentell untersucht. Die Erstbelastung der Prüfkörper dieser Serie erfolgte 12 Tage nach dem Betonieren. Die Dauerstandsversuche an den Konsol-Nocken (Nockentyp D) begannen am 19. Januar 2004, 14 Tage nach dem Betonieren der Prüfkörper. Sie wurden am 22. Dezember 2004 nach 338 Tagen beendet.

Alle im Rahmen der Dauerstandsversuche geprüften Versuchskörper wurden unter zeitlich konstanter Beanspruchung in der Versuchshalle der FMPA Cottbus gelagert. Die Werte an den einzelnen im Folgenden noch beschriebenen Messpunkten wurden in regelmäßigen Abständen abgelesen. In der Anfangsphase sind die Messwerte stündlich, zum Ende der Versuche in Abständen von mehreren Tagen aufgezeichnet worden.

Neben der Umgebungstemperatur und der Luftfeuchte in der Versuchshalle (Abb. B-7 bzw. Abb. B-8) wurde während der gesamten Versuchsphase der Feuchtegehalt des Holzes mit Hilfe eines 75 cm langen Balkenstücks, dessen Hirnholzseiten mit einem Bitumenanstrich abgedichtet waren, aufgezeichnet. Der Balken wurde in regelmäßigen Abständen gewogen. Über den Feuchtegehalt des Holzes zum Beginn der Dauerstandsversuche konnte so der zeitliche Verlauf der Holzfeuchte in den Prüfkörpern rekonstruiert werden. Die Messwerte der einzelnen Versuchsreihen sind in Abb. B-6 dargestellt.

Die Biege-Elastizitätsmoduln der Holzbalken wurden in Anlehnung an [DIN 52186] an kleinen, fehlerfreien Proben mit Hilfe eines 3-Punkt Biegeversuches bestimmt. Die Proben mit quadratischer Querschnittsfläche hatten eine Kantenlänge von 30 mm und eine

Länge von 750 mm. Die an den Kleinproben bestimmten mittleren Elastizitätsmoduln und Darr-Rohdichten können Tabelle B-2 entnommen werden.

6.4.4.2 Langzeit-Biegeversuche

Die bei den Biegeträgern in den Drittelpunkten wirkenden zeitlich konstanten Einwirkungen von 2×10 kN (Polymerbetonnocken) bzw. 2×9 kN (Konsol-Nocken) wurden auf der Grundlage theoretischer Überlegungen vorherbestimmt. Mit Hilfe des in Abschnitt 2.5 beschriebenen Differenzenverfahrens ist die Erstbelastung des Langzeit-Biegeversuches modelliert worden. Die Berechnung erfolgte unter Berücksichtigung der in Abschnitt 4 experimentell bestimmten Verbindungsmittelsteifigkeiten. Im Zuge der Berechnung wurden die äußeren Einwirkungen solange erhöht, bis die im Grenzzustand der Tragfähigkeit zulässigen Rand- und Schwerpunktspannungen von Holz bzw. Beton erreicht waren.

Die Kräfte wurden durch ein Betonfertigteil von 1.600 kg Gewicht und zusätzlich aufgelegten Stahlplatten erzeugt. Das Fertigteil wurde statisch bestimmt in den Drittelpunkten des Holz-Beton-Verbundträgers aufgelagert.

Alle im Rahmen der Langzeit-Biegeversuche messtechnisch erfassten Werte sind in Abb. B-5 dargestellt.

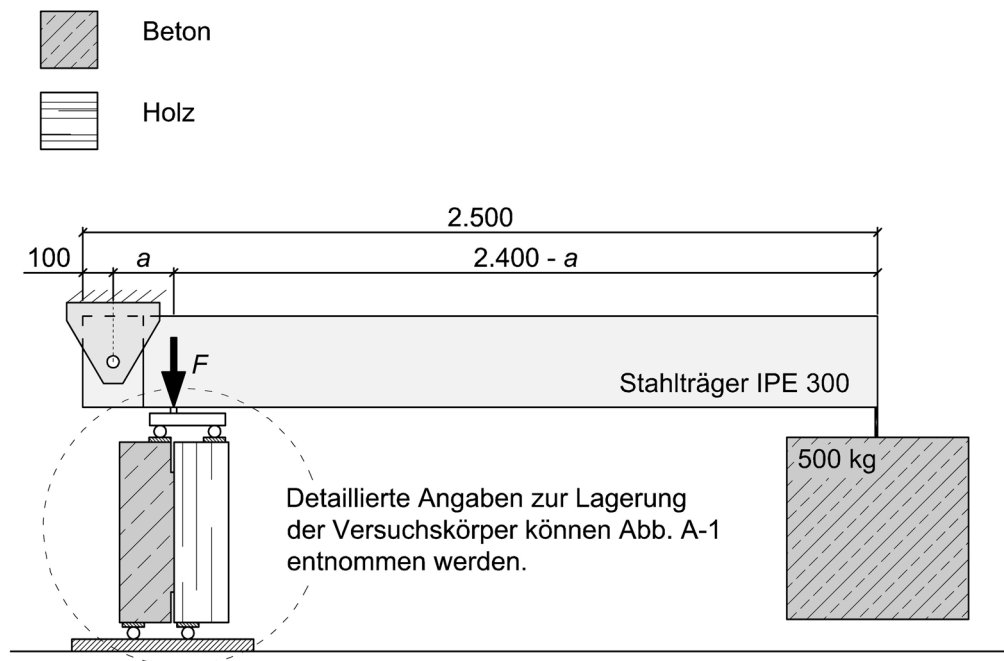
6.4.4.3 Langzeit-Scherversuche

Die Langzeit-Scherversuche wurden mit der in Abschnitt 4.3 beschriebenen sowie in Abb. A-1 dargestellten Prüfanordnung durchgeführt. Die Kraft F wurde mit Hilfe einer Hebelkonstruktion in den Versuchskörper eingeleitet. Das Prinzip des Versuchsaufbaus ist in Abb. 6-4 schematisch dargestellt.

Um den Haftverbund zwischen Holz und Beton zu brechen, wurden die Druckscherkörper vor Beginn der Dauerstandsversuche mit 40 % des Mittelwertes der in den Kurzzeitscherversuchen bestimmten Traglasten vorbelastet.

Die Größe der Verbindungsmittelbeanspruchung wurde mit Hilfe des Differenzenverfahrens und der im Abschnitt 6.4.4.2 für die Langzeit-Biegeversuche festgelegten charakteristischen Lasten rechnerisch vorherbestimmt. Im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit ergab sich eine maximale Verbindungsmittelbeanspruchung von 24,5 kN (Polymerbetonnocken) bzw. 21,6 kN (Konsol-Nocken). Da gemäß Abb. A-1 die in der Kontaktfuge Holz-Beton zu übertragende Kraft nur halb so groß wie die am Versuchskörper wirkende Beanspruchung ist, muss die am Prüfkörper angreifende Last doppelt so groß wie die oben genannten maximalen Verbindungsmittelbeanspruchungen sein. Die am Prüfkörper angreifende Kraft wurde bei dem in Abb. 6-4 dargestellten Versuchsaufbau mit Hilfe des Hebelarms a reguliert.

Die Relativverschiebungen zwischen Holz und Beton wurden mit je zwei Messuhren (Skalenteilung 0,001 mm) gemessen. Diese waren wie bei den Kurzzeit-Scherversuchen symmetrisch auf beiden Seiten der Prüfkörper angeordnet.



Versuchsreihe mit Polymerbetonnocken: $a = 240 \text{ mm}$

Versuchsreihe mit Konsol - Nocken: $a = 275 \text{ mm}$

Abb. 6-4: Versuchsaufbau des Langzeit-Scherversuches

6.5 Ergebnisse der Dauerstandsversuche

6.5.1 Zeitabhängiges Verhalten des Holzes

Das Kriechverhalten des Holzes wurde im Rahmen der an Polymerbetonnocken (Nockentyp A) durchgeführten Dauerstandsversuche an einem 2,2 m langen DUOLAM-Balken (120/80) experimentell untersucht. Das Reststück wurde mittig mit einem 100 kg Gewicht belastet. Die daraus resultierenden Kriechverformungen sind zeitgleich mit den Messwerten der Dauerstandsversuche aufgezeichnet worden.

Die maximalen Randspannungen lagen ca. 50 % unter denen des Holzes in den Verbundträgern. Dies ist unbedeutend, da nach GRESSEL [Gressel-83] Holz im Gebrauchslastbereich als linear viskoelastischer Festkörper beschrieben werden kann. Die experimentell ermittelten Kriechverformungen des Balkenstücks sowie eine mit Hilfe einer Regressionsanalyse auf der Grundlage der Messwerte bestimmte Verlaufsfunktion Gl. (6.25) sind in Abb. 6-5 dargestellt. Bei der Regression wurde in Anlehnung an Abschnitt 6.1.3 eine Potenzfunktion verwendet. Die Übereinstimmung der Messwerte mit den Ergebnissen von Gl. (6.25) ist abgesehen von den auf die variierende Luftfeuchtigkeit zurückzuführenden Schwankungen gut. Das Bestimmtheitsmaß B von 0,95 belegt dies.

$$\varphi_t(t) = 0,125 \cdot t^{0,245} \quad (6.25)$$

Die Ergebnisse machen deutlich, dass die in [E DIN 1052] und [EC 5-1-1] für trockene Innenräume angegebene Kriechzahl von 0,6 bereits nach ca. 2 Jahren Dauerlast erreicht ist. Die sich so zum Zeitpunkt t_∞ einstellende Differenz zwischen Regelwerk und Versuchsergebnis ist auf die Vernachlässigung der mechano-sorptiven Kriechanteile zurückzuführen. Während die in den Bemessungsvorschriften angegebenen Endkriechzahlen unter konstanten klimatischen Bedingungen bestimmt wurden, schwankten die in der Halle der FMPA gemessenen Luftfeuchtigkeiten während des Dauerstandsversuches zwischen 31 % und 65 % (siehe Abb. B-7).

In Anlehnung an Ausführungen von [Grosse et al.-03/2], [Schänzlin-03] und [Schmidt et al.-03/2] wird vorgeschlagen, bei der Berechnung von Holz-Beton-Verbundkonstruktionen größere als die in den Regelwerken angegebenen Kriechzahlen zu verwenden. Entsprechend [Grosse et al.-03/2] sollte für die Berechnung im Endzustand ein Gesamtkriechfaktor verwendet werden, der sich aus einem spannungsabhängigen Kriechanteil und einem mechano-sorptiven Anteil zusammensetzt. Zahlenwerte der einzelnen Anteile werden derzeit für praxisrelevante klimatische Randbedingungen an der Bauhaus-Universität Weimar erarbeitet.

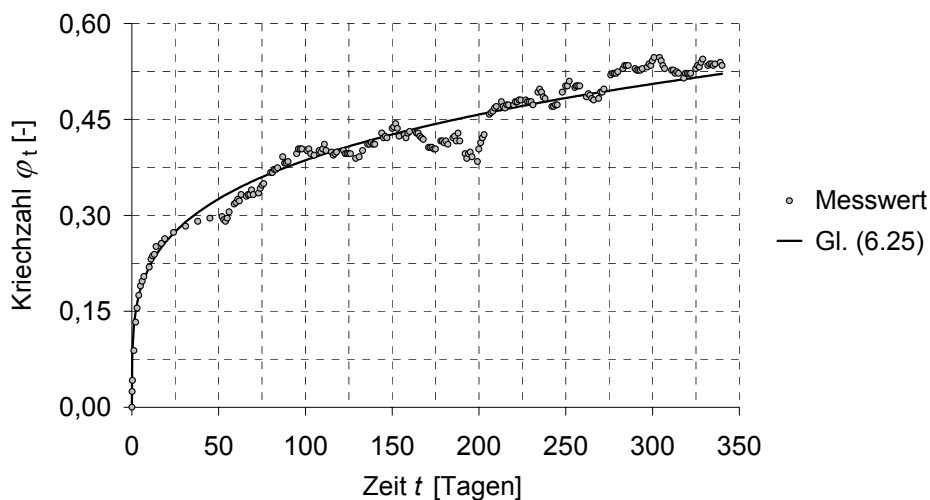


Abb. 6-5: Messwerte im Vergleich mit der durch Regression bestimmten Kriechfunktion des Holzes

6.5.2 Zeitabhängiges Verhalten der Schubverbindungsmittel

6.5.2.1 Polymerbetonnocken

In Abb. 6-6 sind die an Druckscherkörpern gemessenen Relativverschiebungen zwischen Holz und Beton dargestellt. Die Versuchsergebnisse der drei Prüfkörper weichen nur unwesentlich voneinander ab. Die elastischen Anfangsverformungen **verzehnfachen** sich während des knapp einjährigen Versuchszeitraums. Wie bereits in Tabelle 6-2

erläutert, kriecht Holz unter Schubbeanspruchung wesentlich stärker als unter Zug-, Druck-, bzw. Biegebeanspruchung. Ein Teil der hohen Kriechverformungen ist somit auf die Art der Kraftübertragung zwischen Holz und Polymerbeton zurückzuführen. Der weitaus größere Teil resultiert jedoch aus der Temperaturunbeständigkeit des Polymerbetons.

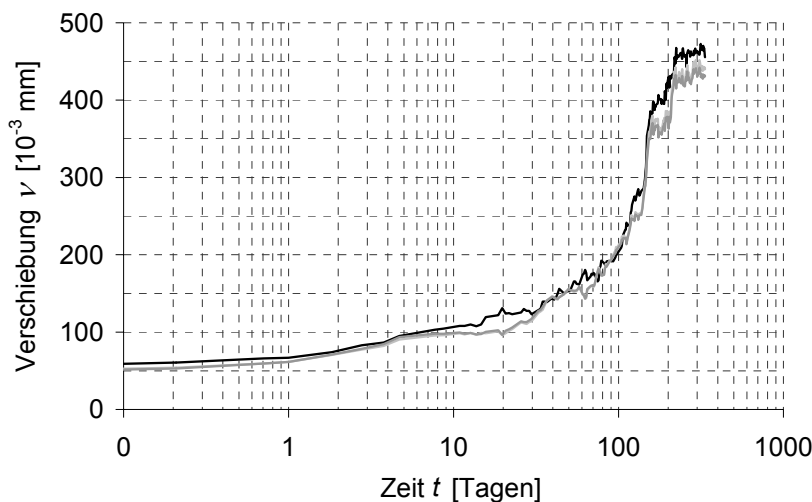


Abb. 6-6: An den drei Scherkörpern mit Polymerbetonnocken gemessene Verschiebungen

Von REHM [DAfStb 309] an Kunstharzmörtel und -beton unter Temperaturbeanspruchung durchgeführte experimentelle Untersuchungen haben verdeutlicht, dass eine erstmalige Temperaturerhöhung von 24 °C auf 60 °C bei einem mit konstanter Last beanspruchten Prüfkörper eine spontane Dehnungsänderung verursacht. Diese entspricht in etwa der temperaturbedingten Änderung des Elastizitätsmoduls. Bei dem anschließenden Abkühlen auf 24 °C stellte sich heraus, dass die infolge der Temperaturerhöhung eingetretenen Verformungen irreversibel waren. Eine erneute Temperaturerhöhung auf 60 °C verursachte im Vergleich zum ersten Zyklus deutlich geringere Verformungszunahmen.

Da die Versuchshalle nicht klimatisiert ist, schwankten die gemessenen Temperaturen gemäß Abb. B-7 saisonbedingt zwischen 16 °C und 29 °C. Das Ablesen dieser Messwerte erfolgte in der Regel morgens zwischen 7.00 Uhr und 9.00 Uhr. Während die Halle im Winter gleichmäßig beheizt wird und die gemessenen Temperaturen den unteren Grenzwert darstellen, wurden in den Sommermonaten die am Morgen in der Halle gemessenen Temperaturen in den Nachmittagsstunden deutlich überschritten. In Abb. 6-6 ist besonders im Zeitintervall zwischen 140 und 160 Tagen ein sprunghafter Anstieg der Relativverschiebungen zwischen Holz und Beton erkennbar. Dieser ist auf die extreme Erwärmung der Versuchshalle zurückzuführen. Aufgrund einer Hitzeperiode erhöhte sich in diesem Zeitraum die Temperatur in der Versuchshalle vor allem in den Nachmittagsstunden auf knapp 40 °C. Wie in [DAfStb 309] beschrieben, waren die Verformungszunahmen bei einer zweiten Hitzeperiode im Zeitintervall zwischen 200 und

220 Tagen deutlich kleiner. Nach REHM stellen sich beim ständigen Wechsel zwischen T_0 und T_1 Kriechverformungen ein, die kleiner sind als diejenigen bei dauernder T_1 -Lagerung, aber wesentlich größer als die, welche unter der mittleren Temperatur auftreten würden.

In Abb. 6-7 ist eine auf der Grundlage der Messergebnisse durch eine Regressionsanalyse bestimmte Verlaufsfunktion dem Mittelwert der drei Langzeitscherversuche gegenübergestellt. Aufgrund der bereits beschriebenen Temperaturunbeständigkeit der Polymerbetonnocke musste der gewählte Potenzansatz in drei Teilfunktionen zerlegt werden. Entsprechend den Versuchsergebnissen erhöht sich die Kriechzahl nach ca. 150 Tagen bzw. 210 Tagen schlagartig³. Das Bestimmtheitsmaß B der dargestellten Regressionskurve beträgt 0,98. Die Gl. (6.26) ist nicht allgemein gültig. Sie repräsentiert lediglich das zeitabhängige Verhalten der im Rahmen der Dauerstandsversuche untersuchten Polymerbetonnocken.

$$\varphi_v(t) = \begin{cases} 0,70 \cdot t^{0,36} & t \leq 150 \text{ Tage} \\ 0,70 \cdot t^{0,36} + 2,9 & 150 \text{ Tage} < t \leq 210 \text{ Tage} \\ 0,70 \cdot t^{0,36} + 3,6 & t > 210 \text{ Tage} \end{cases} \quad (6.26)$$

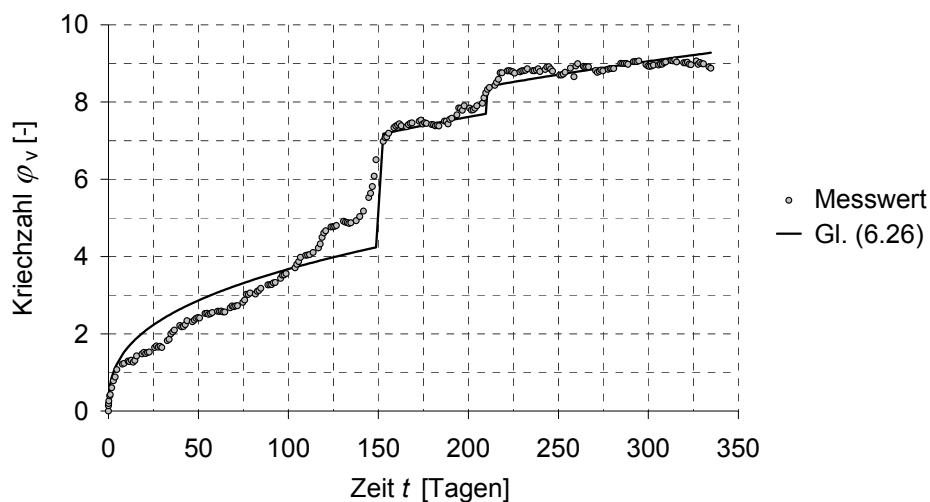


Abb. 6-7: Durch Regression bestimmte Kriechfunktion der Polymerbetonnocken

6.5.2.2 Konsol-Nocken

Die an den drei Druckscherkörpern mit Konsol-Nocken gemessenen Relativverschiebungen zwischen Holz und Beton sind in Abb. 6-8 dargestellt. Beim direkten Vergleich mit Abb. 6-6 wird deutlich, dass die Kriechverformungen der Konsol-Nocken deutlich

³ Diese Annahme ist für die im Folgenden geplante Vergleichsrechnung ausreichend. Eine detailliertere Verlaufsfunktion würde das Ergebnis der numerischen Simulationsrechnung aufgrund der großen Steifigkeit der Polymerbetonnocke nur geringfügig beeinflussen.

geringer als die der Polymerbetonnocken sind. Bei Formschlussverbindungen werden die Kräfte über Flächenpressung vom Beton auf das Holz übertragen. Da Holz entsprechend Tabelle 6-2 unter Druckbeanspruchung deutlich geringer kriecht als unter Schubbeanspruchung, lassen sich die im Vergleich zur Polymerbetonnocke deutlich geringeren Kriechverformungen auf das Wirkungsprinzip und die Temperaturbeständigkeit der Konsol-Nocke zurückführen.

Aufgrund der großen Kräfteinleitungsflächen ist bei Formschlussverbindungen die Beanspruchung der Materialien im Bereich der Schubverbindungsmitel deutlich geringer als z.B. bei stiftförmigen Verbindungsmitteln. Aufgrund des in Abschnitt 5.2.4 vorgestellten Bemessungsmodells kann davon ausgegangen werden, dass bei der Konsol-Nocke die für die Anwendung von linear viskoelastischen Materialgesetzen zulässigen Grenzspannungen nicht überschritten werden. Mit Kenntnis der Druck-Elastizitätsmoduln von Holz und Beton sowie deren Kriechverhalten unter Druckbeanspruchung kann die Kriechzahl der Konsol-Nocke ingenieurmäßig abgeschätzt werden.

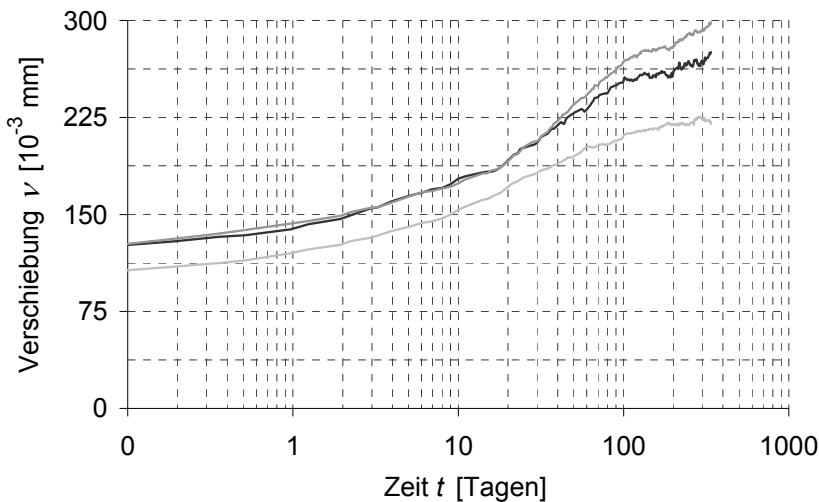


Abb. 6-8: An den drei Scherkörpern mit Konsol-Nocken gemessene Verschiebungen

Die Kriechzahl wird als Quotient aus der Kriechverformung und der elastischen Verformung definiert. Sie lässt sich mit Hilfe der folgenden Gleichung allgemeingültig beschreiben.

$$\varphi(t_n) = \frac{\varepsilon(t_n) - \varepsilon(t_0)}{\varepsilon(t_0)} \quad (6.27)$$

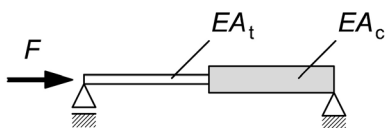


Abb. 6-9: Vereinfachtes Modell zur Abschätzung der Kriechzahl der Konsol-Nocke

Die Konsol-Nocke kann vereinfacht mit dem in Abb. 6-9 dargestellten System modelliert werden. In Anlehnung an diese Abbildung lassen sich die Dehnungen zum Zeitpunkt t_0 bzw. t_n unter Verwendung von Gl. (6.1) berechnen.

$$\varepsilon(t_0) = F \cdot \left(\frac{1}{EA_c} + \frac{1}{EA_t} \right) \quad (6.28)$$

$$\varepsilon(t_n) = F \cdot \left\{ \frac{1}{EA_c} \cdot [1 + \varphi_c(t_n)] + \frac{1}{EA_t} \cdot [1 + \varphi_t(t_n)] \right\} \quad (6.29)$$

Die Gl. (6.28) und (6.29) können in Gl. (6.27) eingesetzt und das Ergebnis unter der Annahme, dass die Kräfteinleitungsflächen von Holz und Beton identisch sind, entsprechend vereinfacht werden.

$$\varphi_v(t_n) = \frac{\frac{\varphi_c(t_n)}{E_c} + \frac{\varphi_t(t_n)}{E_t}}{\frac{1}{E_c} + \frac{1}{E_t}} \quad (6.30)$$

Gemäß Gl. (6.30) werden bei Innenbauteilen die Endkriechzahlen der Konsol-Nocke in der Regel größer als die des Holzes, jedoch kleiner als jene des Betons sein. Die drei Langzeit-Scherversuche unterstreichen dies.

$$\varphi_v(t) = 0,59 \cdot t^{0,17} \quad (6.31)$$

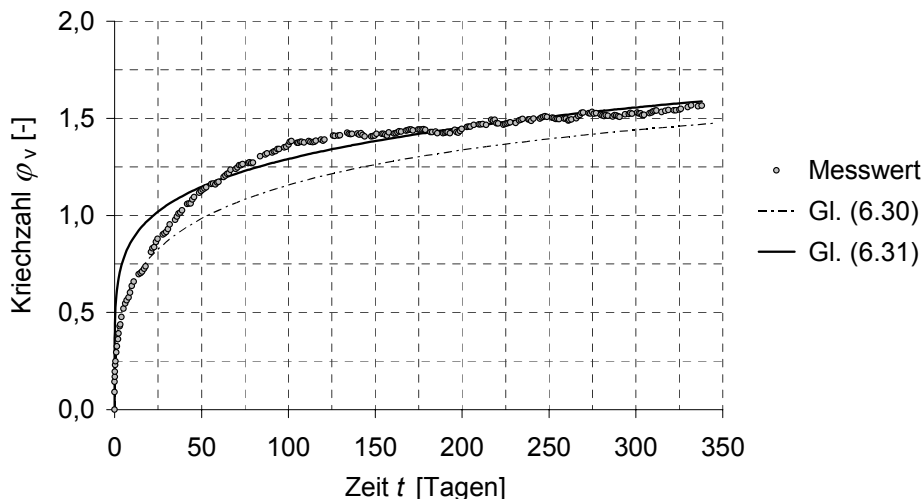


Abb. 6-10: Durch Regression bestimmte Kriechfunktion der Konsol-Nocken

Die Gl. (6.31) wurde auf der Grundlage der in Abb. 6-8 dargestellten Messwerte mit Hilfe einer Regressionsanalyse bestimmt. Abb. 6-10 verdeutlicht, dass sich mit diesem

Ansatz das Kriechverhalten der Konsol-Nocken gut abbilden lässt. Das Bestimmtheitsmaß B beträgt 0,88.

Darüber hinaus sind in dieser Abbildung die mit Gl. (6.30) berechneten Verbindungsmittelkriechzahlen dargestellt. Die Materialkenngrößen des Betons wurden auf der Grundlage von Tabelle 6-3 bestimmt. Da Gl. (6.25) eine unter Biegebeanspruchung bestimmte Kriechfunktion des Holzes beschreibt und gemäß GRESSEL [Gressel-83] bzw. RAUTENSTRAUCH [Rautenstrauch-89] das Holz bei Druckbeanspruchung stärker kriecht als bei Biegung und Zug, wurden die Werte dieser Gleichung pauschal um 30 % erhöht. Der Elastizitätsmodul des Holzes unter Druckbeanspruchung wurde an 10 Holzprismen bestimmt. Die an den Kleinproben bestimmten Werte streuten zwischen 12800 und 18200 N/mm². Der Mittelwert betrug 16100 N/mm².

Auf den ersten Blick erscheint die Abweichung zwischen den experimentell bestimmten Kriechzahlen und den Ergebnissen von Gl. (6.30) enorm. Dies relativiert sich jedoch, wenn man bedenkt, dass bereits die Kriechzahl des Betons gemäß [Müller/Kvitzel-02] erheblichen Schwankungen unterliegt. Um die Eignung von Gl. (6.30) sachlich beurteilen zu können, sind weitere Dauerstandsversuche erforderlich.

6.5.3 Zeitabhängiges Verhalten der Biegeträger

6.5.3.1 Polymerbetonnocken

Bei Erstbelastung verformte sich der Biegeträger mit Polymerbetonnocken infolge der in den Drittelpunkten eingeleiteten Lasten von 2×10 kN in der Feldmitte um 6,9 mm. Die Durchbiegung infolge Eigenlast konnte nicht gemessen werden. Sie wurde mit Hilfe des in Abschnitt 2.5 beschriebenen Differenzenverfahrens unter Verwendung der experimentell bestimmten Elastizitätsmoduln von Holz und Beton (Tabelle B-1 und Tabelle B-2) sowie den Mittelwerten der Verbindungsmittelsteifigkeit der Polymerbetonnocken (Anlage A.6) berechnet. Die Durchbiegung in Feldmitte infolge der Eigenlast des Trägers beträgt demnach 0,7 mm.

In Abb. 6-11 sind die während des Dauerstandsversuches in der Feldmitte gemessenen Durchbiegungen graphisch dargestellt. In dieser Abbildung wurden die aus der Eigenlast des Verbundträgers resultierenden Verformungen bereits berücksichtigt. Unmittelbar vor Beendigung der Dauerstandsversuche betrug die Balkendurchbiegung in der Feldmitte 20,4 mm. Infolge des zeitabhängigen Verhaltens der Materialien Holz und Beton sowie der verwendeten Schubverbindungsmittel hat sich die elastische Anfangsverformung beim Verbundträger in knapp einem Jahr um den Faktor 2,7 erhöht.

Abb. 6-11 verdeutlicht, dass sich ein ausgeprägtes Kriechverhalten des Schubverbindungsmittels bei Verbundsystemen mit hoher Steifigkeit nur unwesentlich auf das Verformungsverhalten des Verbundträgers auswirkt. Während die Kriechkurven der Polymerbetonnocken (Abb. 6-6) aufgrund der Temperaturunbeständigkeit dieses Verbindungsmittels durch Unstetigkeiten charakterisiert sind, nehmen bei dem Verbundträger die Durchbiegungen in der Feldmitte stetig zu. Die in Abb. 6-11 dargestellte Kurve

flacht bereits nach einem Jahr zunehmend ab. Dies lässt sich darauf zurückführen, dass zu diesem Zeitpunkt die Intensität des Kriechens bzw. Schwindens von Beton erheblich abnimmt.

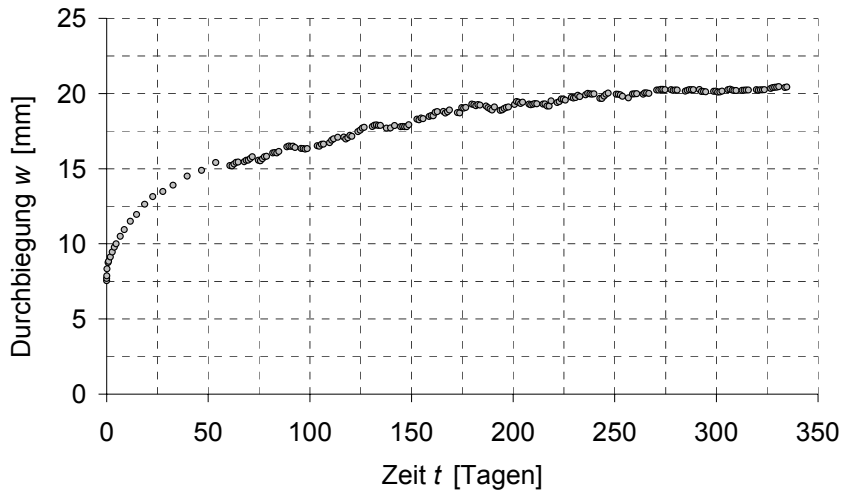


Abb. 6-11: Durchbiegung des Verbundträgers mit Polymerbetonnocken in Balkenmitte

In Abb. 6-12 sind die an den Trägerenden gemessenen Relativverschiebungen zwischen Holz und Beton dargestellt. Die Werte verdeutlichen noch einmal, welchen Einfluss eine erhöhte Temperaturbeanspruchung auf das Verformungsverhalten der Polymerbetonnocke hat. Wie bereits bei den in Abschnitt 6.5.2.1 beschriebenen Langzeit-Scherversuchen ist an beiden Trägerenden nach ca. 150 Tagen ein sprunghafter Anstieg der Relativverschiebungen zu beobachten. Die kleineren, über die gesamte Versuchsdauer zu beobachteten Schwankungen sind auf die ungleichmäßige Ausdehnung von Gurt und Steg bei Temperaturänderung zurückzuführen.

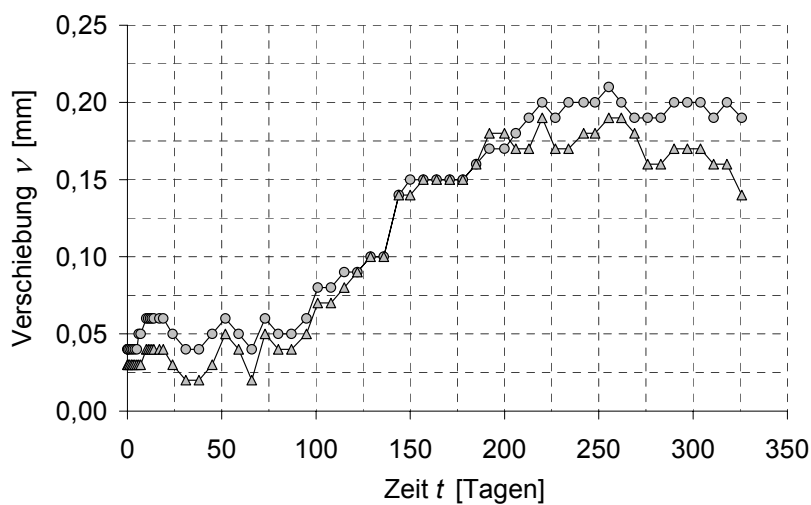


Abb. 6-12: Relativverschiebungen zwischen Holz und Beton an den Trägerenden

6.5.3.2 Konsol-Nocken

Der mit $2 \times 9 \text{ kN}$ belastete Verbundträger mit Konsol-Nocken verformte sich bei Erstbelastung in der Feldmitte um $6,5 \text{ mm}$. Da die Durchbiegung infolge Eigenlast nicht gemessen werden konnte, wurde sie wie bereits in Abschnitt 6.5.3.1 unter Verwendung der experimentell bestimmten Elastizitätsmoduln der Materialien (Tabelle B-1 und Tabelle B-2) und Verbindungsmittelsteifigkeiten (Tabelle 4-4) rechnerisch bestimmt. Die durch das Eigengewicht des Trägers verursachte Durchbiegung beträgt demnach $0,7 \text{ mm}$.

In Abb. 6-13 ist das Verformungs-Zeit-Diagramm dieses Prüfkörpers für die Mitte des Verbundträgers dargestellt. Dieses berücksichtigt bereits die Durchbiegung infolge der berechneten Eigenlast des Trägers. Gemäß Abb. 6-13 betrug die Durchbiegung in Feldmitte 338 Tage nach Erstbelastung $19,1 \text{ mm}$. Die elastische Anfangsverformung hat sich infolge des zeitabhängigen Verhaltens von Holz, Beton und Schubverbindungsmitel bis zu diesem Zeitpunkt um den Faktor 2,7 erhöht.

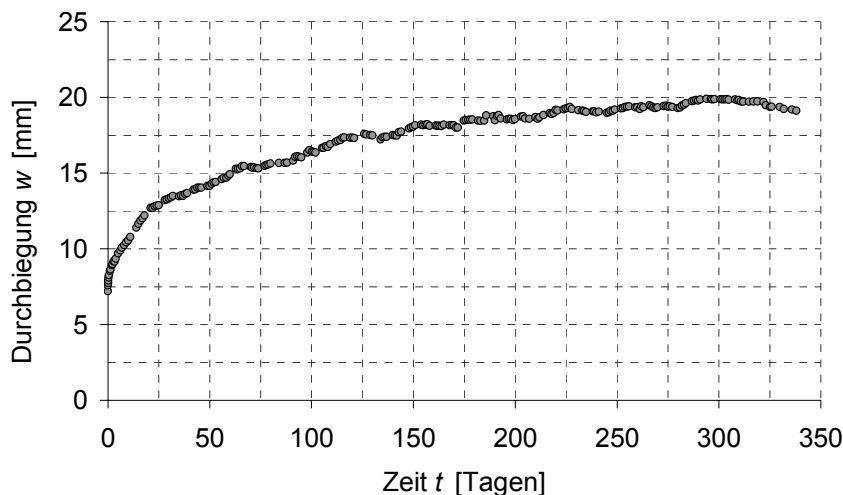


Abb. 6-13: Durchbiegung des Verbundträgers mit Konsol-Nocken in Balkenmitte

6.6 Gegenüberstellung Modellrechnung - Dauerstandsversuch

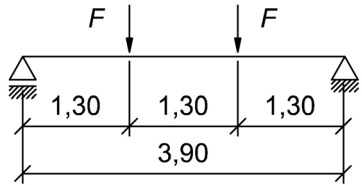
6.6.1 Allgemeines

Für die Modellrechnung wurde das in Abschnitt 6.3 erläuterte numerische Verfahren verwendet. Die Berechnungen erfolgten auf der Grundlage der in Tabelle 6-3 aufgelisteten Werte.

In Abb. 6-14 bis Abb. 6-17 sind die mit Hilfe des numerischen Verfahrens berechneten Durchbiegungen und die unmittelbar nach Be- sowie vor Entlastung bestimmten Dehnungsverteilungen den Messergebnissen der Dauerstandsversuche gegenübergestellt. Bei der Beurteilung der Abbildungen ist zu beachten, dass bei dem numerischen Ver-

fahren die Einflüsse der Schubverformung sowie des Schwindens bzw. Quellens des Holzes nicht berücksichtigt wurden.

Tabelle 6-3: Im Rahmen der Vergleichsrechnung berücksichtigte Parameter

| | Polymerbetonnocken | Konsol-Nocken |
|--|---|--|
| Bauteilabmessungen: (siehe Anlage B.1 und B.2) | $b_c = 40 \text{ cm}$ $b_t = 12 \text{ cm}$ | $h_c = 6 \text{ cm}$ $h_t = 18 \text{ cm}$ |
| Verbindungsmittelsteifigkeit: | $K_{\text{ser}} = 800 \text{ kN/mm}$ (siehe Anlage A.6) | $K_{\text{ser}} = 130 \text{ kN/mm}^{1)}$ (siehe Tabelle 4-4) |
| Elastizitätsmodul des Betons im Alter von 28 Tagen ²⁾ : | $E_{c28} = 21000 \text{ N/mm}^2$ | $E_{c28} = 24000 \text{ N/mm}^2$ |
| Elastizitätsmodul des Holzes: (siehe Tabelle B.2) | $E_t = 12500 \text{ N/mm}^2$ | $E_t = 12500 \text{ N/mm}^2$ |
| Statisches System: (Systemmaße in Metern) |  | |
| Größe der Einzellasten in den Drittelpunkten: | $F = 10 \text{ kN}$ | $F = 9 \text{ kN}$ |
| Betonrezeptur: | Rezeptur R1 (C30/37) aus Tabelle A-3 | |
| Betonalter bei Erstbelastung: | 12 Tage | 14 Tage |
| Mittlere Luftfeuchtigkeit: | 50 % | |
| Zeitlicher Verlauf des Kriechens und Schwindens von Beton: | $\varphi_c(t)$ und $\varepsilon_{\text{csh}}(t)$ in Anlehnung an [Müller/Kvitsel-02] | |
| Kriechen des Holzes: | $\varphi_t(t)$ nach Gl. (6.25) | |
| Zeitlicher Verlauf des Kriechens des Verbindungsmittels: | $\varphi_v(t)$ nach Gl. (6.26) | $\varphi_v(t)$ nach Gl. (6.31) |

1) ... Der Wert wurde unter Berücksichtigung der Erkenntnisse aus Abschnitt 4.7.4 bestimmt.

2) ... Die zeitliche Entwicklung des Elastizitätsmoduls wurde berücksichtigt. Die Werte in der Tabelle sind so festgelegt worden, dass die mit Gl. (6.32) für den Zeitpunkt der Erstbelastung berechneten Elastizitätsmoduln den Werten in Tabelle B-1 entsprechen. Die Gleichung wurde aus [Müller/Kvitsel-02] entnommen.

$$E_c(t) = E_{c28} \cdot e^{0,125 \cdot \left(1 - \sqrt{\frac{28}{t}}\right)} \quad (6.32)$$

6.6.2 Polymerbetonnocken

In Abb. 6-14 werden die Ergebnisse der Modellrechnung mit den im Rahmen der Langzeit-Biegeversuche am Verbundträger mit Polymerbetonnocken in der Feldmitte bestimmten Durchbiegungen verglichen. Für den Zeitpunkt der Erstbelastung wurde eine Verformung von 7,2 mm berechnet. Gemäß Abschnitt 6.5.3.1 beträgt der zugeordnete Messwert 7,6 mm. Nach 335 Tagen Dauerlast ergibt sich ein Verhältnis zwischen berechnetem zu gemessenem Wert von 20,3 mm : 20,4 mm.

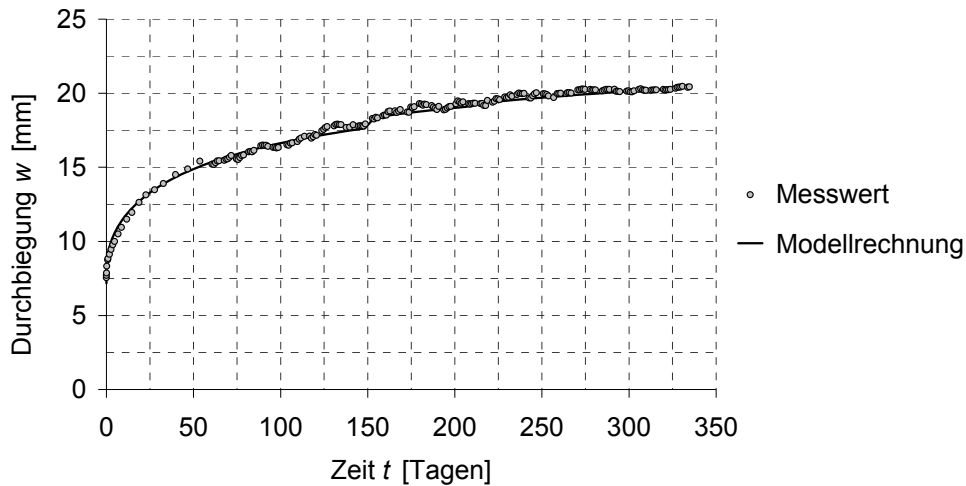


Abb. 6-14: Vergleich der Durchbiegung beim Biegeträger mit Polymerbetonnocken

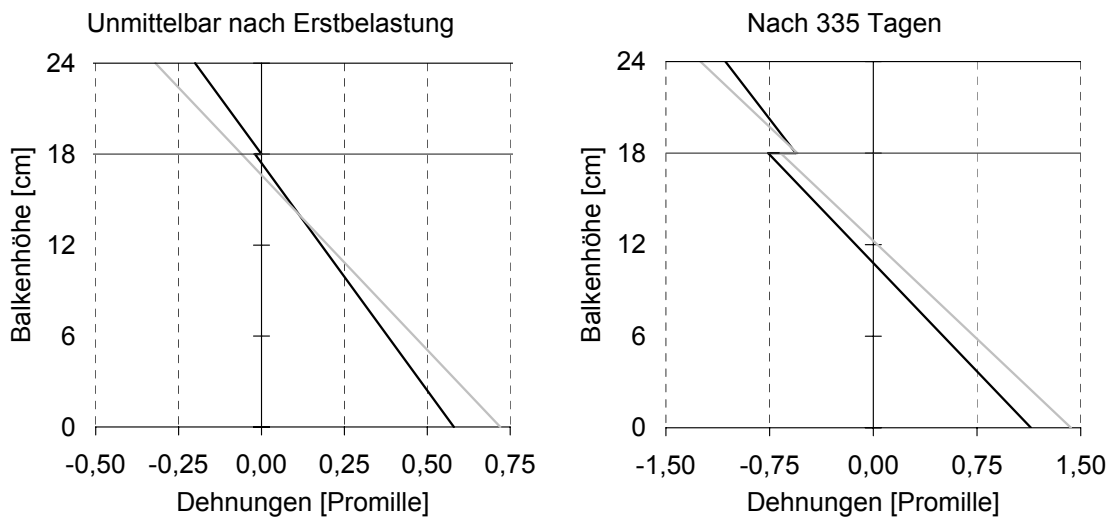


Abb. 6-15: Vergleich der Dehnungsverteilung beim Biegeträger mit Polymerbetonnocken
 schwarz ... gemessene Dehnungsverteilung
 grau ... berechnete Dehnungsverteilung

Während bei den Durchbiegungen eine gute Übereinstimmung zwischen Rechen- und Messwert existiert, ergeben sich bei den in Abb. 6-15 dargestellten Dehnungsverteilungen deutliche Unterschiede. Ein Teil der Differenzen lässt sich auf die Vernachlässigung der elastischen Verformungen infolge der Eigenlast des Biegeträgers bei der messtechnischen Erfassung der Dehnungen zurückführen. Die Ursachen des weitaus größeren Teils der Abweichungen sind jedoch nicht offensichtlich. Sie können zahlreiche Gründe haben. Einige davon wurden bereits genannt.

Die Dehnungsverteilung unmittelbar nach Erstbelastung verdeutlicht, dass Holz und Beton zu diesem Zeitpunkt als einheitliches inhomogenes Bauteil zusammenwirken. Der Verbund kann in diesem Fall als „starr“ charakterisiert werden. Für den Endpunkt der Betrachtungen trifft dies nicht mehr zu, da sich die Dehnungen nicht mehr linear über die Höhe des gesamten Verbundquerschnitts verteilen. Der Dehnungssprung in der Kontaktfuge Holz-Beton ist auf das ausgeprägte Kriechverhalten der Polymerbetonnocken zurückzuführen.

6.6.3 Konsol-Nocken

Die in der Feldmitte mit Hilfe des numerischen Verfahrens berechneten Durchbiegungen werden in Abb. 6-16 den Messwerten gegenübergestellt. Unmittelbar nach Erstbelastung beträgt die berechnete Durchbiegung 7,3 mm. Beim Langzeit-Biegeversuch ergab sich entsprechend Abschnitt 6.5.3.2 ein Wert von 7,2 mm. 338 Tage nach Erstbelastung beträgt das Verhältnis berechneter zu gemessener Wert 18,6 mm : 19,1 mm.

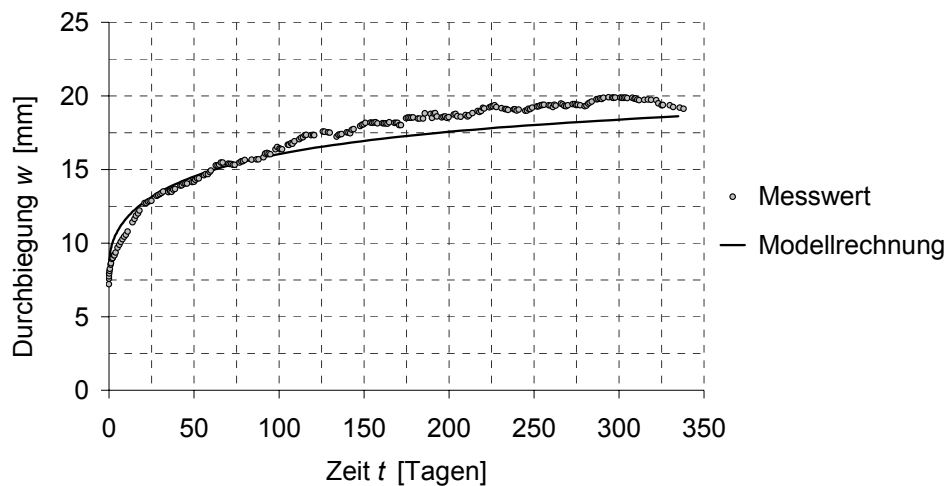


Abb. 6-16: Vergleich der Durchbiegung beim Biegeträger mit Konsol-Nocken

Ein Teil der in Abb. 6-17 bei den Dehnungsverteilungen ersichtlichen Differenzen zwischen Rechen- und Messwert lässt sich, wie bereits im Abschnitt 6.6.2 erläutert, auf die Vernachlässigung der elastischen Verformungen infolge der Eigenlast des Verbundträgers zurückführen.

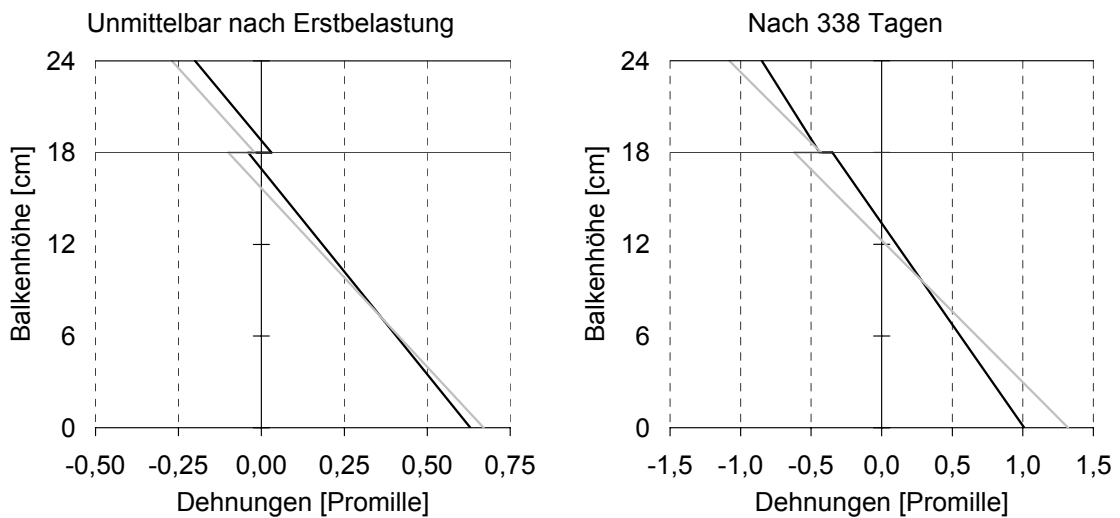


Abb. 6-17: Vergleich der Dehnungsverteilung beim Biegeträger mit Konsol-Nocken
 schwarz ... gemessene Dehnungsverteilung
 grau ... berechnete Dehnungsverteilung

Die unmittelbar nach Erstbelastung bestimmte Dehnungsverteilung verdeutlicht, dass die Steifigkeit der Konsol-Nocken deutlich geringer als die der Polymerbetonnocken ist. Im Gegensatz zu Abb. 6-15 verteilen sich die Dehnungen bereits zu diesem Zeitpunkt nicht mehr linear über die Höhe des gesamten Verbundquerschnitts. Am Beispiel der nach 338 Tagen berechneten Dehnungsverteilung wird der Einfluss einer diskontinuierlichen Verbindungsmittelanordnung deutlich sichtbar. Am Prüfkörper sind die an der Unterseite der Betonplatte gemessenen Dehnungen deutlich größer als die an der Oberseite des Holzquerschnitts. Dies ist darauf zurückzuführen, dass zwischen den Marken des Setz-Dehnungs-Messers keine Schubverbindungsmittel angeordnet waren und sich der Beton in diesem Bereich infolge seines viskoelastischen Materialverhaltens ungehindert verkürzen konnte.

6.6.4 Resümee

Die Gegenüberstellung der Ergebnisse von Modellrechnung und Dauerstandsversuch hat verdeutlicht, dass das zeitabhängige Verhalten von Verbundkonstruktionen aus Holz und Beton mit dem in Abschnitt 6.3 beschriebenen numerischen Simulationsprogramm hinreichend genau vorherbestimmt werden kann. Die sich ergebenden Differenzen liegen alle im Bereich der Streuung der Materialeigenschaften von Holz und Beton. Das numerische Verfahren ist somit - eine annähernd exakte Beschreibung des zeitabhängigen Verhaltens von Holz, Beton und Schubverbindungsmittel vorausgesetzt - für die rechnerische Vorhersage des Langzeitverhaltes von Holz-Beton-Verbundkonstruktionen geeignet.

7 Vereinfachtes Nachweisverfahren zur Berücksichtigung des zeitabhängigen Verhaltens

7.1 Allgemeines

Bei nachgiebig und starr verbundenen zusammengesetzten Biegeträgern aus Holz und Beton beeinflusst das unterschiedliche Kriech- und Schwindverhalten der Teilquerschnitte die Gebrauchstauglichkeit und Tragfähigkeit erheblich. So erhöhen sich mit der Zeit die Durchbiegungen und in den Teilquerschnitten werden Umlagerungsschnittgrößen wirksam. Diese entstehen, da die Kriech- und Schwindverformungen des Holz- bzw. Betonquerschnitts durch die Schubverbindungsmittel behindert werden.

In Kapitel 6 wurden bereits die Hintergründe des zeitabhängigen Verhaltens von Verbundkonstruktionen aus Holz und Beton ausführlich behandelt. Die Differentialgleichung der Änderung der Längskraft im Steg im Zeitraum zwischen t_0 und t_n wurde abgeleitet und mit Hilfe des Differenzenverfahrens gelöst. Das beschriebene numerische Verfahren ist aufgrund der aufwendigen Berechnungen für die baupraktische Anwendung nur bedingt geeignet.

Derzeit existieren wenige analytische Näherungsverfahren mit denen das zeitabhängige Verhalten von Verbundkonstruktionen aus Holz und Beton vorherbestimmt werden kann. In den auf dem Prinzip der Teilsicherheitsbeiwerte basierenden aktuellen nationalen und europäischen Holzbauvorschriften [E DIN 1052] und [EC 5-1-1] wird vorgeschlagen, den Endzustand von nachgiebig verbundenen Biegeträgern aus Holz und Beton mit Hilfe des γ -Verfahrens unter Verwendung von abgeminderten Material- und Verbindungsmittelsteifigkeiten zu bestimmen. Der Elastizitätsmodul des Holzes und der Verschiebungsmodul des Verbindungsmittels sind dabei mit dem Faktor $1/(1+k_{\text{def}})$ zu multiplizieren. Der Elastizitätsmodul des Betons ist mit der in Anlehnung an [DIN 1045-01] bestimmten um eins erhöhten Betonkriechzahl abzumindern. Das Schwinden des Betons wird beim γ -Verfahren nicht berücksichtigt. Von BLAß und ROMANI [Blaß/Romani-02] durchgeführte Vergleichsrechnungen haben verdeutlicht, dass die mit dem γ -Verfahren unter Verwendung des Deformationsfaktors k_{def} berechneten Durchbiegungen deutlich kleiner als die in den Dauerstandsversuchen gemessenen Verformungen sind. BLAß und ROMANI schlagen aus diesem Grund vor, die in den Regelwerken angegebenen Deformationsfaktoren k_{def} für Verbundkonstruktionen aus Holz und Beton zu erhöhen. In [Schmidt et al.-03/2] werden diesbezüglich konkrete Vorschläge unterbreitet.

SCHÄNZLIN [Schänzlin-03] entwickelte ein analytisches Verfahren zur Bestimmung von effektiven Verbundkriechzahlen für Holz-Beton-Verbundkonstruktionen, welches auf einem von KUPFER und KIRMAIR [Kupfer/Kirmair-87] vorgestellten Rechenmo-

dell basiert. SCHÄNZLIN wertet numerisch bestimmte Verbundkriechzahlen statistisch aus und gibt Pauschalwerte an, die eine schnelle und einfache Bemessung von Biegeträgern aus Holz und Beton ermöglichen. Das Schwinden des Betons wird durch eine fiktive Last erfasst. Mit dieser Ersatzlast wird sowohl der Einfluss der Geometrie des Verbundträgers und das Kriechen aller Komponenten als auch der Einfluss der Verbundfuge berücksichtigt. Bei dieser auf der sicheren Seite liegenden Annahme wird nicht beachtet, dass die infolge des Betonschwindens in Gurt und Steg entstehenden Umlagerungsschnittgrößen im Laufe der Zeit durch das Kriechverhalten der Teilquerschnitte aus Holz und Beton verringert werden. Gemäß KUHLMANN und SCHÄNZLIN [König et al.-04] ist dieses Verfahren für die Vorbemessung und, wenn eine Überdimensionierung hinsichtlich der Nachweise der Schwerpunktspannung des Holzes und der Verbindungsmittel akzeptabel ist, auch für die Bemessung von Verbundkonstruktionen aus Holz und Beton geeignet.

Im Folgenden soll unter Verwendung der auf TROST, CORDES und ABELE [DAfStb 295] zurückzuführenden algebraischen Kriechgleichung Gl. (7.1) ein Näherungsverfahren abgeleitet werden, mit dem das Langzeitverhalten von Verbundkonstruktionen aus Holz und Beton unter Berücksichtigung des Kriechverhaltens der Teilquerschnitte und Schubverbindungsmittel sowie des Betonschwindens mit geringem Aufwand ausreichend genau vorherbestimmt werden kann.

$$\begin{aligned}\varepsilon(t_n) &= \frac{\sigma(t_0)}{E} \cdot [1 + \varphi(t_n)] + \frac{\Delta\sigma(t_n)}{E} \cdot [1 + \chi \cdot \varphi(t_n)] & (7.1) \\ &= \underbrace{\frac{\sigma(t_0)}{E}}_{\text{A}} + \underbrace{\frac{\Delta\sigma(t_n)}{E}}_{\text{B}} + \underbrace{\frac{\sigma(t_0)}{E} \cdot \varphi(t_n)}_{\text{C}} + \underbrace{\frac{\Delta\sigma(t_n)}{E} \cdot \chi \cdot \varphi(t_n)}_{\text{D}}\end{aligned}$$

- A ... elastische Verformung infolge äußerer Last zum Zeitpunkt t_0
- B ... elastische Verformung aufgrund von Umlagerungsschnittgrößen, die sich infolge des zeitabhängigen Verhaltens im Zeitraum zwischen t_0 und t_n einstellt
- C ... Kriechverformung, die sich infolge der zum Zeitpunkt t_0 aufgebrachten, im Zeitraum zwischen t_0 und t_n konstanten, äußeren Last aufbaut
- D ... Kriechverformung, die sich infolge von Spannungsänderungen $\Delta\sigma(t_i)$ im Zeitraum zwischen t_0 und t_n einstellt

Der Wert χ in Gl. (7.1) wird als Relaxationswert bezeichnet. Die Größe des Relaxationswertes ist abhängig vom zeitlichen Verlauf der kriecherzeugenden Spannung. Er kann mit Hilfe von Bauteilprüfungen und, wenn der zeitliche Verlauf des Kriechens bekannt ist, durch numerische Simulationsrechnungen ermittelt werden.

Mit Kenntnis der Bauteilabmessungen, Materialeigenschaften und Belastungsgeschichte lassen sich für verschiedene Zeitpunkte im Zeitraum zwischen t_0 und t_n die Umlagerungsschnittgrößen bestimmen. Ist deren zeitlicher Verlauf bekannt, können die Relaxationswerte unter Verwendung von Gl. (7.2) berechnet werden. Diese Gleichung wurde mit Hilfe von Gl. (6.2) und den Anteilen der Kriechverformung aus Gl. (7.1) (Term $\square C$ und $\square D$) abgeleitet.

$$\chi = \frac{\sum_{k=1}^{n-1} \Delta\sigma(t_k, t_{k-1}) \cdot \varphi(t_n, t_k)}{\Delta\sigma(t_n) \cdot \varphi(t_n)} \quad (7.2)$$

7.2 Ableitung der Differentialgleichung unter Verwendung der algebraischen Kriechgleichung

Im Folgenden muss die Differentialgleichung der Änderung der Längskraft im Steg im Zeitraum zwischen t_0 und t_n unter Berücksichtigung von Gl. (7.1) neu formuliert werden. Die Ableitung erfolgt in Anlehnung an Abschnitt 6.2 und wird aus diesem Grund nur in gekürzter Form wiedergegeben.

Gleichung (6.4) muss in der Mitte der Zwischenschicht Δ in jedem beliebigen Betrachtungszeitpunkt t_n erfüllt sein.

$$\frac{d\Delta u(t_n, t_0)}{dx} + \Delta\varepsilon_{c\Delta}(t_n, t_0) - \Delta\varepsilon_{t\Delta}(t_n, t_0) = 0 \quad (6.4)$$

Die auf die Mitte der Zwischenschicht Δ bezogene Dehnungsänderung des entsprechenden Teilquerschnitts im Zeitraum zwischen t_0 und t_n [$\Delta\varepsilon_{c\Delta}(t_n, t_0)$ bzw. $\Delta\varepsilon_{t\Delta}(t_n, t_0)$] kann in Anlehnung an die Gln. (2.18) und (2.19) und unter Verwendung von Gl. (7.1) bestimmt werden. Im Gegensatz zu Abschnitt 6.2 wird die zeitliche Entwicklung des Elastizitätsmoduls des Betons vernachlässigt. Wie bereits in Abschnitt 6 wird in den folgenden Ableitungen auf die Angabe des Zeigers t_0 verzichtet.

$$\begin{aligned} \Delta\varepsilon_{c\Delta}(t_n) &= \frac{N_c(t_0)}{EA_c} \cdot \varphi_c(t_n) + \frac{\Delta N_c(t_n)}{EA_c} \cdot [1 + \chi_{Nc} \cdot \varphi_c(t_n)] \\ &+ \frac{M_c(t_0)}{EI_c} \cdot \frac{1}{2} \cdot (h_c + \Delta) \cdot \varphi_c(t_n) + \frac{\Delta M_c(t_n)}{EI_c} \cdot \frac{1}{2} \cdot (h_c + \Delta) \cdot [1 + \chi_{Mc} \cdot \varphi_c(t_n)] \\ &+ \varepsilon_{csh}(t_n, t_0) \end{aligned} \quad (7.3)$$

$$\begin{aligned} \Delta\varepsilon_{t\Delta}(t_n) &= \frac{N_t(t_0)}{EA_t} \cdot \varphi_t(t_n) + \frac{\Delta N_t(t_n)}{EA_t} \cdot [1 + \chi_{Nt} \cdot \varphi_t(t_n)] \\ &- \frac{M_t(t_0)}{EI_t} \cdot \frac{1}{2} \cdot (h_t + \Delta) \cdot \varphi_t(t_n) - \frac{\Delta M_t(t_n)}{EI_t} \cdot \frac{1}{2} \cdot (h_t + \Delta) \cdot [1 + \chi_{Mt} \cdot \varphi_t(t_n)] \end{aligned} \quad (7.4)$$

Die Änderung der Verkrümmung $\Delta\kappa(t_n)$ eines beliebigen Teilquerschnitts im Zeitraum zwischen t_0 und t_n lässt sich in Anlehnung an Gl. (7.1) mit der folgenden Gleichung berechnen.

$$\Delta\kappa(t_n) = \frac{M(t_0)}{EI} \cdot \varphi(t_n) + \frac{\Delta M(t_n)}{EI} \cdot [1 + \chi_M \cdot \varphi(t_n)] = -\frac{d^2 \Delta w(t_n)}{dx^2} \quad (7.5)$$

Die Gln. (7.3) und (7.4) können in die Kontinuitätsbedingung (6.4), die an jeder Stelle des Balkens zu jedem beliebigen Betrachtungspunkt t_n erfüllt sein muss, eingesetzt und das Ergebnis mit Hilfe der Gln. (2.3), (2.6), (2.8) und (7.5) wie folgt vereinfacht werden.

$$\begin{aligned} & \frac{d\Delta u(t_n)}{dx} - N(t_0) \cdot \left[\frac{\varphi_c(t_n)}{EA_c} + \frac{\varphi_t(t_n)}{EA_t} \right] \\ & - \Delta N(t_n) \cdot \left[\frac{1 + \chi_{Nc} \cdot \varphi_c(t_n)}{EA_c} + \frac{1 + \chi_{Nt} \cdot \varphi_t(t_n)}{EA_t} \right] - \frac{d^2 \Delta w(t_n)}{dx^2} \cdot z_s + \varepsilon_{csh}(t_n) = 0 \end{aligned} \quad (7.6)$$

Die Gl. (7.6) enthält 3 Unbekannte. Der Differentialquotient der Änderung der Fugenverschiebung $\Delta u(t_n)$ kann durch den folgenden Ausdruck ersetzt werden. Er wurde unter Verwendung der Gln. (2.5), (2.12) und (7.1) abgeleitet.

$$\frac{d\Delta u(t_n)}{dx} = \frac{1}{k} \cdot \left\{ \frac{d^2 N(t_0)}{dx^2} \cdot \varphi_v(t_n) + \frac{d^2 \Delta N(t_n)}{dx^2} \cdot [1 + \chi_v \cdot \varphi_v(t_n)] \right\} \quad (7.7)$$

Der Differentialquotient der Änderung der Balkendurchbiegung $\Delta w(t_n)$ wird durch die nachstehende Beziehung, die mit Hilfe der Gln. (7.5) und (6.11) abgeleitet wurde, ersetzt.

$$\frac{d^2 \Delta w(t_n)}{dx^2} = \left[\begin{aligned} & \frac{\Delta N(t_n) \cdot z_s}{\frac{EI_t}{1 + \chi_{Mt} \cdot \varphi_t(t_n)} + \frac{EI_c}{1 + \chi_{Mc} \cdot \varphi_c(t_n)}} \\ & - \frac{M_c(t_0) \cdot \frac{\varphi_c(t_n)}{1 + \chi_{Mc} \cdot \varphi_c(t_n)}}{\frac{EI_c}{1 + \chi_{Mc} \cdot \varphi_c(t_n)} + \frac{EI_t}{1 + \chi_{Mt} \cdot \varphi_t(t_n)}} \\ & - \frac{M_t(t_0) \cdot \frac{\varphi_t(t_n)}{1 + \chi_{Mt} \cdot \varphi_t(t_n)}}{\frac{EI_c}{1 + \chi_{Mc} \cdot \varphi_c(t_n)} + \frac{EI_t}{1 + \chi_{Mt} \cdot \varphi_t(t_n)}} \end{aligned} \right] \quad (7.8)$$

Die Differentialgleichung der Änderung der Längskraft im Steg im Zeitraum zwischen t_0 und t_n kann unter Verwendung der Gln. (7.7) und (7.8) aus Gl. (7.6) entwickelt werden.

$$\frac{d^2 \Delta N(t_n)}{dx^2} - \Delta N(t_n) \cdot \frac{k}{1 + \chi_v \cdot \varphi_v(t_n)} \cdot \left[\frac{1 + \chi_{Nc} \cdot \varphi_c(t_n)}{EA_c} + \frac{1 + \chi_{Nt} \cdot \varphi_t(t_n)}{EA_t} + \frac{z_s^2}{\frac{EI_t}{1 + \chi_{Mt} \cdot \varphi_t(t_n)} + \frac{EI_c}{1 + \chi_{Mc} \cdot \varphi_c(t_n)}} \right] =$$

$$\frac{k}{1 + \chi_v \cdot \varphi_v(t_n)} \cdot \left[\begin{aligned} & N(t_0) \cdot \left[\frac{\varphi_c(t_n)}{EA_c} + \frac{\varphi_t(t_n)}{EA_t} \right] - \frac{1}{k} \cdot \frac{d^2 N(t_0)}{dx^2} \cdot \varphi_v(t_n) \\ & - \frac{M_c(t_0) \cdot \frac{\varphi_c(t_n)}{1 + \chi_{Mc} \cdot \varphi_c(t_n)}}{\frac{EI_c}{1 + \chi_{Mc} \cdot \varphi_c(t_n)} + \frac{EI_t}{1 + \chi_{Mt} \cdot \varphi_t(t_n)}} \\ & - \frac{M_t(t_0) \cdot \frac{\varphi_t(t_n)}{1 + \chi_{Mt} \cdot \varphi_t(t_n)}}{\frac{EI_c}{1 + \chi_{Mc} \cdot \varphi_c(t_n)} + \frac{EI_t}{1 + \chi_{Mt} \cdot \varphi_t(t_n)}} - \varepsilon_{csh}(t_n) \end{aligned} \right] \quad (7.9)$$

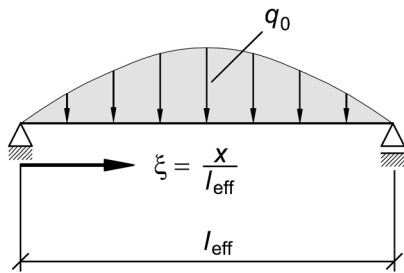
7.3 Analytische Lösung der Differentialgleichung

7.3.1 Annahmen und Voraussetzungen

Das im Folgenden abgeleitete Näherungsverfahren zur Abschätzung des zeitabhängigen Verhaltens nachgiebig verbundener Biegeträger mit unterschiedlichen Kriech- und Schwindverhalten der Teilquerschnitte ist wie das in Abschnitt 2.2.3 beschriebene γ -Verfahren ([E DIN 1052], [EC 5-1-1]) „streng betrachtet“ nur unter Einhaltung der folgenden Randbedingungen anwendbar:

- statisch bestimmt gelagerter Einfeldträger
- sinusförmige äußere Belastung (siehe Abb. 7-1)
- über die Trägerlänge konstante Querschnittsabmessungen
- kontinuierlicher, über die Länge des Verbundträgers konstanter Schubverbund zwischen den Teilquerschnitten
- die äußere Belastung ist im Zeitraum zwischen t_0 und t_n konstant

Darüber hinaus gelten alle in Abschnitt 2.3.2 getroffenen Annahmen.



$$q(x) = q_0 \cdot \sin\left(\pi \cdot \frac{x}{l_{\text{eff}}}\right) \quad (7.10)$$

$$V_E(x) = q_0 \cdot \frac{l_{\text{eff}}}{\pi} \cdot \cos\left(\pi \cdot \frac{x}{l_{\text{eff}}}\right) \quad (7.11)$$

$$M_E(x) = q_0 \cdot \frac{l_{\text{eff}}^2}{\pi^2} \cdot \sin\left(\pi \cdot \frac{x}{l_{\text{eff}}}\right) \quad (7.12)$$

Abb. 7-1: Schnittgrößen am Gesamtsystem

7.3.2 Schnittgrößen zum Zeitpunkt t_0

7.3.2.1 Beanspruchung infolge äußerer Lasten

Um Gl. (7.9) analytisch lösen zu können, müssen die Verlaufsfunktionen der Gurtlängskraft $N(x)$ und der Momente in den Teilquerschnitten $M_t(x)$ bzw. $M_c(x)$ zum Zeitpunkt t_0 bekannt sein. Diese können mit Hilfe von Gl. (2.24) bestimmt werden.

$$\frac{d^2 N(x)}{dx^2} - N(x) \cdot k \cdot \left(\frac{1}{EA_c} + \frac{1}{EA_t} + \frac{z_s^2}{EI_t + EI_c} \right) = -k \cdot \frac{M_E(x) \cdot z_s}{EI_t + EI_c} \quad (2.24)$$

Die Gl. (2.24) ist eine inhomogene lineare Differentialgleichung 2. Ordnung mit konstanten Koeffizienten vom Typ $y'' - a^2 \cdot y = g(x)$. Die allgemeine Lösung einer derartigen Differentialgleichung ist als Summe aus der allgemeinen Lösung y_0 der homogenen Gleichung $y'' - a^2 \cdot y = 0$ und einer partikulären Lösung y_p der inhomogenen linearen Differentialgleichung darstellbar. Die allgemeine Lösung lautet:

$$y_0 = C_1 \cdot \cosh(a \cdot x) + C_2 \cdot \sinh(a \cdot x) \quad (7.13)$$

mit:

$$a = \sqrt{k \cdot \left(\frac{1}{EA_c} + \frac{1}{EA_t} + \frac{z_s^2}{EI_t + EI_c} \right)} \quad (7.14)$$

In Abhängigkeit vom Typ der Störfunktion $g(x)$ wird der folgende Lösungsansatz für die partikuläre Lösung y_p gewählt.

$$y_p = A \cdot \sin\left(\pi \cdot \frac{x}{l_{\text{eff}}}\right) + B \cdot \cos\left(\pi \cdot \frac{x}{l_{\text{eff}}}\right) \quad (7.15)$$

Die Gl. (7.15) und deren 2. Ableitung werden in die inhomogene Differentialgleichung $y'' - a^2 \cdot y = g(x)$ eingesetzt. Durch Koeffizientenvergleich erhält man ein lineares Gleichungssystem, mit dessen Hilfe die Unbekannten A und B bestimmt werden können. Unter Berücksichtigung dieser Werte ergibt sich für die inhomogene Differentialgleichung die folgende partikuläre Lösung.

$$y_p = q_0 \cdot \frac{l_{\text{eff}}^2}{\pi^2} \cdot \sin\left(\pi \cdot \frac{x}{l_{\text{eff}}}\right) \cdot \frac{k \cdot l_{\text{eff}}^2}{\pi^2 + a^2 \cdot l_{\text{eff}}^2} \cdot \frac{z_s}{EI_c + EI_t} \quad (7.16)$$

Aus den Gln. (7.13) und (7.16) lässt sich die allgemeine Lösung von Gl. (2.24) ableiten. Zur Vereinfachung wird in den Gln. (7.13) und (7.16) die Variable x in Anlehnung an Abb. 7-1 durch $\xi \cdot l_{\text{eff}}$ ersetzt und der Steifigkeitsbeiwert α_0 eingeführt. Dieser lässt sich mit der folgenden Gleichung, die unter Verwendung von Gl. (7.14) abgeleitet wurde, berechnen.

$$\alpha_0 = a \cdot l_{\text{eff}} = \sqrt{k \cdot l_{\text{eff}}^2 \cdot \left(\frac{1}{EA_c} + \frac{1}{EA_t} + \frac{z_s^2}{EI_t + EI_c} \right)} \quad (7.17)$$

Unter Berücksichtigung der Randbedingungen ergibt sich beim nachgiebig verbundenen zusammengesetzten Biegeträger unter sinusförmiger Belastung für die Differentialgleichung der Längskraft im Steg die nachstehende Lösung.

$$N(\xi) = q_0 \cdot \underbrace{\frac{l_{\text{eff}}^2}{\pi^2} \cdot \sin(\pi \cdot \xi)}_{M_E(\xi)} \cdot \omega_1 \quad (7.18)$$

mit:

$$\omega_1 = \frac{k \cdot l_{\text{eff}}^2}{\pi^2 + \alpha_0^2} \cdot \frac{z_s}{EI_c + EI_t} \quad (7.19)$$

Gl. (7.18) wird zweimal nach dx differenziert.

$$\frac{d^2 N(\xi)}{dx^2} = -q_0 \cdot \underbrace{\frac{l_{\text{eff}}^2}{\pi^2} \cdot \sin(\pi \cdot \xi)}_{M_E(\xi)} \cdot \pi^2 \cdot \omega_1 \quad (7.20)$$

Die Gleichungen zur Berechnung der Biegebeanspruchung in Gurt und Steg können mit Hilfe von Gl. (2.9) abgeleitet werden. Die Unbekannten M_c bzw. M_t sind jeweils mit Hilfe der Gln. (2.2) und (2.3) zu eliminieren.

$$M_c(\xi) = q_0 \cdot \underbrace{\frac{l_{\text{eff}}^2}{\pi^2} \cdot \sin(\pi \cdot \xi)}_{M_E(\xi)} \cdot EI_c \cdot \omega_2 \quad (7.21)$$

$$M_t(\xi) = q_0 \cdot \underbrace{\frac{l_{\text{eff}}^2}{\pi^2} \cdot \sin(\pi \cdot \xi)}_{M_E(\xi)} \cdot EI_t \cdot \omega_2 \quad (7.22)$$

mit:

$$\omega_2 = \frac{1}{EI_c + EI_t} - \omega_1 \cdot \frac{z_s}{EI_c + EI_t} \quad (7.23)$$

Mit den Gln. (7.18), (7.21) und (7.22) lassen sich die Schnittgrößen in den Teilquerschnitten eines nachgiebig bzw. starr verbundenen zweiteiligen Biegeträgers berechnen. Die Anwendung der Gleichungen ist genau genommen auf Einfeldträger unter sinusförmiger Belastung beschränkt. Wie das γ -Verfahren liefern sie jedoch auch bei Einfeldträgern unter Gleichstreckenlast bzw. mehreren Einzellasten hinreichend genaue Ergebnisse. Aufgrund der bei der mathematischen Formulierung und analytischen Lösung der Differentialgleichung der Steglängskraft getroffenen Annahmen sind die Ergebnisse der in diesem Abschnitt abgeleiteten Gleichungen denen des γ -Verfahrens gleichwertig.

Die Gleichung für die Berechnung der Durchbiegung zum Zeitpunkt t_0 lässt sich aus Gl. (2.2) ableiten. Da entsprechend Gl. (2.3) die Biegelinien des Holz- und Betonquerschnitts affin zueinander sind, kann die Durchbiegung des Verbundträgers an einem der beiden Teilquerschnitte bestimmt werden.

$$\frac{d^2 w(x)}{dx^2} = -\frac{M_t(x)}{EI_t} = -q_0 \cdot \frac{l_{\text{eff}}^2}{\pi^2} \cdot \sin\left(\pi \cdot \frac{x}{l_{\text{eff}}}\right) \cdot \omega_2 \quad (7.24)$$

Die Gl. (7.24) kann durch zweimalige Integration gelöst werden. Das Ergebnis lautet wie folgt:

$$w(\xi) = \frac{M_t(\xi)}{EI_t} \cdot \frac{l_{\text{eff}}^2}{\pi^2} \quad (7.25)$$

7.3.2.2 Beanspruchung infolge Zwang

Die im Folgenden abgeleiteten Gleichungen zur Berechnung der Schnittgrößen infolge von zeitunabhängigen Klimaeinflüssen (Temperaturbeanspruchung, Quellen bzw. Schwinden des Holzes) sind für die analytische Lösung von Gl. (7.9) nicht erforderlich. Da jedoch mit dem γ -Verfahren derartige Einwirkungen nicht erfasst werden, soll an dieser Stelle die Differentialgleichung der Längskraft im Steg für Beanspruchung durch Zwang [Gl. (2.35)] analytisch gelöst und das Ergebnis graphisch aufbereitet werden.

Dadurch wird es möglich, die zeitunabhängigen Klimaeinflüsse auf einfache Art und Weise bei der Bemessung von Verbundkonstruktionen aus Holz und Beton zu berücksichtigen. Das Ergebnis kann mit dem im Folgenden vorgestellten Näherungsverfahren aber auch in Verbindung mit dem γ -Verfahren angewendet werden.

$$\frac{d^2 N(x)}{dx^2} - N(x) \cdot k \cdot \left(\frac{1}{EA_c} + \frac{1}{EA_t} + \frac{z_s^2}{EI_c + EI_t} \right) = k \cdot \left\{ \begin{array}{l} \alpha_{t,t} \cdot \left(\Delta T_{N,t} - \frac{\Delta T_{M,t} \cdot z_s}{h_t} \cdot \frac{EI_t}{EI_c + EI_t} \right) + \varepsilon_{tsh} \\ -\alpha_{t,c} \cdot \left[\Delta T_{N,c} + \left(1 - \frac{EI_t}{EI_c + EI_t} \right) \cdot \frac{\Delta T_{M,c} \cdot z_s}{h_c} \right] \end{array} \right\} \quad (2.35)$$

Die Herleitung von Gl. (2.35) wurde bereits in Abschnitt 2 ausführlich erläutert. Die Gleichung ist eine inhomogene lineare Differentialgleichung 2. Ordnung mit konstanten Koeffizienten vom Typ $y'' - a^2 \cdot y = C$. Gleichung (7.13) beschreibt die allgemeine Lösung y_0 dieser Differentialgleichung. Die partikuläre Lösung der inhomogenen linearen Differentialgleichung lautet:

$$y_p = -\frac{C}{a^2} \quad (7.26)$$

mit:

$$C = k \cdot \left\{ \begin{array}{l} \alpha_{t,t} \cdot \left(\Delta T_{N,t} - \frac{\Delta T_{M,t} \cdot z_s}{h_t} \cdot \frac{EI_t}{EI_c + EI_t} \right) \\ -\alpha_{t,c} \cdot \left[\Delta T_{N,c} + \left(1 - \frac{EI_t}{EI_c + EI_t} \right) \cdot \frac{\Delta T_{M,c} \cdot z_s}{h_c} \right] + \varepsilon_{tsh} \end{array} \right\} \quad (7.27)$$

Die allgemeine Lösung von Gl. (2.35) kann mit Hilfe der Gln. (7.13) und (7.26) gebildet werden. Ebenso wie in Abschnitt 7.3.2.1 wird in Gl. (7.13) die Variable x durch $\xi \cdot l_{\text{eff}}$ ersetzt und die allgemeine Lösung der Differentialgleichung mit Hilfe des Steifigkeitsbeiwertes α_0 [Gl. (7.17)] vereinfacht. Unter Verwendung der Randbedingungen kann die Lösung für die Differentialgleichung der Längskraft im Steg für Beanspruchung durch Zwang abgeleitet werden.

$$N(\xi) = -C \cdot \omega_3(\xi) \cdot l_{\text{eff}}^2 \quad (7.28)$$

mit:

$$\omega_3(\xi) = \frac{1}{\alpha_0^2} \cdot \left[\frac{\cosh(\alpha_0)}{\sinh(\alpha_0)} \cdot \sinh(\alpha_0 \cdot \xi) - \frac{\sinh(\alpha_0 \cdot \xi)}{\sinh(\alpha_0)} - \cosh(\alpha_0 \cdot \xi) + 1 \right] \quad (7.29)$$

Um die Anwendung des Verfahrens zu vereinfachen, sollen die Ergebnisse von Gl. (7.29) graphisch dargestellt werden. Da die Längskraft im Steg in der Regel nur in der Balkenmitte von Interesse ist, wird ω_3 für $\xi = 0,5$ bestimmt. Der Wert kann mit Hilfe von Abb. 7-2 graphisch ermittelt werden.

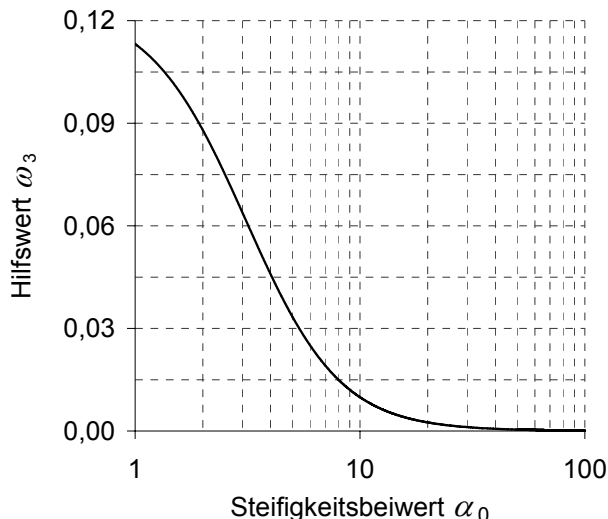


Abb. 7-2: Diagramm zur Bestimmung des Hilfswertes ω_3 in Balkenmitte

Die Momentenbeanspruchung der Teilquerschnitte aus Holz und Beton in der Feldmitte lassen sich mit Hilfe der Gl. (2.44) bzw. (2.45) bestimmen. Es ist zu beachten, dass die Verkrümmung infolge des Momentes $M_E(\xi)$ in diesem Fall zu Null wird.

$$M_c(\xi) = \left(\frac{\alpha_{t,t} \cdot \Delta T_{M,t}}{h_t} - \frac{\alpha_{t,c} \cdot \Delta T_{M,c}}{h_c} - \frac{N(\xi) \cdot z_s}{EI_t} \right) \frac{EI_c \cdot EI_t}{EI_t + EI_c} \quad (7.30)$$

$$M_t(\xi) = \left(\frac{\alpha_{t,c} \cdot \Delta T_{M,c}}{h_c} - \frac{\alpha_{t,t} \cdot \Delta T_{M,t}}{h_t} - \frac{N(\xi) \cdot z_s}{EI_c} \right) \frac{EI_t \cdot EI_c}{EI_t + EI_c} \quad (7.31)$$

Der Schubfluss t lässt sich entsprechend Gl. (2.12) mit Hilfe der 1. Ableitung von Gl. (7.28) berechnen.

$$t(\xi) = -C \cdot \omega'_3(\xi) \cdot l_{\text{eff}} \quad (7.32)$$

mit:

$$\omega'_3(\xi) = \frac{d\omega_3(\xi)}{d\xi} = \frac{1}{\alpha_0} \cdot \left[\frac{\cosh(\alpha_0)}{\sinh(\alpha_0)} \cdot \cosh(\alpha_0 \cdot \xi) - \frac{\cosh(\alpha_0 \cdot \xi)}{\sinh(\alpha_0)} - \sinh(\alpha_0 \cdot \xi) \right] \quad (7.33)$$

Gleichung (7.33) kann mit Hilfe von Abb. 7-3 graphisch gelöst werden. Da der Schubfluss generell am Balkenanfang von Interesse ist, sind in dieser Abbildung die ξ -Werte nur bis zum Viertelpunkt des Verbundträgers vertafelt. Aus Symmetriegründen wurden nur die Werte für $\xi = 0$ bis $\xi = 0,25$ dargestellt.

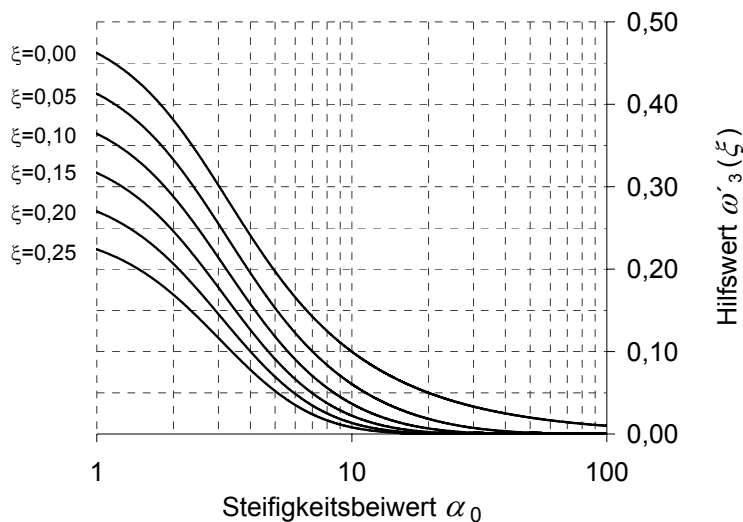


Abb. 7-3: Diagramm zur Bestimmung des Hilfwertes $\omega'_3(\xi)$ am Rand des Trägers

Um den Rechenaufwand bei der Berechnung der Balkendurchbiegung infolge Zwang gering zu halten, wird vorgeschlagen, die Durchbiegungen in Anlehnung an Gl. (7.25) über die Verkrümmung des Stegquerschnitts nur näherungsweise zu bestimmen.

$$w(\xi) = \left[\frac{\alpha_{t,t} \cdot \Delta T_{M,t}}{h_t} + \frac{M_t(\xi)}{EI_t} \right] \cdot \frac{l_{\text{eff}}^2}{\pi^2} \quad (7.34)$$

7.3.3 Schnittgrößen zum Zeitpunkt t_n

Mit Hilfe der Gln. (7.18) bis (7.23) kann nun die Differentialgleichung der Änderung der Längskraft im Steg im Zeitraum zwischen t_0 und t_n [Gl. (7.9)] analytisch gelöst werden. Die Gleichung hat den gleichen Aufbau wie die in Abschnitt 7.3.2 für eine sinusförmige Beanspruchung gelöste Differentialgleichung der Längskraft im Steg [Gl. (2.24)]. Sie ist eine inhomogene lineare Differentialgleichung 2. Ordnung mit konstanten Koeffizienten vom Typ $y'' + a^2 \cdot y = g(x)$. Die Lösung einer derartigen Differentialgleichung wurde bereits im letzten Abschnitt beschrieben. Aus diesem Grund wird im Folgenden nicht mehr detailliert auf die mathematischen Hintergründe eingegangen.

Die Gl. (7.13) beschreibt die allgemeine Lösung y_0 der homogenen Differentialgleichung $y'' + a^2 \cdot y = 0$.

$$y_0 = C_1 \cdot \cosh(a \cdot x) + C_2 \cdot \sinh(a \cdot x) \quad (7.13)$$

mit:

$$a = \sqrt{\frac{k}{1 + \chi_v \cdot \varphi_v(t_n)} \cdot \left[\frac{1 + \chi_{Nc} \cdot \varphi_c(t_n)}{EA_c} + \frac{1 + \chi_{Nt} \cdot \varphi_t(t_n)}{EA_t} + \frac{z_s^2}{\frac{EI_t}{1 + \chi_{Mt} \cdot \varphi_t(t_n)} + \frac{EI_c}{1 + \chi_{Mc} \cdot \varphi_c(t_n)}} \right]} \quad (7.35)$$

Die Störfunktion $g(x)$ der Differentialgleichung erhält man durch das Einsetzen der Gln. (7.18) bis (7.23) in den rechten Teil von Gl. (7.9). Der Wert ξ wurde in Anlehnung an Abb. 7-1 durch x/l_{eff} ersetzt.

$$g(x) = q_0 \cdot \frac{l_{\text{eff}}^2}{\pi^2} \cdot \sin\left(\pi \cdot \frac{x}{l_{\text{eff}}}\right) \cdot \omega_5 - \frac{k}{1 + \chi_v \cdot \varphi_v(t_n)} \cdot \varepsilon_{\text{csh}}(t_n) \quad (7.36)$$

mit:

$$\omega_5 = \frac{k}{1 + \chi_v \cdot \varphi_v(t_n)} \cdot \left\{ \begin{array}{l} \omega_1 \cdot \left[\frac{\varphi_c(t_n)}{EA_c} + \frac{\varphi_t(t_n)}{EA_t} + \pi^2 \cdot \frac{\varphi_v(t_n)}{k \cdot l_{\text{eff}}^2} \right] \\ -\omega_2 \cdot z_s \cdot \frac{\varphi_c(t_n) \cdot \omega_4 + \varphi_t(t_n)}{\omega_4 + 1} \end{array} \right\} \quad (7.37)$$

mit:

$$\omega_4 = \frac{EI_c \cdot [1 + \chi_{Mt} \cdot \varphi_t(t_n)]}{EI_t \cdot [1 + \chi_{Mc} \cdot \varphi_c(t_n)]} \quad (7.38)$$

In Abhängigkeit vom Typ der Störfunktion $g(x)$ wird der folgende Lösungsansatz für die partikuläre Lösung y_p gewählt.

$$y_p = A \cdot \sin\left(\pi \cdot \frac{x}{l_{\text{eff}}}\right) + B \cdot \cos\left(\pi \cdot \frac{x}{l_{\text{eff}}}\right) + C \quad (7.39)$$

Die Gl. (7.39) und deren 2. Ableitung müssen in die inhomogene Differentialgleichung $y'' - a^2 \cdot y = g(x)$ eingesetzt und durch Koeffizientenvergleich die Unbekannten A , B und C bestimmt werden. Gleichung (7.40) beschreibt eine partikuläre Lösung der inhomogenen Differentialgleichung.

$$y_p = \frac{k}{1 + \chi_v \cdot \varphi_v(t_n)} \cdot \frac{\varepsilon_{\text{csh}}(t_n)}{l_{\text{eff}}^2 \cdot a^2} - q_0 \cdot \frac{l_{\text{eff}}^2}{\pi^2} \cdot \sin\left(\pi \cdot \frac{x}{l_{\text{eff}}}\right) \cdot \frac{\omega_5}{\pi^2 + l_{\text{eff}}^2 \cdot a^2} \quad (7.40)$$

Aus den Gln. (7.13) und (7.40) lässt sich die allgemeine Lösung von Gl. (7.9) ableiten. Wie bereits in Abschnitt 7.3.2 wird in den Gln. (7.13) und (7.40) die Variable x durch

$\xi \cdot l_{\text{eff}}$ ersetzt und der Steifigkeitsbeiwert α_n eingeführt. In Anlehnung an Gleichung (7.35) gilt:

$$\alpha_n = a \cdot l_{\text{eff}} = \sqrt{\frac{k \cdot l_{\text{eff}}^2}{1 + \chi_v \cdot \varphi_v(t_n)} \cdot \left[\frac{1 + \chi_{Nc} \cdot \varphi_c(t_n)}{EA_c} + \frac{1 + \chi_{Nt} \cdot \varphi_t(t_n)}{EA_t} + \frac{z_s^2}{EI_t} + \frac{EI_c}{1 + \chi_{Mt} \cdot \varphi_t(t_n)} + \frac{EI_c}{1 + \chi_{Mc} \cdot \varphi_c(t_n)} \right]} \quad (7.41)$$

Unter Berücksichtigung der Randbedingungen ergibt sich beim nachgiebig verbundenen zusammengesetzten Biegeträger unter sinusförmiger Belastung für die Differentialgleichung der Änderung der Längskraft im Steg im Zeitraum zwischen t_0 und t_n die nachstehende Lösung.

$$\Delta N(\xi, t_n) = \underbrace{\frac{k \cdot l_{\text{eff}}^2}{1 + \chi_v \cdot \varphi_v(t_n)} \cdot \varepsilon_{\text{csh}}(t_n) \cdot \omega_3(\xi)}_{\text{Wert infolge des Beton-
schwindens}} - \underbrace{M_E(\xi) \cdot \omega_5 \cdot \sin(\pi \cdot \xi) \cdot \frac{l_{\text{eff}}^2}{\pi^2 + \alpha_n^2}}_{\text{Wert infolge äußerer zeitlich
konstanter Einwirkung}} \quad (7.42)$$

mit:

$$\omega_3(\xi) = \frac{1}{\alpha_n^2} \cdot \left[\frac{\cosh(\alpha_n)}{\sinh(\alpha_n)} \cdot \sinh(\alpha_n \cdot \xi) - \frac{\sinh(\alpha_n \cdot \xi)}{\sinh(\alpha_n)} - \cosh(\alpha_n \cdot \xi) + 1 \right] \quad (7.43)$$

In der Feldmitte kann ω_3 mit Hilfe von Abb. 7-2 graphisch bestimmt werden. Bei Verwendung dieser Abbildung ist zu beachten, dass an Stelle von α_0 der Steifigkeitsbeiwert α_n verwendet werden muss.

Mit Kenntnis von $\Delta N(\xi, t_n)$ kann die Änderung der Biegemomente von Gurt und Steg im Zeitraum zwischen t_0 und t_n bestimmt werden. Die Gleichungen zur Berechnung dieser Umlagerungsschnittgrößen lassen sich aus den Gln. (7.5) und (6.11) ableiten.

$$\Delta M_c(\xi, t_n) = \frac{M_c(\xi, t_0) \cdot \frac{\varphi_t(t_n) - \varphi_c(t_n)}{1 + \chi_{Mc} \cdot \varphi_c(t_n)} - \Delta N(\xi, t_n) \cdot z_s \cdot \omega_4}{1 + \omega_4} \quad (7.44)$$

$$\Delta M_t(\xi, t_n) = \frac{M_c(\xi, t_0) \cdot \frac{\varphi_c(t_n) - \varphi_t(t_n)}{1 + \chi_{Mc} \cdot \varphi_c(t_n)} - \Delta N(\xi, t_n) \cdot z_s}{1 + \omega_4} \quad (7.45)$$

Der Schubfluss t lässt sich entsprechend Gl. (2.12) mit Hilfe der 1. Ableitung von Gleichung (7.42) berechnen. Auf eine Darstellung des Ergebnisses wird verzichtet, da der Schubfluss in der Regel im Zeitpunkt t_0 maßgebend ist.

Die Durchbiegung des Verbundträgers zum Zeitpunkt t_n kann in Anlehnung an Gl. (7.25) näherungsweise mit Hilfe der folgenden Gleichung bestimmt werden.

$$w(\xi, t_n) = \left\{ \frac{M_t(\xi, t_0)}{EI_t} \cdot [1 + \varphi_t(t_n)] + \frac{\Delta M_t(\xi, t_n)}{EI_t} \cdot [1 + \chi_{Mt} \cdot \varphi_t(t_n)] \right\} \cdot \frac{l_{\text{eff}}^2}{\pi^2} \quad (7.46)$$

7.4 Genauigkeit des vereinfachten Nachweisverfahrens

7.4.1 Allgemeines

Die Relaxationswerte χ_{Nc} , χ_{Nt} , χ_{Mc} , χ_{Mt} und χ_v können mit Hilfe des in Abschnitt 6.3 beschriebenen Differenzenverfahrens, welches im Folgenden als „exaktes“ Verfahren bezeichnet wird, unter Verwendung von Gl. (7.2) bestimmt und in Form von Tabellen bzw. Diagrammen bereitgestellt werden. Im einzelnen Anwendungsfall liefert das Näherungsverfahren die gleichen Ergebnisse wie das Differenzenverfahren und ist somit dem numerischen Verfahren völlig gleichwertig. Aufgrund der Vielzahl verschiedener Parameter und der damit verbundenen Variationsmöglichkeiten ist es jedoch nicht sinnvoll, alle „exakten“ Relaxationswerte berechnen und vertafeln zu wollen. Die Verwendung von „exakten“ Relaxationswerten ist zudem nicht zwingend erforderlich, da bereits die Kriechzahlen der Materialien Holz und Beton sowie die der Schubverbindungsmittel erheblichen Schwankungen unterliegen und somit die Umlagerungsschnittgrößen bzw. Tragwerksverformungen zum Zeitpunkt t_n selbst mit dem genauesten Verfahren nur überschläglich vorherbestimmt werden können.

Im Folgenden sollen aus diesem Grund für praxisrelevante Verbundquerschnitte aus Holz und Beton mittlere Relaxationswerte bestimmt und die mit dem Näherungsverfahren unter Verwendung dieser Mittelwerte berechneten Umlagerungsschnittgrößen sowie die daraus resultierenden Spannungen und Verformungen mit den Ergebnissen des „exakten“ Verfahrens verglichen werden. Damit wird geprüft, ob das vereinfachte Nachweisverfahren auch bei der Verwendung mittlerer Relaxationswerte hinreichend genaue Ergebnisse liefert.

7.4.2 Berücksichtigte Parameter

Für die Berechnung der Relaxationswerte muss das zeitabhängige Verhalten der Materialien Holz und Beton sowie das der Schubverbindungsmittel bekannt sein. Die im Rahmen der Vergleichsrechnung angesetzten Verlaufsfunktionen können Tabelle 7-1 entnommen werden. Für den Beton wird der zeitliche Verlauf des Kriechens und Schwindens in Anlehnung an [Müller/Kvitsel-02] bestimmt. Die in diesem Aufsatz veröffentlichten Ansätze bilden die Grundlage der Nomogramme zur graphischen Ermittlung der Endkriechzahlen und Schwindverformungen von Konstruktionsbeton in [DIN 1045-01]. Für das Holz bzw. die Schubverbindungsmittel sind derart detaillierte und wissenschaftlich anerkannte mathematische Modelle derzeit nicht verfügbar. Aus

diesem Grund wird die im Rahmen der eigenen in Abschnitt 6.5.1 beschriebenen Dauerstandsversuche ermittelte Verlaufsfunktion [Gl. (6.25)] verwendet. Die in [E DIN 1052] und [EC 5-1-1] angegebenen Werte werden nicht benutzt, da sich die dort angegebenen Endkriechzahlen zum Teil nicht mit den Ergebnissen experimenteller Untersuchungen decken ([Schmidt et al.-03/2], [Grosse et al.-03/2]). Um allgemeingültige Ergebnisse zu erhalten, soll auf die Verwendung der in Abschnitt 6.5.2 an Polymerbeton- und Konsol-Nocken bestimmten Kriechfunktionen verzichtet und statt dessen eine fiktive Kriechfunktion verwendet werden. Diese verläuft zeitlich affin zu der des Holzes. Die Kriechzahlen der Verbindungsmittel zum Zeitpunkt t variieren zwischen $1 \cdot \varphi_t(t)$ und $3 \cdot \varphi_t(t)$.

Tabelle 7-1: Verlaufsfunktionen zur Beschreibung des zeitabhängigen Verhaltens

| | | |
|-------------------------|--|--------|
| Beton: | Kriechen & Schwinden gemäß [Müller/Kvitsel-02] | |
| Holz: | $\varphi_t(t) = 0,125 \cdot t^{0,245}$ | (6.25) |
| Schubverbindungsmittel: | $\varphi_v(t) = 0,125 \cdot n \cdot t^{0,245}$ | (7.47) |
| | mit: $n = 1, 2, 3$ | |

Im Rahmen der Vergleichsrechnung werden die in Tabelle 7-2 abgebildeten Bauteilabmessungen, Verbindungsmittelsteifigkeiten und Spannweiten berücksichtigt. Um die mittleren Relaxationswerte nur für baupraktisch sinnvolle Kombinationen zu ermitteln, sind die folgenden Randbedingungen einzuhalten:

- Schlankheit des Verbundträgers muss zwischen 15 und 25 liegen

$$15 \leq \frac{h_c + \Delta + h_t}{l_{\text{eff}}} \leq 25$$

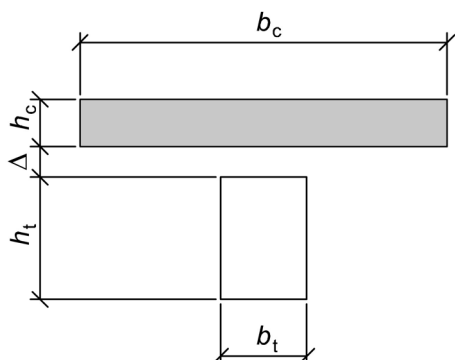
- die Höhe des Holzquerschnitts muss mindestens dreimal so groß wie die Höhe des Betonquerschnitts sein

$$\frac{h_t}{h_c} \geq 3$$

- die Querschnittsfläche des Holzes muss mindestens halb so groß wie die Querschnittsfläche des Betons sein

$$\frac{A_c}{A_t} \leq 2$$

Es wird angenommen, dass die kriecherzeugenden Spannungen 7, 14 bzw. 28 Tage nach dem Betonieren wirksam werden. Hingegen beginnt das Schwinden der Gurtplatte bereits im Betonalter von 1 Tag. Der Beton wird aus Zement CEM I 32,5 und quarziti-schen Zuschlägen hergestellt. Die Berechnungen werden an einem Innenbauteil durchgeführt. Die mittlere relative Luftfeuchtigkeit RH beträgt 50 %.

Tabelle 7-2: Berücksichtigte Bauteilabmessungen und Verbindungsmittelsteifigkeiten

Gurtplatte:

C20/25 und C30/37

 $b_c = 60, 80, 100, 120 \text{ cm}$ $h_c = 6, 9, 12 \text{ cm}$

Stegquerschnitt:

 $E_t = 11000 \text{ und } 14500 \text{ N/mm}^2$ $b_t = 15, 20, 25 \text{ cm}$ $h_t = 20, 40, 60 \text{ cm}$

Höhe der Zwischenschicht zwischen Holz und Beton:

 $\Delta = 0 \text{ und } 3 \text{ cm}$ Spannweite: $l_{\text{eff}} = 5, 7.5, 10, 12.5 \text{ m}$ Steifigkeit der Kontaktfuge Holz-Beton: $k = 100, 250, 500, 2000 \text{ N/mm}^2$

Da das Kriechen und Schwinden der Materialien Holz und Beton nicht zeitlich affin zueinander verlaufen, liegt der maßgebende Zeitpunkt für den Nachweis der Randspannungen im Holzquerschnitt nicht im „Unendlichen“. In den Jahren nach der Erstbelastung kriecht Beton deutlich ausgeprägter als Holz. Infolge dessen entzieht sich die Gurtplatte der Beanspruchung, wodurch der Stegquerschnitt höher belastet wird. Die Randspannungen des Holzbalkens erreichen in dieser Zeit ihren Maximalwert. Später verringern sich die Randspannungen im Holzquerschnitt wieder, da sich Holz deutlich langsamer seiner Endkriechzahl annähert als Beton. Laut SCHÄNZLIN [Schänzlin-03] liegt der maßgebende Bemessungszeitpunkt für den Nachweis der Holzrandspannungen ungefähr 3 bis 7 Jahre nach der Erstbelastung. In Anlehnung an diesen Wert sollen im Rahmen der Vergleichsrechnungen die Relaxationswerte für den Zeitpunkt $t_n = 1.000$ Tage und $t_n = 10.000$ Tage bestimmt werden.

Für das „exakte“ Verfahren wird der in Abb. 6-3 dargestellte in der Programmiersprache C umgesetzte Programmalgorithmus verwendet.

7.4.3 Berechnung mittlerer Relaxationswerte

Die Änderung der Längskraft im Steg im Zeitraum zwischen t_0 und t_n wird entsprechend Gl. (7.42) durch das Schwinden des Betons und die Größe der äußeren zeitlich konstanten Einwirkung beeinflusst. Bei der Verwendung von mittleren Relaxationswerten wird eine ausreichende Genauigkeit des Näherungsverfahrens nur dann erreicht, wenn die Mittelwerte für lastabhängige und lastunabhängige Größen getrennt bestimmt werden. Nur so ist es möglich, mittlere Relaxationswerte für eine Einheitslast von $q = 1,0 \text{ kN/m}$ zu ermitteln. Würde man die Lastfälle Schwinden und zeitlich konstante

Einwirkung gemeinsam betrachten, müssten mittlere Relaxationswerte für verschiedene Belastungsgrade berechnet werden. Dies würde den Aufwand erheblich erhöhen. Ein weiterer Vorteil dieser Herangehensweise ist, dass die Gleichungen der zwei Lastfälle ebenfalls getrennt angewendet werden können. So ist es denkbar, das γ -Verfahren, welches derzeit das Betonschwinden nicht berücksichtigt, durch die entsprechenden Gleichungen des in Abschnitt 7.3 abgeleiteten Nachweisverfahrens zu ergänzen. Die Möglichkeit dieser Kombination wird in Abschnitt 7.4.5 ausführlich beschrieben.

Tabelle 7-3: Mittlere Relaxationswerte

| | | χ_{Nc} | χ_{Nt} | χ_{Mc} | χ_{Mt} | χ_v |
|-------------------------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|----------|
| Betonschwinden | 1.000 Tage | 0,6 | 1,0 | 0,6 | 1,0 | 1,0 |
| Betonschwinden | 10.000 Tage | | | | | |
| zeitlich konstante Einwirkung | 1.000 Tage | 0,8 | 1,0 | 0,9 | 1,0 | 1,0 |
| zeitlich konstante Einwirkung | 10.000 Tage | 0,9 | 1,0 | 1,2 | 1,0 | 1,0 |

Die mit Hilfe der Vergleichsrechnung bestimmten mittleren Relaxationswerte sind in Tabelle 7-3 für Zeiträume von 1.000 und 10.000 Tagen angegeben. Während beim Lastfall Schwinden je Betrachtungszeitraum 7.488 Kombinationsmöglichkeiten betrachtet wurden, waren es beim Lastfall zeitlich konstante Einwirkung aufgrund der unterschiedlichen Betonalter bei Erstbelastung 22.464. Auf eine Darstellung der mit Hilfe des „exakten“ Verfahrens berechneten ca. 300.000 Relaxationswerte wird an dieser Stelle verzichtet.

In allen untersuchten Kombinationen sind die für den Lastfall Schwinden berechneten Relaxationswerte χ_{Nt} , χ_{Mt} und χ_v nahezu konstant. Das Mittel dieser Werte beträgt jeweils 1,0. Die berechneten Relaxationswerte von χ_{Nc} und χ_{Mc} streuen zwischen 0,4 und 0,8, wobei der Mittelwert im Bereich von 0,6 liegt.

Auch beim Lastfall zeitlich konstante Einwirkung variieren die Werte für χ_{Nt} , χ_{Mt} und χ_v kaum. Sie liegen wie beim Lastfall Schwinden im Bereich von 1,0. Lediglich die Relaxationswerte χ_{Nc} und χ_{Mc} sind erheblichen Streuungen unterworfen. Die Werte variieren in Abhängigkeit vom Zeitpunkt der Erstbelastung, der Spannweite und der Steifigkeit in der Kontaktfuge Holz-Beton in der Regel zwischen 0 und 2,5. Größere, von diesem Bereich abweichende Werte ergeben sich dann, wenn die Änderung der Längskraft und des Momentes im Gurtquerschnitt im Zeitpunkt t_n annähernd Null sind.

7.4.4 Genauigkeit des vereinfachten Nachweisverfahrens bei Verwendung mittlerer Relaxationswerte

Es wurde bereits erläutert, dass das in Abschnitt 7.3 abgeleitete Näherungsverfahren im speziellen Anwendungsfall bei der Verwendung von „exakten“ Relaxationswerten, dem numerischen Verfahren gleichwertig ist. Da es nicht sinnvoll ist, alle „exakten“ Relaxa-

tionswerte vertafeln zu wollen, soll im Folgenden geprüft werden, inwieweit die Verwendung mittlerer Relaxationswerte die Genauigkeit des Näherungsverfahrens beeinflusst.

In den Diagrammen von Abb. D-1 bis Abb. D-3 sind die mit dem Näherungsverfahren und den mittleren Relaxationswerten aus Tabelle 7-3 berechneten Tragwerksverformungen und Umlagerungsschnittgrößen sowie die daraus resultierenden Randspannungen den Ergebnissen des „exakten“ Verfahrens gegenübergestellt. Die Abbildungen verdeutlichen, dass sich die mit diesen Nachweismethoden berechneten Verformungen und Randspannungen nur geringfügig voneinander unterscheiden. Im Bereich kleinerer Randspannungen sind zwar vereinzelt größere prozentuale Abweichungen zu beobachten, jedoch liegt der betragsmäßige Fehler in belanglosen Größenordnungen. Bei den Umlagerungsschnittgrößen sind die Unterschiede zwischen „exakter“ und Näherungslösung deutlich größer. Besonders bei der Änderung der Längskraft im Steg treten beim Lastfall zeitlich konstante Einwirkung beachtliche Abweichungen auf. Zwar ließen sich diese Differenzen durch die Verwendung genauerer Relaxationswerte beseitigen, die geringen Abweichungen bei den Verformungen in der Feldmitte sowie den Randspannungen in Gurt und Steg verdeutlichen jedoch, dass umfangreiche Tabellen bzw. die Ableitung von Bestimmungsgleichungen zur Berechnung der Relaxationswerte χ_{Nc} und χ_{Mc} nicht zwingend erforderlich sind.

Mit dem in Abschnitt 7.3.3 abgeleiteten Näherungsverfahren lassen sich selbst bei der Verwendung von mittleren Relaxationswerten die Einflüsse des zeitabhängigen Verhaltens der Materialien Holz und Beton sowie der Schubverbindungsmitel auf das Trag- und Verformungsverhalten einer Holz-Beton-Verbundkonstruktion ausreichend exakt vorherbestimmen. Das Verfahren ist derzeit nur für die Berechnung von Innenbauteilen geeignet. Wenn es gelingt, das Kriechverhalten eines Holzquerschnittes unter wechselnden klimatischen Bedingungen annähernd exakt zu beschreiben, ist es möglich, dieses Nachweisverfahren auf Außenbauteile zu erweitern.

7.4.5 Genauigkeit des Lastfalls zeitlich konstante Einwirkung bei Vernachlässigung der Relaxationswerte

Die in Tabelle 7-3 für eine zeitlich konstante Einwirkung enthaltenen mittleren Relaxationswerte schwanken alle im Bereich von 1,0. Bei einem Relaxationswert von 1,0 kann Gl. (7.1) wie folgt vereinfacht werden.

$$\varepsilon(t_n) = \frac{\sigma(t_0)}{\text{red } E} + \frac{\Delta\sigma(t_n)}{\text{red } E} = \frac{\sigma(t_n)}{\text{red } E} \quad (7.48)$$

mit:

$$\text{red } E = \frac{E}{1 + \varphi(t_n)} \quad (7.49)$$

Die in Abschnitt 2.3.3 für den Zeitpunkt t_0 beschriebene Herleitung der Differentialgleichung der Längskraft im Steg für eine Beanspruchung durch äußere Lasten lässt sich unter Verwendung von Gl. (7.48) für den Zeitpunkt t_n wiederholen. In die Gleichungen (2.18), (2.19) und (2.22) sind lediglich die in Anlehnung an Gl. (7.49) berechneten reduzierten Elastizitätsmoduln der Materialien Holz und Beton und die abgeminderte Schubsteifigkeit des Verbindungsmittels einzusetzen. Als Ergebnis erhält man die Differentialgleichung der Längskraft im Steg zum Zeitpunkt t_n unter einer zeitlich konstanten äußeren Einwirkung.

$$\begin{aligned} \frac{d^2 N(x)}{dx^2} - N(x) \cdot \text{red } k \cdot \left(\frac{1}{\text{red } EA_c} + \frac{1}{\text{red } EA_t} + \frac{z_s^2}{\text{red } EI_t + \text{red } EI_c} \right) \\ = -\text{red } k \cdot \frac{M_E(x) \cdot z_s}{\text{red } EI_t + \text{red } EI_c} \end{aligned} \quad (2.24)$$

Diese Differentialgleichung wurde für eine sinusförmige Belastung bereits in Abschnitt 7.3.2.1 analytisch gelöst. Die dort angegebene Lösung ist dem γ -Verfahren ([E DIN 1052], [EC 5-1-1]) vollkommen gleichwertig. Aus diesem Grund kann, wenn alle Relaxationswerte 1,0 sind, die Berechnung für den Lastfall zeitlich konstante Einwirkung auch mit diesem Verfahren erfolgen.

In Abb. 7-4 sind die mit dem γ -Verfahren in der Mitte des Verbundträgers berechneten Verformungen und Änderungen der Randspannungen in Gurt und Steg den Ergebnissen des „exakten“ Verfahrens gegenübergestellt. Die Vergleichsrechnung erfolgte mit den in Abschnitt 7.4.2 beschriebenen Parametern. Für die Abminderung der Elastizitätsmoduln der Materialien wurden die entsprechenden sich zum Betrachtungszeitpunkt t_n ergebenden Kriechzahlen von Holz und Beton verwendet. Die Werte sind in Anlehnung an Tabelle 7-1 berechnet worden. Unter Berücksichtigung der Forderungen in [E DIN 1052] wurde beim γ -Verfahren die Schubsteifigkeit des Verbindungsmittels mit der um eins erhöhten Kriechzahl des Holzes abgemindert. Die in Tabelle 7-1 für die Schubverbindungsmittel angenommene Verlaufsfunktion [Gl. (7.47)] zur Berücksichtigung des zeitabhängigen Verhaltens wurde nur beim „exakten“ Verfahren berücksichtigt. Die Abb. 7-4 verdeutlicht, dass sich die Ergebnisse von „exaktem“ und γ -Verfahren deutlich unterscheiden. Besonders die Randspannungen im Holzquerschnitt werden teilweise beträchtlich unterschätzt. Wie Abb. 7-5 belegt, lassen sich die Abweichungen auf die Vernachlässigung des „exakten“ Kriechverhaltens der Schubverbindungsmittel zurückführen. Entgegen der Forderungen in [E DIN 1052] wurden die Werte in den Diagrammen von Abb. 7-5 unter Berücksichtigung eigener Verbindungsmittelkriechzahlen bestimmt. Der Abminderungsfaktor der Schubsteifigkeit des Verbindungsmittels wurde mit Hilfe der in Tabelle 7-1 für die Schubverbindungsmittel angenommenen fiktiven Kriechfunktion [Gl. (7.47)] berechnet. Wie die Abbildung zeigt, ist das γ -Verfahren für die näherungsweise Berechnung der Verformungen und der Randspannungen in Gurt und Steg geeignet.

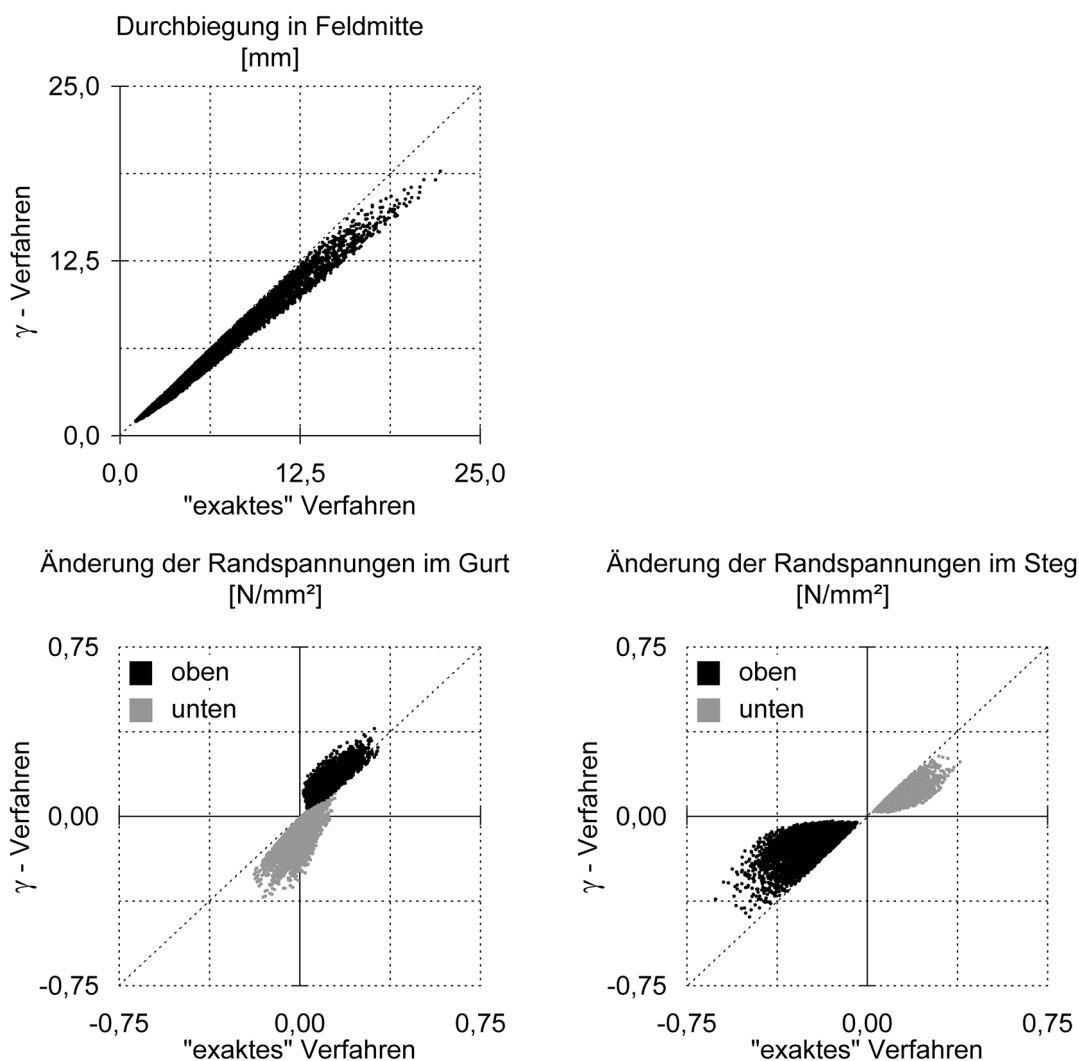


Abb. 7-4: Vergleich der Lösungen von γ -Verfahren und „exaktem“ Verfahren bei einer zeitlich konstanten äußeren Einwirkung von 1 kN/m am Beispiel eines Betrachtungszeitraumes von 10.000 Tagen und ($\varphi_t = \varphi_v$)

Der Vergleich zwischen Abb. 7-4 und Abb. 7-5 verdeutlicht, dass mit den in [E DIN 1052] enthaltenen Regelungen das Kriechverhalten von Verbundkonstruktionen aus Holz und Beton unterschätzt wird. Wie die an Konsol-Nocken durchgeführten, in Abschnitt 6.5.2.2 beschriebenen Dauerstandsversuche belegen, sind die Kriechzahlen selbst bei Verbindungsmitteln mit großer Krafteinleitungsfläche und somit geringer örtlicher Beanspruchung deutlich größer als die des Holzes. Das Beispiel der in Abschnitt 6.5.2.1 untersuchten Polymerbetonnocken zeigt, dass die Endkriechzahlen bestimmter Verbindungsmittel sogar deutlich größer als 3,0 sein können. Gemäß dieser Erkenntnis ist es somit zwingend erforderlich, für gebräuchliche Schubverbindungsmittel des Holz-Beton-Verbundbaus eigene Kriechzahlen experimentell zu erarbeiten und dem praktisch tätigen Ingenieur zur Verfügung zu stellen. Die Verwendung gleicher Kriechzahlen für Holz und Schubverbindungsmittel kann besonders bei nachgiebigen Verbundsystemen die Standsicherheit der Konstruktion erheblich beeinflussen.

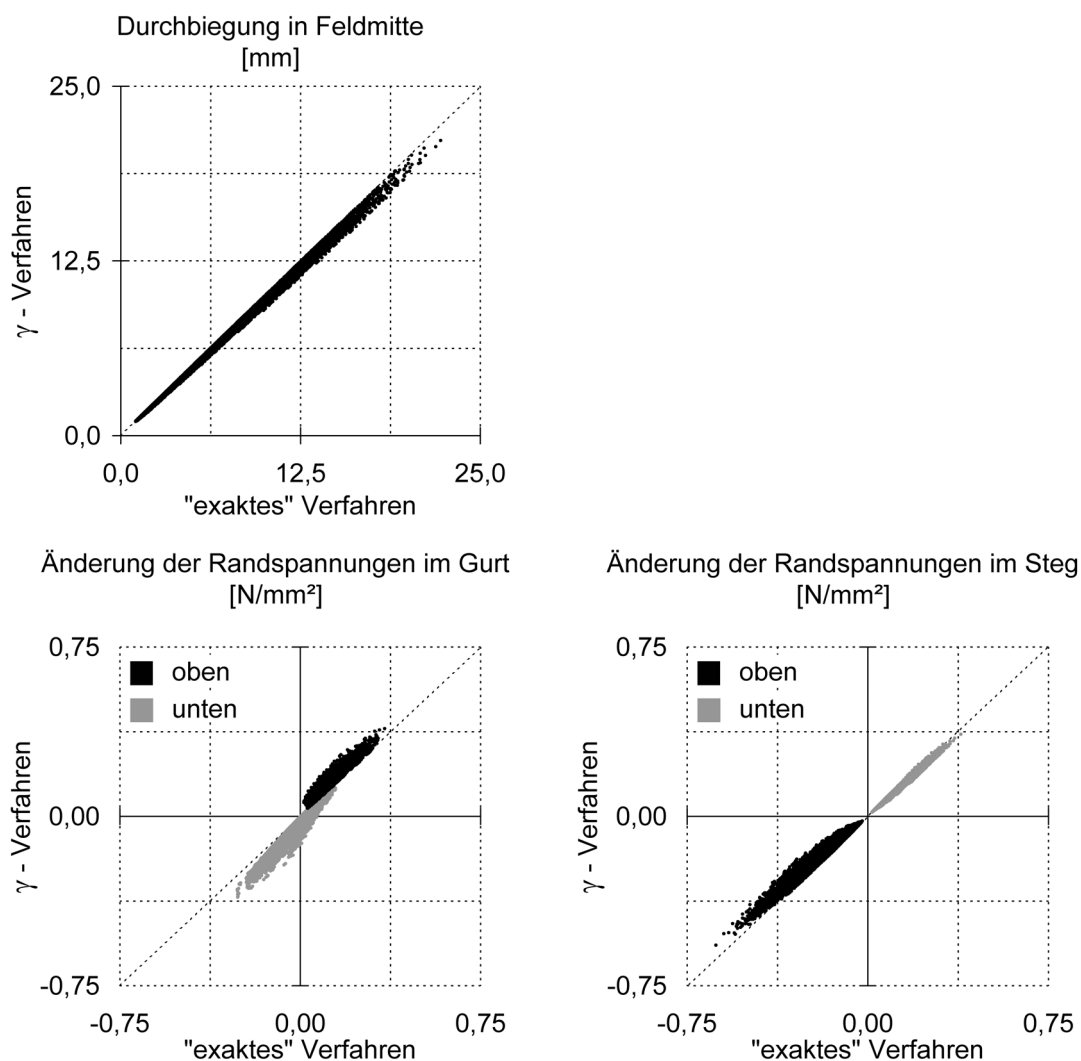


Abb. 7-5: Vergleich der Lösungen von γ -Verfahren und „exaktem“ Verfahren bei einer zeitlich konstanten äußeren Einwirkung von 1 kN/m am Beispiel eines Betrachtungszeitraumes von 10.000 Tagen und ($\varphi_t \neq \varphi_v$)

7.5 Praxistaugliches vereinfachtes Nachweisverfahren

Im letzten Abschnitt wurde gezeigt, dass sich mit dem γ -Verfahren die infolge des zeitabhängigen Verhaltens der Materialien Holz und Beton sowie der Schubverbindungsmitel einstellenden Verformungen und Randspannungen in Gurt und Steg für eine zeitlich konstante Einwirkung hinreichend genau vorherbestimmen lassen. Die Anwendung des vollständigen in Abschnitt 7.3 abgeleiteten Näherungsverfahrens ist demnach nicht zwingend erforderlich. Im Folgenden wird aus diesem Grund ein vereinfachtes praxistaugliches Nachweisverfahren vorgestellt, bei dem das γ -Verfahren, welches den Lastfall zeitlich konstante Einwirkung berücksichtigt, und ein Teil des in Abschnitt 7.3 vorgestellten vereinfachten Nachweisverfahrens, mit dem der Einfluss des Schwindens

bzw. Quellens in Gurt und Steg erfasst wird, wirksam miteinander kombiniert werden. Die Anwendung des Verfahrens wird in Anlage E an einem Praxisbeispiel erläutert.

Lastfall zeitlich konstante Einwirkung

Mit Hilfe des γ -Verfahrens sind die Verformungen in der Feldmitte und die Randspannungen im Holz- und Betonquerschnitt im Betrachtungszeitpunkt t_n zu bestimmen. Die Berechnung kann in Anlehnung an [E DIN 1052] erfolgen. Sie soll an dieser Stelle nicht erläutert werden. Es sei nur kurz angemerkt, dass bei der Berechnung zum Zeitpunkt t_n nur die Elastizitätsmoduln von Holz und Beton gemäß den Forderungen in DIN 1052 abzumindern sind. Die Kriechzahl des verwendeten Schubverbindungsmittels, welche zur Berechnung der reduzierten Verbindungsmittelsteifigkeit benötigt wird, sollte der Literatur entnommen oder auf Grundlage experimenteller Untersuchungen erarbeitet werden.

Lastfall Quellen bzw. Schwinden des Holzes

Die in Abschnitt 7.3.2.2 für die Berechnung von zeitunabhängigen Klimaeinflüssen abgeleiteten Gleichungen lassen sich vereinfachen, wenn nur der Lastfall Quellen bzw. Schwinden des Holzes (im Folgenden mit dem Index tsh bezeichnet) betrachtet wird. Die Längskraft im Steg kann in Anlehnung an die Gln. (7.27) und (7.28) mit Hilfe von Gl. (7.50) berechnet werden. Der Beiwert $\omega_3(\xi)$ lässt sich mit Gl. (7.29) bestimmen oder für die Feldmitte unter Verwendung des Steifigkeitsbeiwertes α_0 , der mit Gl. (7.17) ermittelt werden kann, aus Abb. 7-2 ablesen.

$$\Delta N_{t,tsh}(\xi) = -\Delta N_{c,tsh}(\xi) = -k \cdot l_{\text{eff}}^2 \cdot \varepsilon_{\text{tsh}} \cdot \omega_3(\xi) \quad (7.50)$$

Die Gleichungen zur Berechnung der Momentenbeanspruchung in den Teilquerschnitten aus Holz und Beton können aus den Gln. (7.30) bzw. (7.31) abgeleitet werden.

$$\Delta M_{c,tsh}(\xi) = -\Delta N_{t,tsh}(\xi) \cdot z_s \cdot \frac{EI_c}{EI_t + EI_c} \quad (7.51)$$

$$\Delta M_{t,tsh}(\xi) = -\Delta N_{t,tsh}(\xi) \cdot z_s \cdot \frac{EI_t}{EI_t + EI_c} \quad (7.52)$$

Mit Kenntnis der Umlagerungsschnittgrößen ist es möglich, die Änderung der Randspannungen in Gurt und Steg unter Verwendung von Gl. (2.51) zu berechnen. Die Durchbiegungen in der Feldmitte können mit Gl. (7.34) abgeschätzt werden.

$$\Delta w_{\text{tsh}}(\xi) = \frac{\Delta M_{t,tsh}(\xi)}{EI_t} \cdot \frac{l_{\text{eff}}^2}{\pi^2} \quad (7.53)$$

Eine genauere Berechnung der Verformung ist mit Gl. (7.54) möglich. Diese Gleichung wurde mit Hilfe der Differentialgleichung der Biegelinie des Holzquerschnitts abgeleitet. In Gl. (2.2) ist der durch Gl. (7.52) beschriebene Momentenverlauf des Teilquerschnitts aus Holz eingesetzt worden. Für $\Delta N_{t,tsh}(\xi)$ wurde Gl. (7.50), für $\omega_3(\xi)$

Gl. (7.29) verwendet. Das zweimalige Integrieren der so entstandenen Differentialgleichung führte auf die folgende Gleichung zur Berechnung der Durchbiegung.

$$\Delta w_{\text{tsh}}(\xi) = -k \cdot \varepsilon_{\text{tsh}} \cdot [\omega_3(\xi) - 0,125] \cdot \frac{l_{\text{eff}}^4}{\alpha_0^2} \cdot \frac{z_s}{EI_c + EI_t} \quad (7.54)$$

Lastfall Schwinden des Betons

Im Folgenden werden die in Abschnitt 7.3.3 für den Lastfall Betonschwinden (nachfolgend mit Index csh bezeichnet) abgeleiteten Gleichungen unter Berücksichtigung der in Abschnitt 7.4.3 für diesen Lastfall bestimmten mittleren Relaxationswerte angegeben. Die Berechnung der Änderung der Längskraft im Steg im Zeitraum zwischen t_0 und t_n kann in Anlehnung an Gl. (7.42) mit der folgenden Gleichung erfolgen.

$$\Delta N_{\text{t,csh}}(\xi, t_n) = -\Delta N_{\text{c,csh}}(\xi, t_n) = \frac{k \cdot l_{\text{eff}}^2}{1 + \varphi_v(t_n)} \cdot \varepsilon_{\text{csh}}(t_n) \cdot \omega_3(\xi) \quad (7.55)$$

Der Beiwert $\omega_3(\xi)$ kann unter Verwendung des Steifigkeitsbeiwertes α_n mit Hilfe von Gl. (7.43) berechnet oder für die Feldmitte mit Hilfe von Abb. 7-2 graphisch bestimmt werden. Für die Berechnung des Steifigkeitsbeiwertes ist die nachstehende Gleichung zu verwenden.

$$\alpha_n = \sqrt{\frac{k \cdot l_{\text{eff}}^2}{1 + \varphi_v(t_n)} \cdot \left[\frac{1 + 0,6 \cdot \varphi_c(t_n)}{EA_c} + \frac{1 + \varphi_t(t_n)}{EA_t} + \frac{z_s^2}{\frac{EI_c}{1 + 0,6 \cdot \varphi_c(t_n)} + \frac{EI_t}{1 + \varphi_t(t_n)}} \right]} \quad (7.56)$$

Mit Kenntnis von $\Delta N_{\text{t,csh}}(\xi, t_n)$ kann die Änderung der Momentenbeanspruchung in Gurt und Steg mit den folgenden Gleichungen, die aus den Gln. (7.44) bzw. (7.45) abgeleitet wurden, berechnet werden.

$$\Delta M_{\text{c,csh}}(\xi, t_n) = -\Delta N_{\text{t,csh}}(\xi, t_n) \cdot z_s \cdot \frac{\omega_4}{1 + \omega_4} \quad (7.57)$$

$$\Delta M_{\text{t,csh}}(\xi, t_n) = -\Delta N_{\text{t,csh}}(\xi, t_n) \cdot z_s \cdot \frac{1}{1 + \omega_4} \quad (7.58)$$

mit:

$$\omega_4 = \frac{EI_c \cdot [1 + \varphi_t(t_n)]}{EI_t \cdot [1 + 0,6 \cdot \varphi_c(t_n)]} \quad (7.59)$$

Sind die Umlagerungsschnittgrößen bekannt, ist es möglich, die Randspannungen in den Teilquerschnitten aus Holz und Beton unter Verwendung von Gl. (2.51) zu bestimmen.

In der Feldmitte lassen sich die Durchbiegungen infolge des Betonschwindens näherungsweise mit der folgenden Gleichung, die auf der Grundlage von Gl. (7.46) abgeleitet wurde, bestimmen.

$$\Delta w_{\text{csh}}(\xi, t_n) = \left\{ \frac{\Delta M_{t, \text{csh}}(\xi, t_n)}{EI_t} \cdot [1 + \varphi_t(t_n)] \right\} \cdot \frac{l_{\text{eff}}^2}{\pi^2} \quad (7.60)$$

Die Berechnung der Durchbiegung kann ebenfalls mit Gl. (7.61) erfolgen. Diese Gleichung wurde durch das zweimalige Integrieren der Differentialgleichung der Biegelinie des Teilquerschnitts aus Holz abgeleitet. Für den Momentenverlauf wurde in Gl. (2.2) die Gl. (7.58) unter Verwendung von Gl. (7.55) für $\Delta N_{t, \text{csh}}(\xi, t_n)$ bzw. Gl. (7.43) für $\omega_3(\xi)$ eingesetzt.

$$\Delta w_{\text{csh}}(\xi, t_n) = \frac{k \cdot l_{\text{eff}}^4}{1 + \varphi_v(t_n)} \cdot \frac{\varepsilon_{\text{csh}}(t_n)}{\alpha_n^2} \cdot \frac{1 + \varphi_t(t_n)}{EI_t} \cdot \frac{z_s}{1 + \omega_4} \cdot [\omega_3(\xi) - 0,125] \quad (7.61)$$

Wie Abb. D-3 verdeutlicht, weichen die mit Gl. (7.61) berechneten Verformungen nur unwesentlich von den Ergebnissen des „exakten“ Verfahrens ab.

8 Zusammenfassung und Ausblick

Um die Holz-Beton-Verbundbauweise erfolgreich bei Rad- und Fußwegbrücken einsetzen zu können, sind Schubverbindungsmittel mit großer Tragfähigkeit erforderlich. In dieser Arbeit wurde gezeigt, dass die meisten gebräuchlichen Verbindungsmittel des Holz-Beton-Verbundbaus bei derartigen Konstruktionen nicht eingesetzt werden können. Eine Verwendung der wenigen geeigneten Verbundsysteme wäre mit großen Unsicherheiten verbunden, da deren Trag- und Verformungsverhalten bisher nur unzureichend experimentell untersucht wurde und somit keine statistisch abgesicherten Bemessungsmodelle zur Verfügung stehen. Darüber hinaus gibt es keine Informationen bezüglich des Langzeitverhaltens dieser Schubverbindungsmittel.

In dieser Arbeit wurden auf der Grundlage theoretischer Überlegungen und der Analyse gebräuchlicher Verbundsysteme die bereits aus [Avak/Glaser-02] bekannte Konsol-Nocke modifiziert und die Polymerbetonnocke entwickelt, mit der ein nahezu starrer Verbund zwischen den Teilquerschnitten aus Holz und Beton realisiert werden kann. Das Trag- und Verformungsverhalten dieser Schubverbindungsmittel wurde in Kurz- und Langzeitversuchen umfangreich experimentell untersucht. Da die bisher bei Scherversuchen verwendeten Versuchsanordnungen den Kraftfluss im Verbundträger nicht der Wirklichkeit entsprechend abbilden, kam bei den Druckscherversuchen ein neu konzipierter Versuchsaufbau zum Einsatz.

Bezüglich der maximalen Tragfähigkeit unterscheiden sich die Polymerbeton- und Konsol-Nocken kaum. Sie erfüllen beide die im Rahmen einer Parameterstudie für Rad- und Fußwegbrücken ermittelten Leistungsanforderungen. Mit Hilfe statistischer Verfahren wurden Bemessungsmodelle entwickelt, mit denen die Tragfähigkeitsnachweise dieser Schubverbindungsmittel geführt werden können. Die Nachweisführung orientiert sich an den aktuellen auf dem Prinzip der Teilsicherheitsbeiwerte basierenden nationalen Holz- und Betonbauvorschriften. Die im Rahmen von Kurzzeit-Scherversuchen bestimmten Verbindungsmittelsteifigkeiten der Polymerbetonnocken lagen deutlich über den Werten anderer für Rad- und Fußwegbrücken geeigneter Schubverbindungsmittel. Es musste jedoch festgestellt werden, dass das Trag- und Verformungsverhalten dieses Verbindungsmittels erheblich durch den Herstellungsprozess beeinflusst wird. Bereits geringe Qualitätsunterschiede in der Struktur der aufgerauten Nockenoberfläche hatten deutlich reduzierte Tragfähigkeiten zur Folge.

Aufgrund stark variierender Holzeigenschaften konnte bezüglich der Verbindungsmittelsteifigkeit von Polymerbeton- und Konsol-Nocken nur Trends aufgezeigt werden. In weiteren experimentellen Untersuchungen ist zu überprüfen, inwieweit die Abmessungen der Nocken sowie die Materialfestigkeiten von Holz und Beton den Verschiebungsmodul dieser Schubverbindungsmittel beeinflussen.

Das Langzeitverhalten der Schubverbindungsmittel kann das Trag- und Verformungsverhalten von nachgiebig verbundenen zusammengesetzten Biegeträgern erheblich beeinflussen. Die Ergebnisse der wenigen bisher an Verbundsystemen durchgeführten Dauerstandsversuche sind grundsätzlich kritisch zu beurteilen, da die experimentell bestimmten Kriechzahlen durch die Verwendung ungeeigneter Versuchsanordnungen beeinflusst werden. Bei allen bisher verwendeten Versuchsaufbauten wurden eine Verdrehung der Teilquerschnitte aus Holz und Beton und somit Reibungskräfte in der Kontaktfuge Holz-Beton nicht wirksam verhindert. Da eine Unterschätzung bzw. Vernachlässigung der Kriechverformungen des Schubverbindungsmittels die Gebrauchstauglichkeit aber auch die Sicherheit der Verbundkonstruktionen gefährdet, sollten umgehend Dauerstandsversuche an gebräuchlichen im Hochbau zur Anwendung kommenden Verbindungsmitteln mit bauaufsichtlicher Zulassung durchgeführt werden.

Die eigenen Langzeitversuche haben verdeutlicht, dass die Polymerbetonnocken trotz der in den Kurzzeitscherversuchen bestimmten hohen Verbindungsmittelsteifigkeiten für eine baupraktische Anwendung nur bedingt geeignet ist. Bei diesem Schubverbindungsmittel verzehnfachten sich die elastischen Anfangsverformungen binnen eines Jahres. Ursache für die hohen Kriechzahlen ist die mangelnde Temperaturbeständigkeit des Kunstharzbetons. Die experimentell bestimmten Kriechzahlen der Konsol-Nocken waren deutlich kleiner. Es wurde gezeigt, dass das zeitabhängige Verhalten dieses Schubverbindungsmittels aufgrund der Größe der Spannungen im Bereich der Kräfteinleitungsfläche näherungsweise mit den Kriechzahlen von Holz und Beton vorherbestimmt werden kann. Aufgrund der Versuchsergebnisse wird der Einsatz von Konsol-Nocken bei Rad- und Fußwegbrücken in Holz-Beton-Verbundbauweise befürwortet.

Vergleichsrechnungen haben verdeutlicht, dass das zeitabhängige Verhalten von Verbundkonstruktionen aus Holz und Beton mit Hilfe einfacher numerischer Simulationen auf der Basis von gesicherten Kriechfunktionen der Materialien und Schubverbindungsmittel hinreichend genau beschrieben werden kann. Da derartige numerische Verfahren für eine praktische Anwendung zu aufwendig sind, wurde ein Näherungsverfahren entwickelt. Mit dem auf der algebraischen Kriechgleichung von TROST, CORDES und ABELE [DAfStb 295] basierenden vereinfachten Nachweisverfahren ist es möglich, neben dem Kriechverhalten der Materialien Holz und Beton sowie dem der Schubverbindungsmittel auch das Quellen bzw. Schwinden der Baustoffe zu berücksichtigen. Da derzeit für Holz keine gesicherten allgemein anerkannten Ansätze zur zeitlichen Beschreibung des Kriechens existieren, wurde die Ermittlung der für das Näherungsverfahren erforderlichen Relaxationswerte am Beispiel eines Innenbauteils erläutert. Wenn es gelingt, das Kriechverhalten von im Freien gelagertem, vor direkter Befeuchtung geschütztem Holz mathematisch zu beschreiben, lässt sich dieses Verfahren auch auf Außenbauteile erweitern.

Literaturverzeichnis

Normen und Richtlinien

- [DAfStb 295] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 295. Trost, H., Cordes, H., Abele, G.: Kriech- und Relaxationsversuche an sehr altem Beton. Berlin, Ernst & Sohn 1978.
- [DAfStb 309] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 309. Rehm, G., Franke, L., Zeus, K.: Kunstharzmörtel und Kunstharzbetone unter Kurzzeit- und Dauerstandbelastung. Berlin, Ernst & Sohn 1980.
- [DAfStb 372] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 372. Daschner, F.: Versuche zur notwendigen Schubbewehrung zwischen Betonfertigteilen und Ortbeton. Berlin, Ernst & Sohn 1986.
- [DAfStb 525] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 525: Erläuterungen zu DIN 1045-1. Beuth Verlag, 2003.
- [DIBt-86] Institut für Bautechnik: Grundlagen zur Beurteilung von Baustoffen, Bauteilen und Bauarten im Prüfzeichen- und Zulassungsverfahren. Mai 1986.
- [DIN 1045-88] DIN 1045: Beton und Stahlbeton, Bemessung und Ausführung. Juli 1988.
- [DIN 1045-01] DIN 1045-1: Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton. Teil 1: Bemessung und Konstruktion. Juli 2001.
- [E DIN 1052] E DIN 1052: Entwurf, Berechnung und Bemessung von Holzbauwerken - Allgemeine Bemessungsregeln für den Hochbau. 2002.
- [DIN 1074] DIN 1074: Holzbrücken, Ausgabe Mai 1991.
- [DIN FB 101] DIN Fachbericht 101: Einwirkungen auf Brücken. Beuth Verlag, Berlin, 2003.
- [DIN 26891] DIN EN 26891: Holzbauwerke - Verbindungen mit mechanischen Verbindungsmitteln. Juli 1991.
- [DIN 52186] DIN 52186: Prüfung von Holz - Biegeversuch. Juni 1978.
- [EC 1] DIN V ENV 1991-1-1. Eurocode 1 - Teil 1-1: Grundlagen für Entwurf, Berechnung und Bemessung von Tragwerken. Dezember 1995.

- [EC 2-1-1] DIN V ENV 1992-1-1. Eurocode 2 - Teil 1-1: Planung von Stahl-beton- und Spannbetontragwerken. Juni 1992.
- [EC 2-1-3] DIN V ENV 1992-1-3. Eurocode 2 - Teil 1-3: Bauteile und Tragwerke aus Betonfertigteilen. Dezember 1994.
- [EC 3] DIN V ENV 1993-1-1. Eurocode 3 - Teil 1-1: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten. 1992.
- [EC 4] DIN V ENV 1994-1-1. Eurocode 4 - Teil 1-1: Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton. 1992.
- [EC 5-1-1] DIN V ENV 1995-1-1. Eurocode 5 - Teil 1-1: Entwurf, Berechnung und Bemessung von Holzbauwerken - Allgemeine Bemessungsregeln, Bemessungsregeln für den Hochbau. 1993.
- [EC 5-2] DIN V ENV 1995-2: Eurocode 5 - Teil 2: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten - Brücken. 1997.
- [SIA 265] SIA (Schweizer Ingenieur- und Architekten-Verein), SIA 265, Holzbau, Zürich, 2003.
- [ZTV-ING-1-3] Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für Ingenieurbauten, Teil 1: Allgemeines, Abschnitt 3: Prüfungen während der Ausführung. Verkehrsblatt - Verlag, 2003.
- [ZTV-ING-3-2] Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für Ingenieurbauten, Teil 3: Massivbau, Abschnitt 2: Bauausführung. Verkehrsblatt - Verlag, 2003.
- [ZTV-ING-7-1] Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für Ingenieurbauten, Teil 7: Brückenbeläge, Abschnitt 1: Brückenbeläge auf Beton mit einer Dichtungsschicht aus einer Bitumen- Schweißbahn. Verkehrsblatt - Verlag, 2003.

Veröffentlichungen

- [Aasheim-00] Aasheim, E.: Development of timber bridges in the Nordic countries. Proceedings World Conference on Timber Engineering 2000, British Columbia, Canada. paper 9.3.2, 7 pp.
- [Ackermann/Burkhardt-92] Ackermann, G., Burkhardt, M.: Tragverhalten von bewehrten Verbundfugen bei Fertigteilen und Ort-beton in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit. Beton- und Stahlbetonbau 87 (1992), H. 7, S. 165 - 170, H. 8, S. 197 - 200.
- [Aicher/von Roth-87] Aicher, S., von Roth, W.: Ein modifiziertes Gamma-Verfahren für das mechanische Analogon: dreischichtiger Sandwichverbund - zweiteiliger verschieblicher Verbund. Bautechnik 64 (1987), H.1, S. 21 - 29.
- [Aicher-87] Aicher, S.: Bemessung biegebeanspruchter Sandwichbalken mit dem modifizierten Gamma - Verfahren. Bautechnik 64 (1987), H. 3, S. 79 - 86.
- [Amadio et al.-00] Amadio, C., Ceccotti, A., Di Marco, R., Fragiacom, M.: Numerical evaluation of long-term behaviour of timber-concrete composite beams. Proceedings World Conference on Timber Engineering 2000, British Columbia, Canada. paper 8.2.4, 9 pp.
- [Amadio et al.-01] Amadio, Cl., Ceccotti, A., Di Marco, R., Fragiacom, M.: Long-term behaviour of a timber-concrete connection system. Proceedings PRO 22 of the RILEM-Symposium 2001 on "Joints in Timber Structures", University of Stuttgart, Otto-Graf-Institut, S. 263 - 272.
- [Avak/Glaser-02] Avak, R., Glaser, R.: Konsol-Nocken als Schubverbindungs-mittel in weitgespannten Holz-Beton-Verbundkonstruktionen. Bauingenieur 77 (2002), H. 5, S. 216 - 221.
- [Avak/Werkle-03] Avak, R., Werkle, H. (Hrsg.): Mathcad in der Tragwerksplanung. Vieweg Verlag, Braunschweig/Wiesbaden, 2003.

- [Beck-02] Beck, S.: Vergleich verschiedener Schubverbindungs-
mittel und Bemessungsverfahren im Holz-
Beton-Verbundbau. Diplomarbeit. Lehrstuhl Mas-
sivbau, Brandenburgische Technische Universität
Cottbus, 2002.
- [Benitez-00] Benitez, M.F.: Development and testing of tim-
ber/concrete shear connectors. Proceedings World
Conference on Timber Engineering 2000, British
Columbia, Canada. paper 8.3.2, 8 pp.
- [Bergfelder-74] Bergfelder, J.: Näherungsverfahren zur Berech-
nung allgemeiner zusammengesetzter hölzerner
Biegeträger mit elastischem Verbund. Bauin-
genieur 49 (1974), H. 9, S. 350 - 357.
- [Birkeland/Birkeland-66] Birkeland, Ph. W., Birkeland, H. W.: Connections
in precast concrete constructions. Journal of the
American Concrete Institute, ACI, Proceedings
Vol. 63, No. 3, 1966, S. 345 - 368.
- [Blaß et al.-95] Blaß, H.J., Ehlbeck, J., Linden, M.L.R. van der,
Schlager, M.: Trag- und Verformungsverhalten
von Holz-Beton-Verbundkonstruktionen. For-
schungsbericht T 2710. IRB Verlag 1995.
- [Blaß/Romani-02] Blaß, H.J., Romani, M.: Langzeitverhalten von
Holz-Beton-Konstruktionen. Forschungsbericht
T 2982. IRB Verlag 2002.
- [Blaß et al.-02] Blaß, H.J., Krams, J., Romani, M.: Verstärkung
von BS-Holz-Trägern mit horizontal und vertikal
angeordneten CFK-Lamellen. Bautechnik 79
(2002), H. 10, S. 684 - 690.
- [Bölcskey-88] Bölcskey, E.: Verbundverstärkung mit Stahlfaser-
betongurt - ein Vorschlag zur umweltfreundlichen
Rettung der alten Wiener Dippelbaumdecken. Er-
haltung - Erneuerung 1988, Nr. 5 - 6, S. 26 - 32.
- [Brunner/Gerber-99] Brunner, M., Gerber, C.: Holz/Beton-Verbund-
decken mit Klebeverbindung. Tagungsband,
31. SAH-Fortbildungskurs, Weinfelden 1999,
S. 183 - 195.
- [Capretti/Ceccotti-96] Capretti, S., Ceccotti, A.: Service Behaviour of
Timber-Concrete Composite Beams: a 5-Year
Monitoring and Testing Experience. International

- Wood-Engineering Conference, New Orleans, USA, 1996, pp. 443 - 449.
- [Dischinger-37] Dischinger, F.: Untersuchungen über die Knick-sicherheit, die elastische Verformung und das Kriechen des Betons bei Bogenbrücken. Der Bauingenieur Nr. 18 (1927), S. 487 - 520, 539 - 552, 595 - 621.
- [Eligehausen/Mallée-00] Eligehausen, R, Mallée, R.: Befestigungstechnik im Beton- und Mauerwerksbau. Ernst & Sohn, Berlin, 2000.
- [Engesser-22] Engesser, F.: Über verdübelte Balken. Der Bauingenieur (1922), H. 8, S. 226 - 229.
- [Erler-92] Erler, K.: Verbundträger aus Holz und Polymerbeton. Forschungsbericht T 2533, IRB Verlag Stuttgart, 1992.
- [Faust/Selle-99] Faust, T., Selle, R.: Properties of composite joints of timber-LWAC composite structures. Universität Leipzig, LACER, Nr. 4, 1999.
- [Faust/Selle-02] Faust, T., Selle, R.: Der Einfluß verschiedener Verbindungsmittel auf das Tragverhalten der Verbundfuge in Holz-Leichtbeton-Verbunddecken. Bautechnik 79 (2002), H. 1, S. 33 - 41.
- [Fischer-95] Fischer, L. : Bestimmung des 5 % - Quantils im Zuge der Bauwerksprüfung - Bezugnahme auf DIN-Normen und Eurocodes. Bautechnik 72 (1995), H. 11, S. 712 - 722.
- [Gerber et al.-93] Gerber, C., Quast, U., Steffens, R.: Balkenschuhe als Verbundmittel für Holzbalkendecken mit mittragender Stahlbetondecke. Beton- und Stahlbetonbau 88 (1993), H. 9, S. 237 - 240.
- [Gerold-92] Gerold, M.: Verbund von Holz und Gewindestangen aus Stahl. Bautechnik 69 (1992), H. 4, S. 167 - 178.
- [Giesen-67] Giesen, K. (Hrsg.): Kunstharzbeton. Haus der Technik - Vortragsveröffentlichungen Heft 126. Vulkan-Verlag Dr. W. Classen, Essen, 1967.

- [Girhammar-84] Girhammar, U. A.: Nail plates as shear connectors in composite timber and concrete structures. IAB-SE 12th Congress. Vancouver 1984.
- [Glaser-01] Glaser, R.: Konsol-Nocken als Schubverbindungsmittel für weitgespannte Holz-Beton-Verbundkonstruktionen - Tastversuche an Schubkörpern und Biegeträgern. unveröffentlichter Prüfbericht Nr. 470001-1 des LS Massivbau der BTU Cottbus, 2001.
- [Godycki et al.-84] Godycki, T., Pawlica, J., Kleszczewski, J.: Verbunddecke aus Holzrippen und Betonplatte. Bauingenieur 59 (1984), S. 477 - 483.
- [Gressel-83] Gressel, P.: Erfassung, systematische Auswertung und Ergänzung bisheriger Untersuchungen über das rheologische Verhalten von Holz und Holzwerkstoffen - Ein Beitrag zur Verbesserung des Formänderungsnachweises nach DIN 1052 „Holzbauwerke“. Versuchsanstalt für Stahl, Holz und Steine, Universität Fridericiana Karlsruhe, 1983.
- [Grosse et al.-03/1] Grosse M., Hartnack R., Lehmann S., Rautenstrauch K.: Modellierung von diskontinuierlich verbundenen Holz-Beton-Verbundkonstruktionen - Teil 1: Kurzzeittragverhalten. Bautechnik 80 (2003), H. 8, S. 534 - 541.
- [Grosse et al.-03/2] Grosse M., Hartnack R., Rautenstrauch K.: Modellierung von diskontinuierlich verbundenen Holz-Beton-Verbundkonstruktionen - Teil 2: Langzeitverhalten. Bautechnik 80 (2003), H. 10, S. 693 - 701.
- [Grübl et al.-01] Grübl, P., Weigler, H., Sieghart, K.: Beton - Arten, Herstellung und Eigenschaften. 2. Auflage. Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 2001.
- [Heimeshoff-91/1] Heimeshoff, B.: Nachweis der Tragsicherheit und Gebrauchstauglichkeit von Einfeldträgern, die aus nachgiebig miteinander verbundenen Querschnittsteilen bestehen, im Ingenieurholzbau. Holz als Roh- und Werkstoff 49 (1991), S. 243 - 249.
- [Heimeshoff-91/2] Heimeshoff, B.: Näherungsverfahren zur Berechnung von Einfeldträgern mit Kragarm und von

- Zweifeldträgern, die aus nachgiebig miteinander verbundenen Querschnittsteilen bestehen, im Ingenieurholzbau. Holz als Roh- und Werkstoff 49 (1991), S. 277 - 285.
- [Hemmy/Droese-00] Hemmy, O., Droese, S.: Verbunddecke aus Holzbalken und Elementdecken mit Stahlfaseraufbeton - Versuche mit Verbundmitteln. Bautechnik 77 (2000), H. 4, S. 221 - 228.
- [Hermann-96] Hermann, K.: Holz-Beton-Verbundsysteme. Cementbulletin 1996, S. 3 - 7.
- [Hoischen-52] Hoischen, A.: Beitrag zur Berechnung zusammengesetzter Vollwandträger mit elastischen Verbindungsmitteln. Dissertation, Technische Hochschule Karlsruhe, 1952.
- [Höhmann/Siemers-98] Höhmann, R., Siemers, M.: Untersuchungen zum Trag- und Verformungsverhalten von Holz-Beton-Verbundträgern. Bautechnik 75 (1998), H. 11, S. 922 - 929.
- [Jung-02] Jung, M.: Schubübertragung in Arbeitsfugen von Stahlbetonbauteilen. Diplomarbeit. Lehrstuhl Massivbau, Brandenburgische Technische Universität Cottbus, 2002.
- [Kenel/Meierhofer-98] Kenel, A., Meierhofer, U.A.: Holz/Beton-Verbund unter langfristiger Beanspruchung. Forschungs- und Arbeitsbericht 115/39, 1998.
- [Kenel-00] Kenel, A.: Zur Berechnung von Holz/Beton-Verbundkonstruktionen - Entwicklung und Vergleich verschiedener Berechnungsmethoden. Forschungs- und Arbeitsbericht 115/42, 2000.
- [Kneidl/Hartmann-95] Kneidl, R., Hartmann, H.: Träger mit nachgiebigem Verbund. Bauen mit Holz 1995, H.4, S. 285 - 290.
- [König et al.-04] König, G., Holschemacher, K., Dehn, F. (Hrsg.): Holz-Beton-Verbund. Bauwerk Verlag, Berlin, 2004.
- [Küng-87] Küng, R.: Verbunddecken Holz-Leichtbeton - Theoretische und experimentelle Untersuchung der Verbundkonstruktion aus Holz und Leichtbeton

- mit Holzschrauben als Verbindungsmittel. Forschungsbericht F 1108, Graz 1987.
- [Kuhlmann et al.-00] Kuhlmann, U., Gerold, M., Schänzlin, J.: Brettstapel-Beton-Verbund - Berücksichtigung von Kriechen und Schwinden. Bauingenieur 2000, S. 281 - 288.
- [Kuhlmann et al.-02] Kuhlmann, U., Gerold, M., Schänzlin, J.: Trag- und Verformungsverhalten von Brettstapel-Beton-Verbunddecken. Bauingenieur 2002, Band 77, S. 22 - 34.
- [Kupfer/Kirmair-87] Kupfer, H., Kirmair, H.: Verformungsmoduln zur Berechnung statisch unbestimmter Systeme aus zwei Komponenten mit unterschiedlichen Kriechzahlen. Bauingenieur 1987, Band 62, S. 371 - 377.
- [Lehmann et al.-01] Lehmann, S., Grosse, M., Rautenstrauch, K.: New connector types of laminated timber-concrete composite element joints. International RILEM Symposium on Joints in Timber Structures 2001, S. 301 - 310.
- [Lehrbrief-F91/2] Statistische Auswertungsmethoden für das Bergbauingenieurwesen. 2. Lehrbrief, Bergakademie Freiberg, 1974.
- [Liebl/Steuerwald-00] Liebl, M., Steuerwald, T.: Die Verbunddecke mit zwischenliegender Dämmung. Bauen mit Holz 2000, H. 4, S. 46 - 49.
- [Litzner-94] Litzner, H.-U.: Grundlagen der Bemessung nach EC 2. Betonkalender 1994, Teil 1, Ernst & Sohn, Berlin, 1994.
- [Ljungberg- 16] Ljungberg, K.: Beitrag zur Berechnung von Rahmenbalken. Der Eisenbau (1916), H. 4, S. 77 - 83.
- [Mast-68] Mast, R.F.: Auxiliary reinforcement in concrete connections. Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 94, ST 6, 1968, S. 1485 - 1504.
- [Mayr/Busler-97] Mayr, G., Busler, H.: Holz-Beton-Verbunddecken eines Schulgebäudes in Lemgo. Bauingenieur 72 (1997), S. 199 - 205.

- [Moers/Vickus-96] Moers, F., Vickus, Ch.: Reaktionsharzdübel für Anschlüsse im Holzbau. Bauingenieur 71 (1996), S. 219 - 222.
- [Möhler-56] Möhler, K.: Über das Tragverhalten von Biegeträgern und Druckstäben mit zusammengesetzten Querschnitten und nachgiebigen Verbindungsmitteln. Habilitation, Technische Hochschule Karlsruhe, 1956.
- [Müller/Kvitsel-02] Müller, H. S., Kvitsel V.: Kriechen und Schwinden von Beton - Grundlagen der neuen DIN 1045 und Ansätze für die Praxis, Beton- und Stahlbetonbau 97 (2002), H. 1, S. 8 - 19.
- [Mungwa/Kenmou-93/1] Mungwa, M.S., Kenmou, D.A.: Instantaneous and time-dependent analysis of composite wood-concrete cross-sections using Dischinger's equations of state: Part I - Instantaneous analysis. Materials and Structures (1993), No. 26, pp. 98 - 102.
- [Mungwa/Kenmou-93/2] Mungwa, M.S., Kenmou, D.A.: Instantaneous and time-dependent analysis of composite wood-concrete cross-sections using Dischinger's equations of state: Part II - Time-dependent analysis. Materials and Structures (1993), No. 26, pp. 176 - 180.
- [N. N.-76] Straßenbrücke in Neuseeland. Bauen mit Holz 1976, H. 7, S. 330 - 333.
- [N. N.-00] Skiläuferbrücke Klingenthal - Eine Querung fürs Loipennetz. Bauen mit Holz 2000, H. 11, S. 16 - 19.
- [Natterer/Hoeft-87] Natterer, J., Hoeft, M.: Zum Tragverhalten von Holz-Beton-Verbundkonstruktionen. EPF Lausanne, IBOIS Forschungsbericht CERS Nr. 1345, 1987.
- [Natterer/Hoeft-92] Natterer, J., Hoeft, M.: Holz-Beton-Verbundkonstruktionen - Entwicklung eines neuen Verbindungssystems. EPF Lausanne, IBOIS Forschungsbericht CERS Nr. 1638, 1992.
- [Natterer/Pflug-97] Natterer, J., Pflug, D.: Holzbrücken - einfach aber nicht primitiv. Schweizer Ingenieur und Architekt 1997, H. 26, S. 541 - 543.

- [Oswald-95] Oswald, P.: Fachwerksanierung in Thüringen-Einsatzmöglichkeiten des Beta-Verfahrens. Bau-substanz 1995, H. 9, S. 37.
- [Pincus-69] Pincus, G.: Bonded wood-concrete t-beams. Jour-nal of the Structural Division, No. ST 10, October, 1969, pp. 2265 - 2279.
- [Pincus-70] Pincus, G.: Behaviour of wood-concrete composite beams. Journal of the Structural Division, Vol. 96, No. ST 10, October, 1970, pp. 2009 - 2019.
- [Pischl-68] Pischl, R.: Ein Beitrag zur Berechnung zusammen-gesetzter hölzerner Biegeträger. Bauingenieur 43 (1968), H. 12, S. 448 - 452.
- [Pischl-69/1] Pischl, R.: Die praktische Berechnung zusammen-gesetzter hölzerner Biegeträger mit Hilfstafeln zur Berechnung der Abminderungsfaktoren. Bauinge-nieur 44 (1969), H. 5, S. 181 - 185.
- [Pischl-69/2] Pischl, R.: Die Auslegung der Verbindungsmittel bei zusammengesetzten hölzernen Biegeträgern. Bauingenieur 44(1969), H. 11, S. 419 - 423.
- [Pitzner et al.-01] Pitzner, B., Bernasconi, A., Frühwald A.: Verkle-bung einheimischer dauerhafter Holzarten zur Si-cherung von Marktbereichen im Außenbereich. Bundesforschungsanstalt für Forst- und Holzwirt-schaft, Arbeitsbericht Nr. 2001/5, 2001.
- [Postulka-97] Postulka, J.: Holz-Beton-Verbunddecken - 36 Jahre Erfahrung. Bautechnik 74 (1997), H. 7, S. 478 - 480.
- [Randl-97] Randl, N.: Untersuchungen zur Kraftübertragung zwischen Alt- und Neubeton bei unterschiedlichen Fugenrauigkeiten. Dissertation, Universität Inns-bruck, 1997.
- [Rautenstrauch-89] Rautenstrauch, K.: Untersuchungen zur Beurtei-lung des Kriechverhaltens von Biegeträgern. Dis-sertation, Universität Hannover, 1989.
- [Rehm/Franke-78] Rehm, G., Franke, L.: Verankerung von Betonrip-penstählen in Kunstharzmörtel und Kunstharzbe-ton. Bauingenieur 53 (1978), H. 1, S. 1 - 7.

- [Schänzlin-03] Schänzlin, J.: Zum Langzeitverhalten von Brettstapel-Beton-Verbunddecken. Dissertation Universität Stuttgart, 2003.
- [Schelling-62] Schelling, W.: Die Berechnung nachgiebig verbundener, zusammengesetzter Biegeträger im Ingenieurholzbau. Dissertation, Technische Hochschule Karlsruhe, 1962.
- [Schmidt-03] Schmidt, J.: Holz/ Calciumsulfatfließestrich-Verbunddecken. Shaker-Verlag, Dissertation Universität Leipzig, 2003.
- [Schmidt et al.-03/1] Schmidt, J., Schneider, W., Thiele, R.: Zur Bemessung von Holz/ Beton-Verbundbalken. Bautechnik 80 (2003), H. 5, S. 302 - 309.
- [Schmidt et al.-03/2] Schmidt, J., Schneider, W., Thiele, R.: Zum Kriechen von Holz/ Beton-Verbundkonstruktionen. Beton- und Stahlbetonbau 98 (2003), H. 7, S. 399 - 407.
- [Schulz-02] Schulz, U.: Experimentelle Ermittlung des Adhäsionsanteils am Schubwiderstand bei beginnender Gleitung. Diplomarbeit. Lehrstuhl Massivbau, Brandenburgische Technische Universität Cottbus, 2002.
- [Schweisheimer-80] Schweisheimer, W.: Große Holzkonstruktion für Straßenbrücke in South Dakota. Bauingenieur 55 (1980), H. 12, S. 426.
- [Sperle-43] Sperle, E.: Holzbewehrter Beton. Beton- und Stahlbetonbau 42 (1943), H. 5/ 6, S. 45 - 48.
- [Stadelmann-92] Stadelmann, W.: Erste Holz-Beton-Verbundbrücke in Graubünden. Schweizer Holzzeitung 1992, Nr. 47, S. 19 - 20.
- [Steurer-96] Steurer, A.: Holz und Beton - Crestawald-Brücke. Kompetenz-Zentrum Holz 1996, H. 2, S. 8 - 10.
- [Steurer-99] Steurer, A.: Holz/Beton-Verbund im Brückenbau - Die Crestawald-Brücke bei Sufers. Tagungsband, 31. SAH-Fortbildungskurs, Weinfelden 1999, S. 245 - 258.
- [Stüssi-43] Stüssi, F.: Über den verdübelten Balken . Schweizer Bauzeitung (1943), Nr. 21, S. 271 - 274.

- [Timmermann/Meierhofer-93] Timmermann, K., Meierhofer, U.A.: Holz/Beton-Verbundkonstruktionen, Untersuchungen und Entwicklungen zum mechanischen Verbund von Holz und Beton. Forschungs- und Arbeitsbericht 115/30, 1993.
- [Unnikrishna et al.-77] Unnikrishna Pillai, S., Ramakrishnan, P.: Nail Shear Connectors in Timber-Concrete Composites. IE(I) Journal-CI, Vol. 58, July 1977, pp. 34 - 39.
- [Werner-92] Werner, H.: Holz-Beton-Verbunddecke mit einer neuartigen Fugenausbildung. Bauen mit Holz 1992, H. 4, S. 312 - 324.
- [Zajicek/Bölskey-89] Zajicek, P., Bölskey E.: Verdübelung der Verbundquerschnitte aus Holz und Beton. Forschungsbericht F 1130. Bundesministerium für Wirtschaftliche Angelegenheiten, Sektion IX Wohnbauforschung, Wien, 1989.

A Anlagen zu den Kurzzeit-Scherversuchen

A.1 Versuchsaufbau

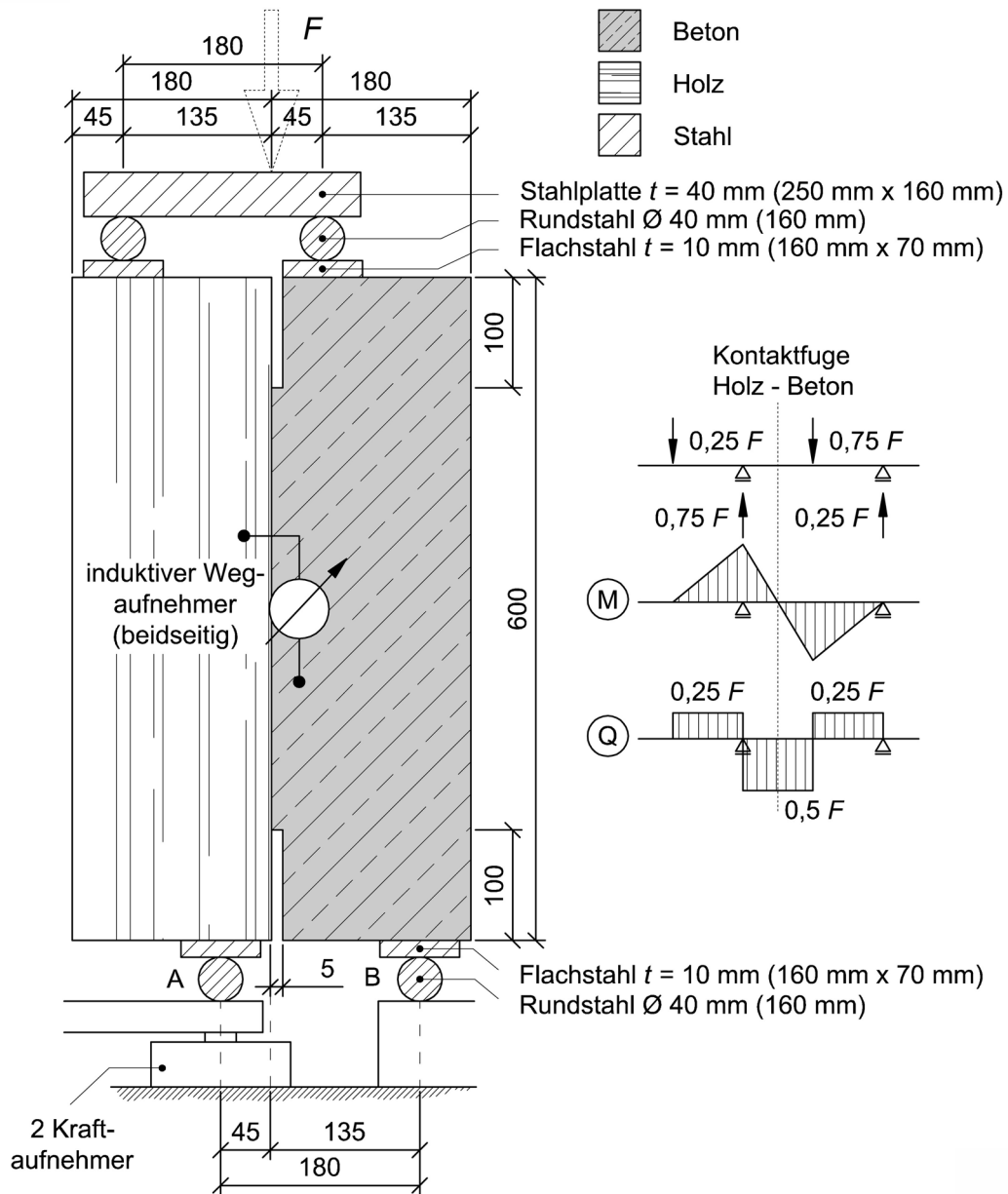


Abb. A-1: Verwendeter Versuchsaufbau

A.2 Beschreibung der einzelnen Versuchsreihen

A.2.1 Polymerbetonnocke

Die Bezeichnung der einzelnen Versuchsserien erfolgte nach dem folgenden Schema: Nockentyp(A, B, C) - Betonrezeptur (Rezeptur R1, Rezeptur R3) - Bewehrungsgrad der Nocke (Niedrig, Mittel, Hoch) - Oberfläche der Nocke (Fein, Grob) - laufende Nummer des Versuchskörpers in der Versuchsserie (01, 02, 03, 04)

Tabelle A-1: Übersicht über die verschiedenen Versuchsserien (Polymerbetonnocke)

| | Anzahl | Holzquerschnitt | Betonrezeptur | Länge und Breite der Nocke | Bewehrungsquerschnitt in der Fuge | Oberfläche der Nocke |
|----------|--------|-----------------|---------------|----------------------------|-----------------------------------|----------------------|
| A-R1-M-G | 4 | 120/180 | R1 | 100 x 90 mm | 4 Ø 6 mm | Splitt 4/8 |
| B-R1-N-G | 4 | 140/180 | R1 | 120 x 110 mm | 4 Ø 6 mm | Splitt 4/8 |
| B-R1-M-G | 4 | 140/180 | R1 | 120 x 110 mm | 6 Ø 6 mm | Splitt 4/8 |
| B-R1-H-G | 4 | 140/180 | R1 | 120 x 110 mm | 8 Ø 6 mm | Splitt 4/8 |
| B-R1-M-F | 4 | 140/180 | R1 | 120 x 110 mm | 6 Ø 6 mm | Splitt 2/5 |
| B-R3-M-G | 4 | 140/180 | R3 | 120 x 110 mm | 6 Ø 6 mm | Splitt 4/8 |
| C-R1-M-G | 4 | 160/180 | R1 | 140 x 130 mm | 8 Ø 6 mm | Splitt 4/8 |

A.2.2 Konsol-Nocke

Die Bezeichnung der einzelnen Versuchsserien erfolgte nach dem folgenden Schema: Nockentyp(D, E, F) - Betonrezeptur (Rezeptur R1, Rezeptur R2, Rezeptur R3) - Abdichtung der Nockenanten (MA ... mit, OA ... ohne) - laufende Nummer des Versuchskörpers in der Versuchsserie (01, 02, 03, 04)

Tabelle A-2: Übersicht über die verschiedenen Versuchsserien (Konsol-Nocke)

| | Anzahl | Holzquerschnitt | Betonrezeptur | Nockenabmessungen $b_n \times h_n \times l_n$ in mm | Abdichtung | Bewehrung |
|---------|--------|-----------------|---------------|---|------------|----------------------|
| D-R1-MA | 4 | 120/180 | R1 | 80 x 50 x 100 | ja | 3 Ø 6 mm |
| E-R1-MA | 4 | 140/180 | R1 | 100 x 60 x 120 | ja | 3 Ø 6 mm |
| E-R1-OA | 4 | 140/180 | R1 | 100 x 60 x 120 | nein | 3 Ø 6 mm |
| E-R2-MA | 4 | 140/180 | R2 | 100 x 60 x 120 | ja | 3 Ø 6 mm |
| E-R3-MA | 4 | 140/180 | R3 | 100 x 60 x 120 | ja | 1 Ø 6 mm 2 Ø 8 mm |
| F-R1-MA | 4 | 160/180 | R1 | 120 x 70 x 140 | ja | 1 Ø 6 mm 2 Ø 8 mm |

A.3 Materialkenngrößen Beton

Tabelle A-3: Mischrezeptur für 1 m³ Normalbeton

| | Rezeptur R1 | Rezeptur R2 | Rezeptur R3 |
|-----------------------------|----------------------------|----------------------------|----------------------------|
| | Menge in kg/m ³ | Menge in kg/m ³ | Menge in kg/m ³ |
| Zement CEM I 32,5 R | 340 | 271 | 391 |
| Sand 0/2 | 754 | 753 | 744 |
| Kies 2/8 | 445 | 471 | 484 |
| Splitt 8/16 | 623 | 658 | 651 |
| Wasser | 204 | 193 | 156 |
| Fließmittel Muraplast FK 61 | - | - | 3,9 |

Tabelle A-4: Betoneigenschaften am Tag der Bauteilprüfung

| | Prüfalter in Tagen | Rohdichte | | Druckfestigkeit | |
|-------------------|-----------------------|----------------------------------|-------------------------------------|--|---------------------------------------|
| | | ρ_R in kg/m ³ | ρ_{Rm} in kg/m ³ | $f_{c,dry,cube}$ in N/mm ² | $f_{cm,cube}$ in N/mm ² |
| B- <u>R1</u> -H-G | 14 | 2364 | | 50,8 | |
| | | 2370 | 2372 | 49,8 | 45,6 |
| | | 2382 | | 48,2 | |
| B- <u>R1</u> -N-G | | 2335 | | 44,6 | |
| B- <u>R1</u> -M-G | 35 | 2341 | 2335 | 39,2 | 39,8 |
| B- <u>R1</u> -M-F | | 2329 | | 45,8 | |
| D- <u>R1</u> -MA | | 2376 | | 43,2 | |
| E- <u>R1</u> -OA | 36 | 2370 | 2366 | 43,6 | 40,3 |
| F- <u>R1</u> -MA | | 2353 | | 44,5 | |
| A- <u>R1</u> -M-G | | 2364 | | 48,6 | |
| C- <u>R1</u> -M-G | 38 | 2347 | 2362 | 44,9 | 43,3 |
| E- <u>R1</u> -MA | | 2376 | | 47,6 | |
| | | 2293 | | 25,5 | |
| E- <u>R2</u> -MA | 38 | 2299 | 2313 | 24,8 | 23,4 |
| | | 2347 | | 26,1 | |

Tabelle A-4: Betoneigenschaften am Tag der Bauteilprüfung (Fortsetzung)

| | Prüfalter in Tagen | Rohdichte | | Druckfestigkeit | |
|-------------------|-----------------------|----------------------------------|-------------------------------------|--|---------------------------------------|
| | | ρ_R in kg/m ³ | ρ_{Rm} in kg/m ³ | $f_{c,dry,cube}$ in N/mm ² | $f_{cm,cube}$ in N/mm ² |
| B- R3 -M-G | 38 | 2441 | | 69,3 | |
| | | 2459 | 2457 | 71,1 | 64,7 |
| | | 2471 | | 70,7 | |
| E- R3 -MA | 30 | 2424 | | 66,5 | |
| | | 2430 | 2426 | 65,1 | 60,5 |
| | | 2424 | | 65,7 | |
| | | 2424 | | 65,7 | |

A.4 Materialkenngrößen Holz

Tabelle A-5: Holzeigenschaften

| | Holzfeuchte am Tag der Bauteilprüfung in % | Darr-Rohdichte in g/cm ³ |
|----------|--|-------------------------------------|
| A-R1-M-G | 10,0 bis 12,2 | 0,55 bis 0,56 |
| | Mittelwert: 11,1 | Mittelwert: 0,56 |
| B-R1-N-G | | |
| B-R1-M-G | 10,9 bis 11,8 | 0,55 bis 0,57 |
| B-R1-M-F | Mittelwert: 11,3 | Mittelwert: 0,56 |
| B-R3-M-G | | |
| B-R1-H-G | 9,7 bis 10,6 | 0,52 bis 0,54 |
| | Mittelwert: 10,1 | Mittelwert: 0,53 |
| D-R1-MA | 8,9 bis 9,8 | 0,47 bis 0,51 |
| | Mittelwert: 9,4 | Mittelwert: 0,49 |
| E-R1-MA | | |
| E-R2-MA | 9,1 bis 10,3 | 0,48 bis 0,53 |
| E-R3-MA | Mittelwert: 9,7 | Mittelwert: 0,51 |
| E-R1-OA | | |
| C-R1-M-G | 12,2 bis 12,7 | 0,61 bis 0,63 |
| F-R1-MA | Mittelwert: 12,5 | Mittelwert: 0,62 |

A.5 Materialkenngrößen Kunstharzmörtel

Tabelle A-6: Mischrezeptur für 1 m³ Kunstharzmörtel

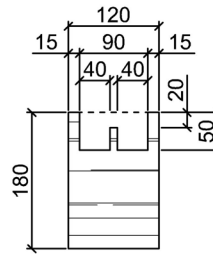
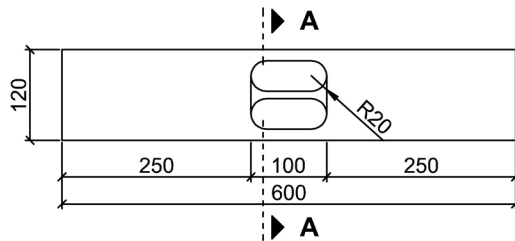
| | Menge in kg/m ³ |
|---------------------------|----------------------------|
| Epoxidharz Epilox T 19-36 | 275,9 |
| Härter Epilox H 10-30 | 137,9 |
| Mehlkorn | 413,8 |
| Sand 0/2 | 1241,4 |
| Entlüfter BYK-A 501 | 20,7 |

Tabelle A-7: Eigenschaften des Kunstharzmörtels im Alter von 7 Tagen

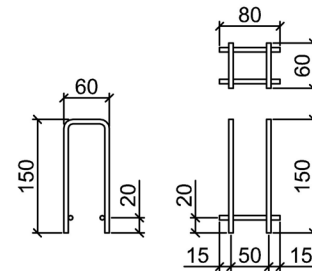
| | Rohdichte | Biegezugfestigkeit | | Druckfestigkeit | |
|---|----------------------|----------------------|------------------------------------|----------------------|------------------------------------|
| | in kg/m ³ | in N/mm ² | Mittelwert in N/mm ² | in N/mm ² | Mittelwert in N/mm ² |
| 1 | 2,00 | 26,2 | | 80,5 | |
| | | | | 80,7 | |
| 2 | 1,99 | 26,0 | | 78,9 | |
| | | | | 79,5 | |
| 3 | 2,03 | 25,9 | | 81,3 | |
| | | | | 81,4 | |
| 4 | 1,98 | 27,5 | 26,9 | 79,0 | 80,1 |
| | | | | 79,1 | |
| 5 | 2,02 | 27,8 | | 80,4 | |
| | | | | 80,2 | |
| 6 | 2,01 | 27,9 | | 79,7 | |
| | | | | 80,3 | |

A.6 Versuchsreihe A-R1-M-G

Holzbalcken:

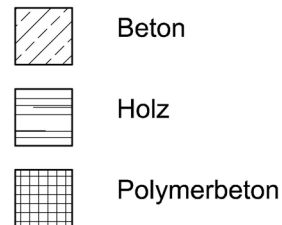
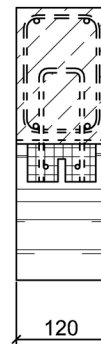
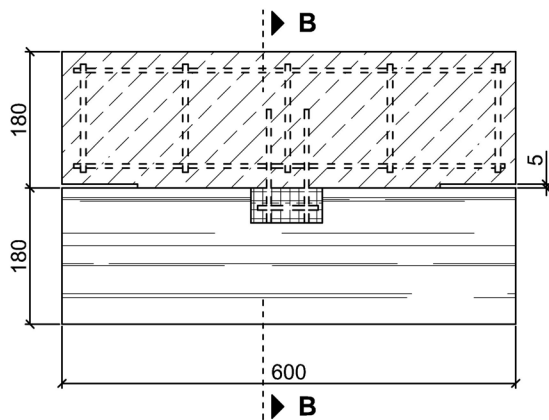


Schnitt A-A



Bewehrungselement:
BSt 500 S Ø6

Versuchskörper:



Oberfläche des
Polymerbetons: Splitt 4/8

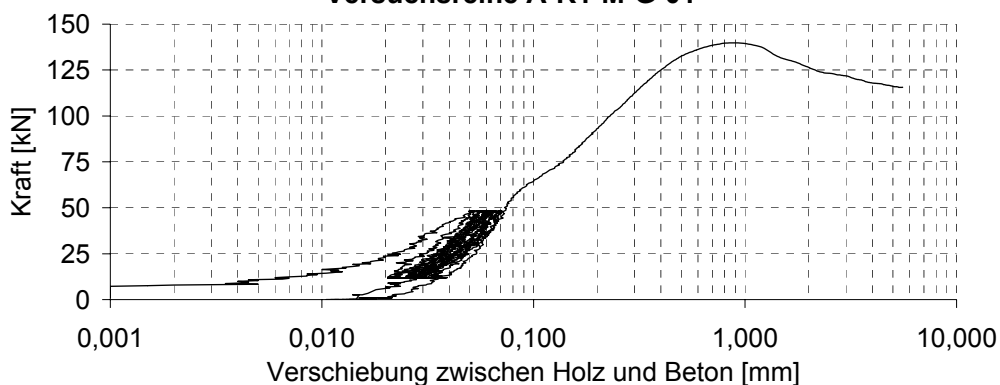
Schnitt B-B

Geschätzte Höchstlast: $F_{est} = 120 \text{ kN}$

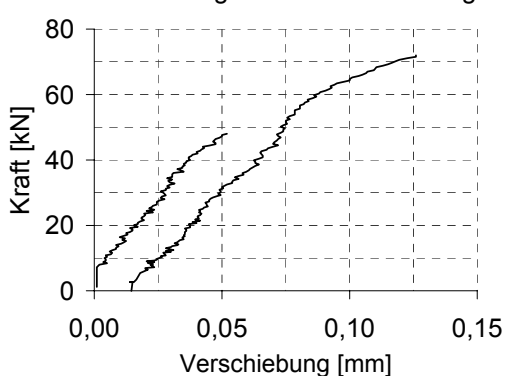
Betondruckfestigkeit: $f_{cm,cube} = 43,3 \text{ N/mm}^2$

| | $v_{0,1F}$ | $v_{0,2F}$ | $v_{0,3F}$ | $v_{0,4F}$ | K_i | K_e | F_u |
|-------|------------------------|------------|------------|------------|----------|----------|-------|
| | in mm | in mm | in mm | in mm | in kN/mm | in kN/mm | in kN |
| VK-01 | 0,006 | 0,023 | 0,031 | 0,052 | 923 | 828 | 139,8 |
| VK-02 | 0,011 | 0,023 | 0,041 | 0,065 | 738 | 750 | 130,7 |
| VK-03 | 0,016 | 0,027 | 0,042 | 0,067 | 716 | 686 | 134,1 |
| VK-04 | 0,007 | 0,016 | 0,036 | 0,058 | 828 | 727 | 122,4 |
| | Mittelwert: | | | | 801 | 748 | 131,8 |
| | Standardabweichung: | | | | 94 | 60 | 7,3 |
| | Variationskoeffizient: | | | | 11,8 % | 8,0 % | 5,5 % |

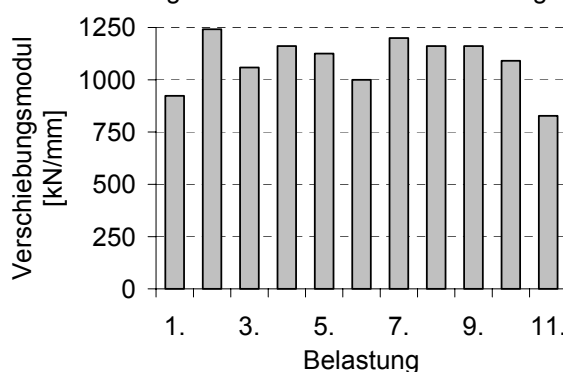
Versuchsreihe A-R1-M-G-01



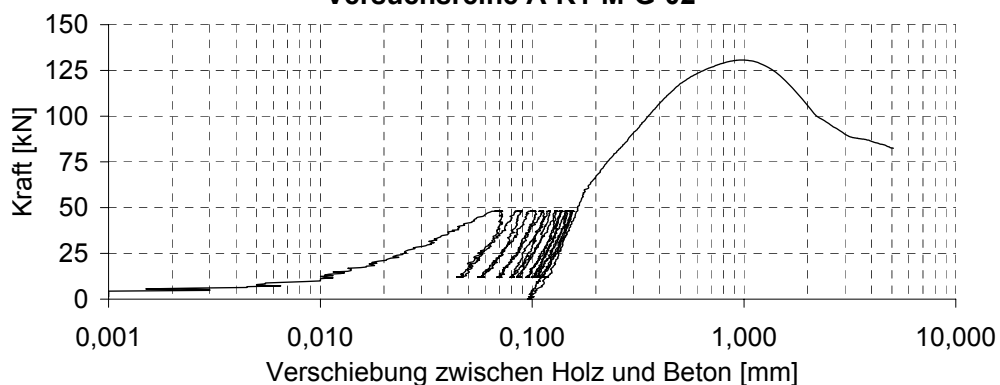
Detaildarstellung 1. und 11. Belastung



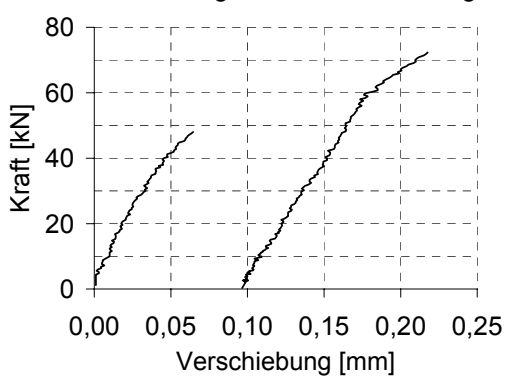
Verschiebungsmodul der 1. bis 11. Belastung



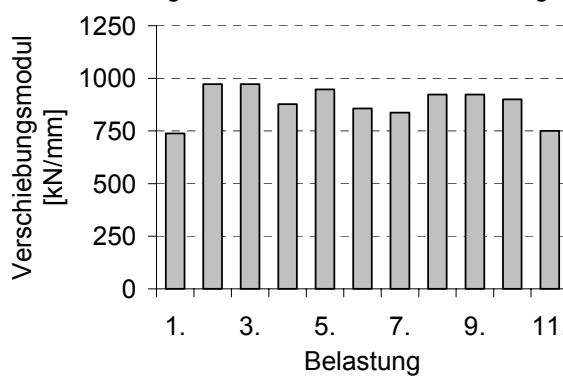
Versuchsreihe A-R1-M-G-02



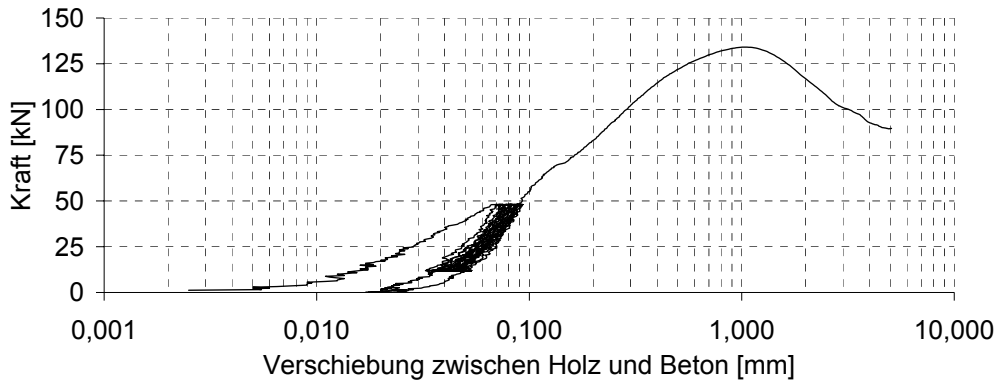
Detaildarstellung 1. und 11. Belastung



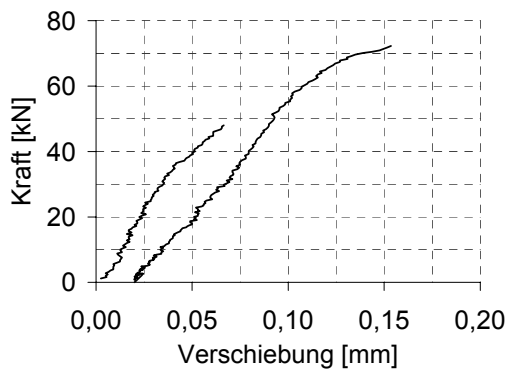
Verschiebungsmodul der 1. bis 11. Belastung



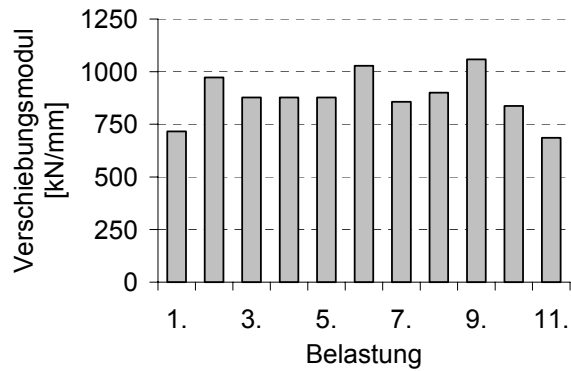
Versuchsreihe A-R1-M-G-03



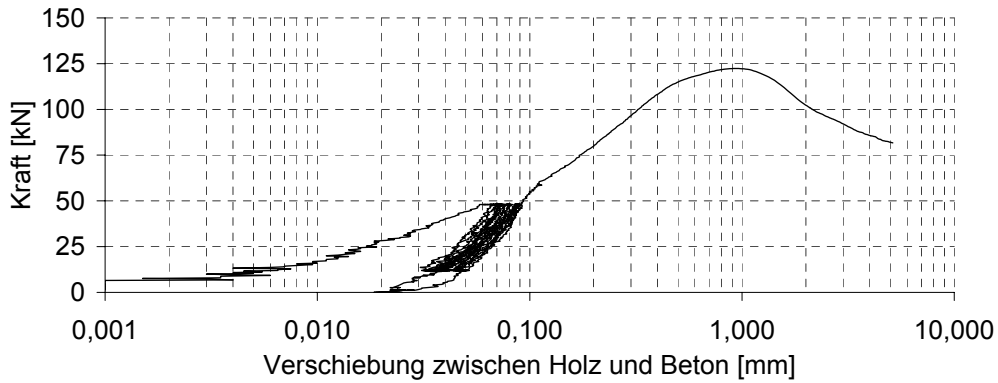
Detaildarstellung 1. und 11. Belastung



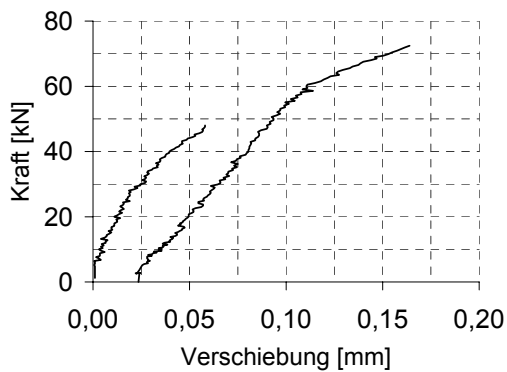
Verschiebungsmodul der 1. bis 11. Belastung



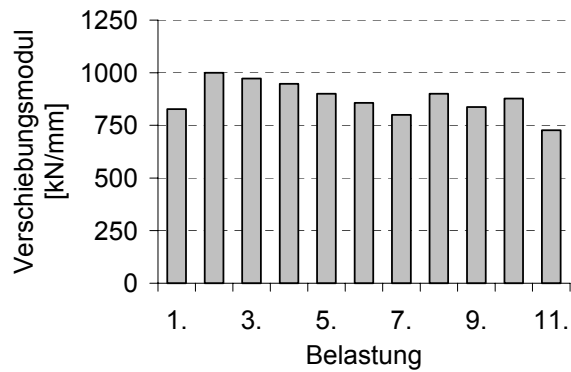
Versuchsreihe A-R1-M-G-04



Detaildarstellung 1. und 11. Belastung

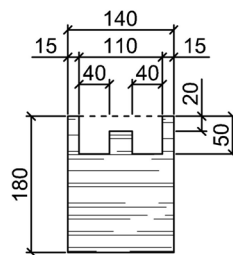
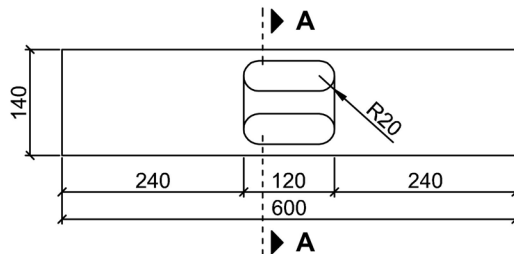


Verschiebungsmodul der 1. bis 11. Belastung

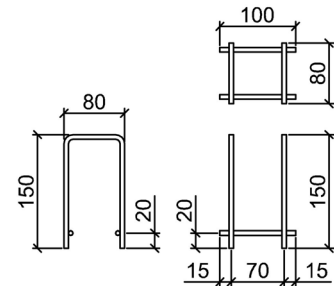


A.7 Versuchsreihe B-R1-N-G

Holz balken:

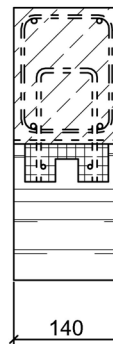
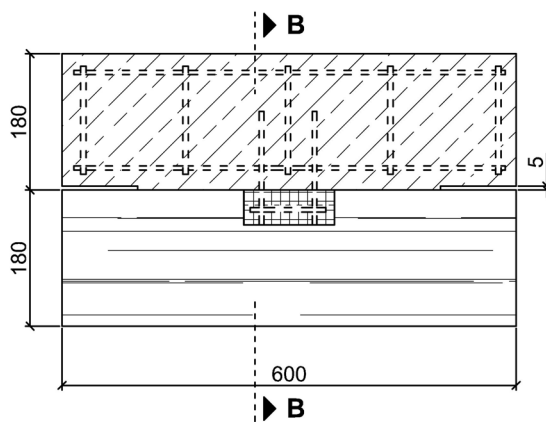


Schnitt A-A

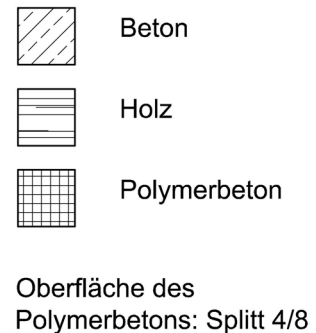


Bewehrungselement:
BSt 500 S Ø6

Versuchskörper:



Schnitt B-B

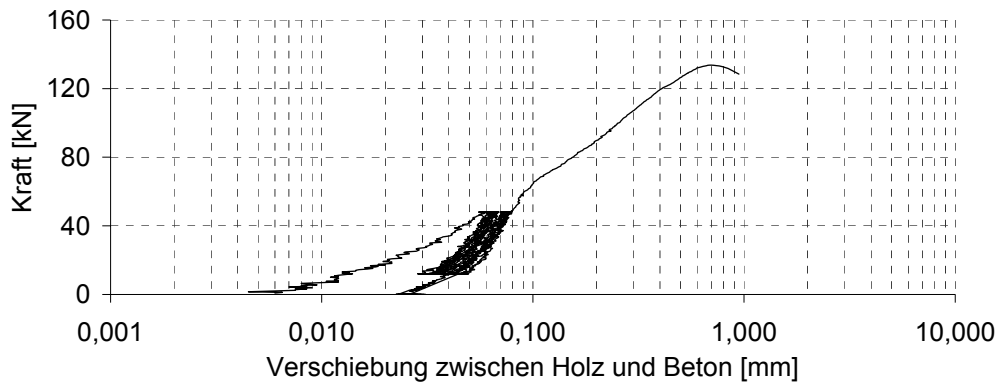


Geschätzte Höchstlast: $F_{est} = 120 \text{ kN}$

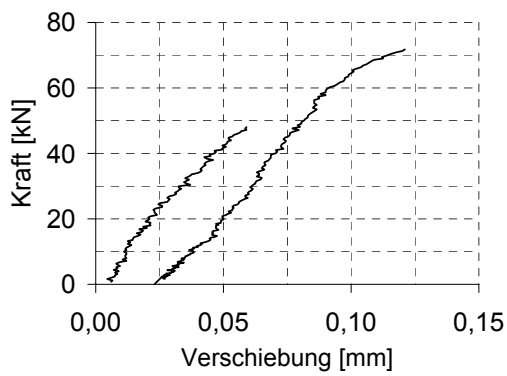
Betondruckfestigkeit: $f_{cm,cube} = 39,8 \text{ N/mm}^2$

| | $v_{0,1F}$ | $v_{0,2F}$ | $v_{0,3F}$ | $v_{0,4F}$ | K_i | K_e | F_u |
|------------------------|------------|------------|------------|------------|----------|----------|--------|
| | in mm | in mm | in mm | in mm | in kN/mm | in kN/mm | in kN |
| VK-01 | 0,014 | 0,026 | 0,042 | 0,059 | 814 | 828 | 133,7 |
| VK-02 | 0,015 | 0,028 | 0,039 | 0,055 | 873 | 1021 | 153,3 |
| VK-03 | 0,025 | 0,049 | 0,076 | 0,109 | 440 | 522 | 118,9 |
| VK-04 | 0,012 | 0,023 | 0,041 | 0,071 | 676 | 696 | 108,1 |
| Mittelwert: | | | | | 701 | 767 | 128,5 |
| Standardabweichung: | | | | | 192 | 211 | 19,6 |
| Variationskoeffizient: | | | | | 27,4 % | 27,5 % | 15,2 % |

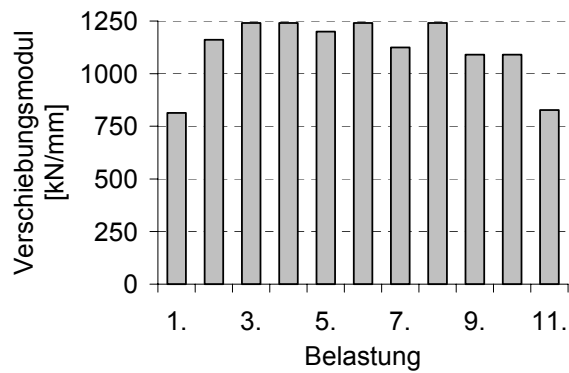
Versuchsreihe B-R1-N-G-01



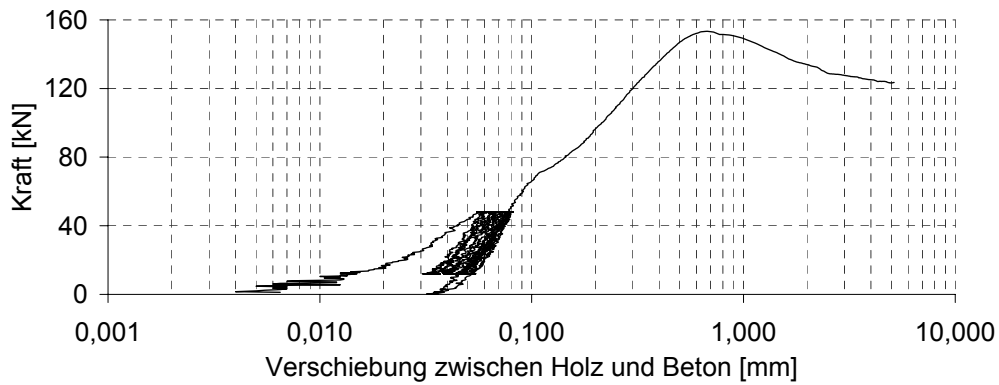
Detaildarstellung 1. und 11. Belastung



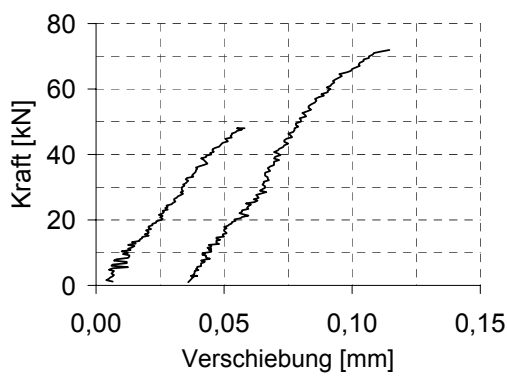
Verschiebungsmodul der 1. bis 11. Belastung



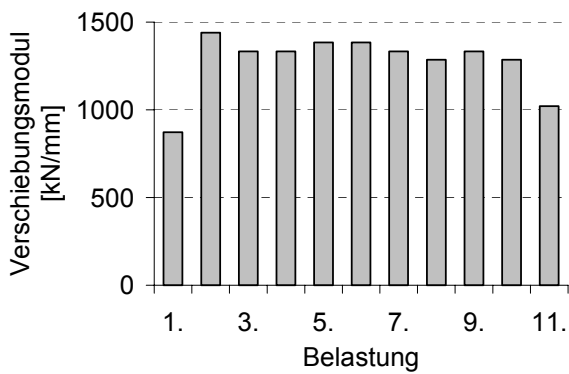
Versuchsreihe B-R1-N-G-02



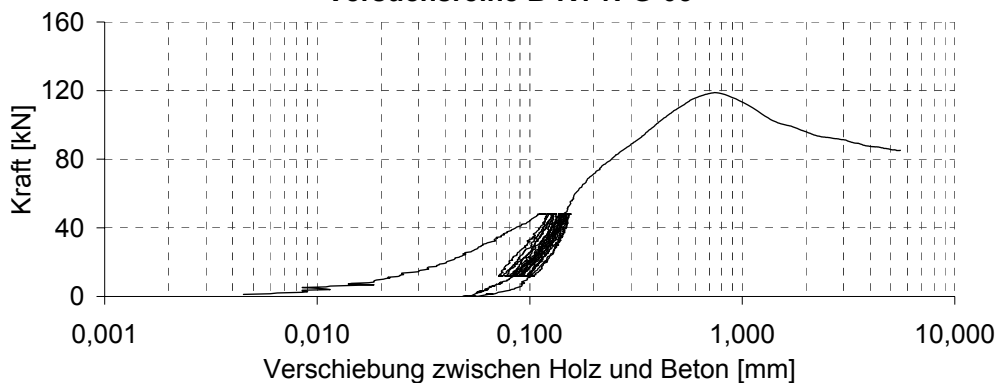
Detaildarstellung 1. und 11. Belastung



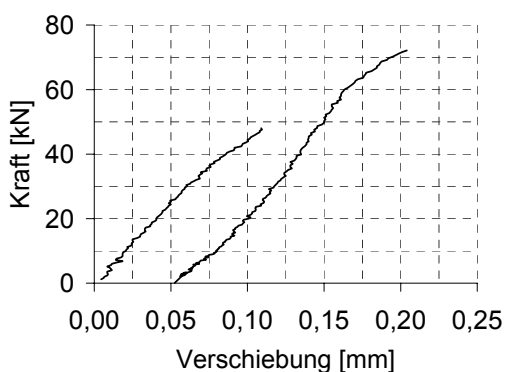
Verschiebungsmodul der 1. bis 11. Belastung



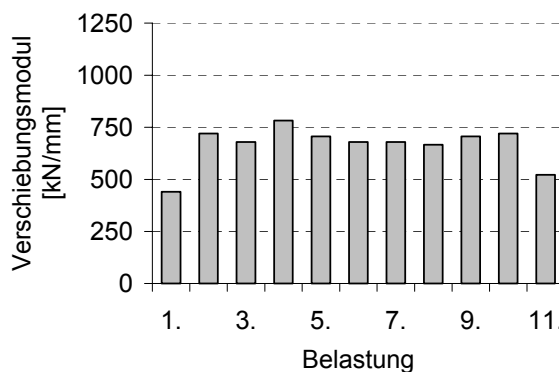
Versuchsreihe B-R1-N-G-03



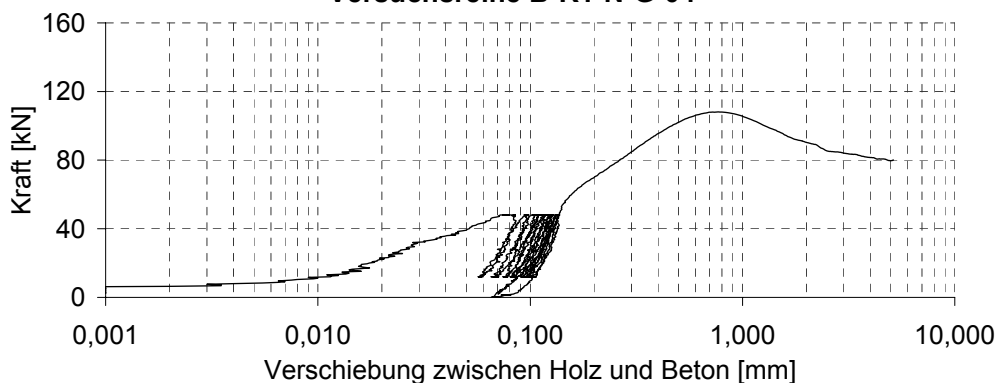
Detaildarstellung 1. und 11. Belastung



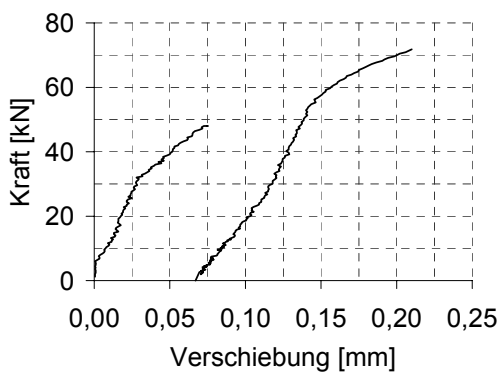
Verschiebungsmodul der 1. bis 11. Belastung



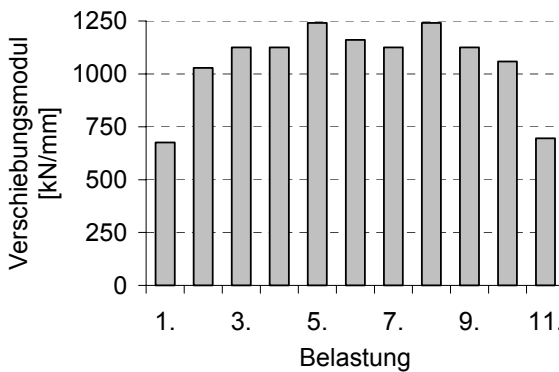
Versuchsreihe B-R1-N-G-04



Detaildarstellung 1. und 11. Belastung

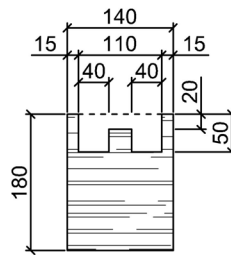
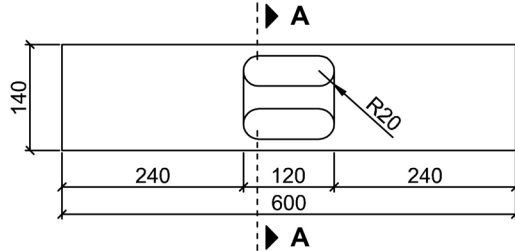


Verschiebungsmodul der 1. bis 11. Belastung

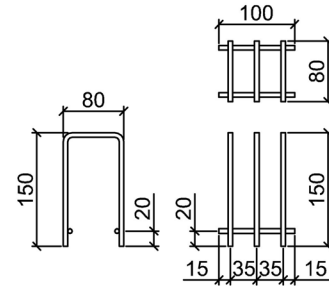


A.8 Versuchsreihe B-R1-M-G

Holzbalcken:

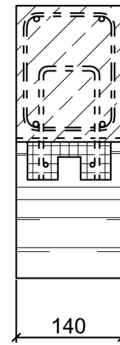
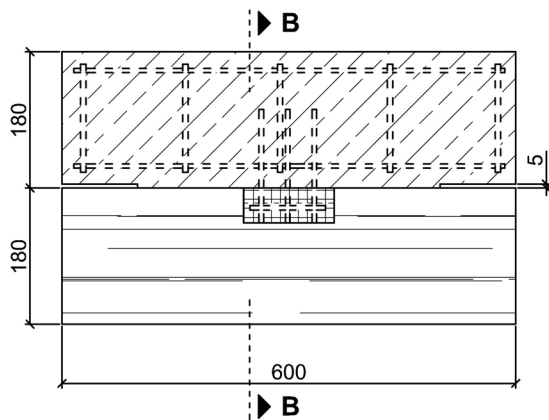


Schnitt A-A

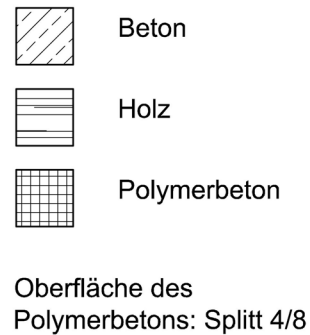


Bewehrungselement:
BSt 500 S Ø6

Versuchskörper:



Schnitt B-B

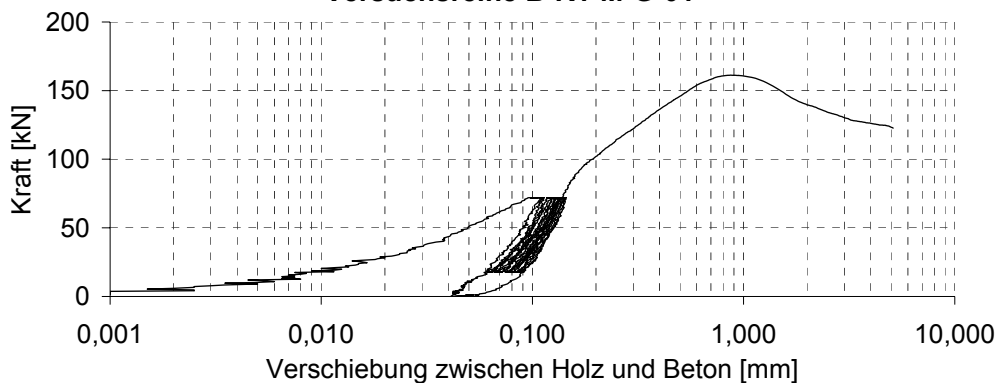


Geschätzte Höchstlast: $F_{est} = 180 \text{ kN}$

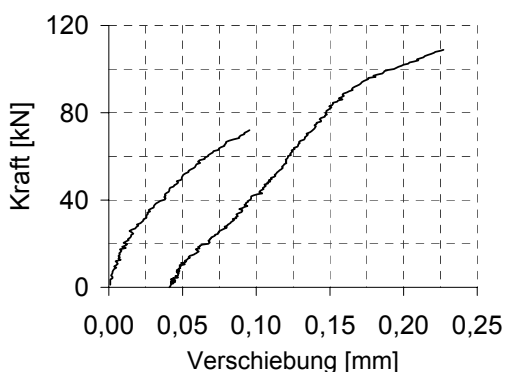
Betondruckfestigkeit: $f_{cm,cube} = 39,8 \text{ N/mm}^2$

| | $v_{0,1F}$ | $v_{0,2F}$ | $v_{0,3F}$ | $v_{0,4F}$ | K_i | K_e | F_u |
|-------|------------------------|------------|------------|------------|----------|----------|--------|
| | in mm | in mm | in mm | in mm | in kN/mm | in kN/mm | in kN |
| VK-01 | 0,012 | 0,029 | 0,056 | 0,096 | 750 | 735 | 161,3 |
| VK-02 | 0,016 | 0,038 | 0,068 | 0,111 | 649 | 699 | 188,9 |
| VK-03 | 0,017 | 0,046 | 0,092 | 0,160 | 450 | 483 | 137,4 |
| VK-04 | 0,008 | 0,024 | 0,048 | 0,084 | 857 | 809 | 170,9 |
| | Mittelwert: | | | | 676 | 682 | 164,6 |
| | Standardabweichung: | | | | 173 | 140 | 21,5 |
| | Variationskoeffizient: | | | | 25,6 % | 20,5 % | 13,0 % |

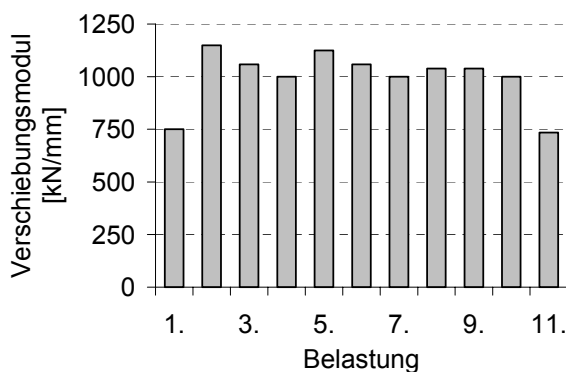
Versuchsreihe B-R1-M-G-01



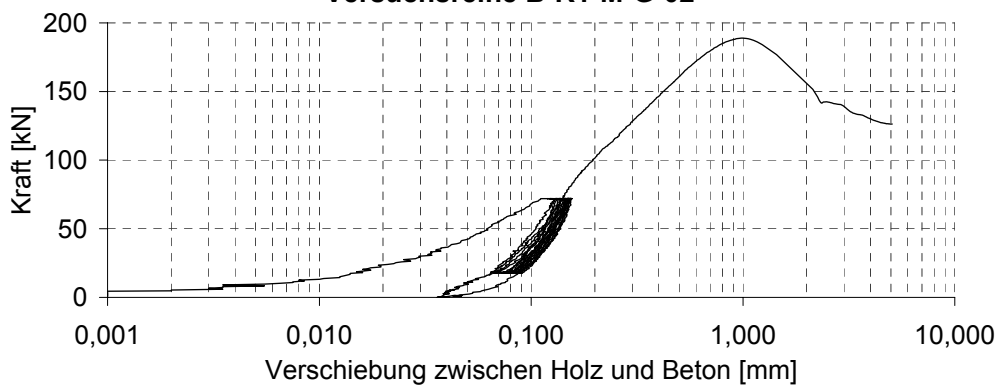
Detaildarstellung 1. und 11. Belastung



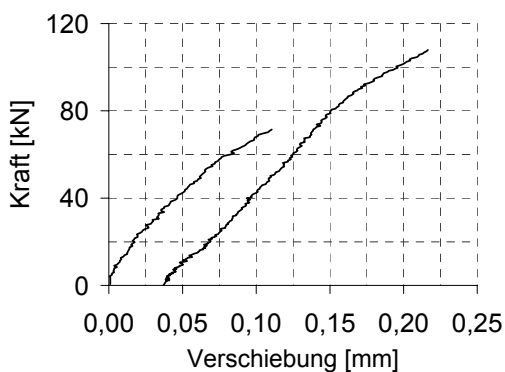
Verschiebungsmodul der 1. bis 11. Belastung



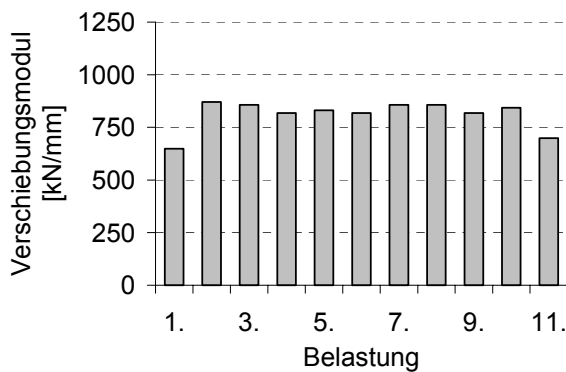
Versuchsreihe B-R1-M-G-02



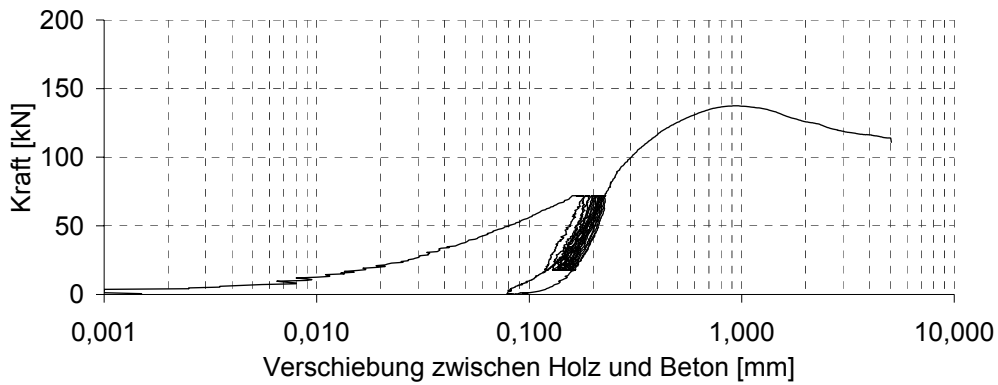
Detaildarstellung 1. und 11. Belastung



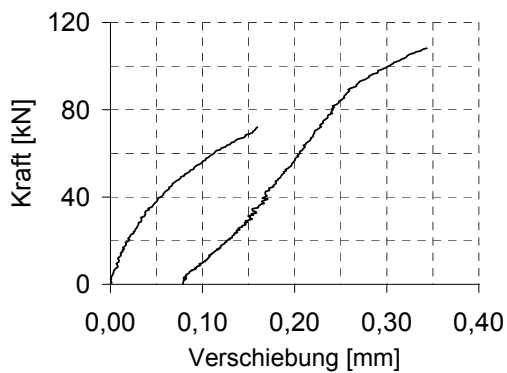
Verschiebungsmodul der 1. bis 11. Belastung



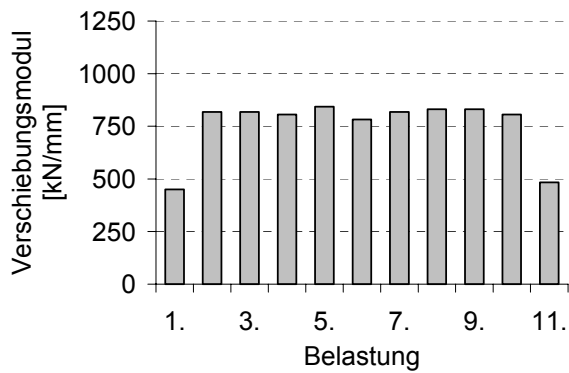
Versuchsreihe B-R1-M-G-03



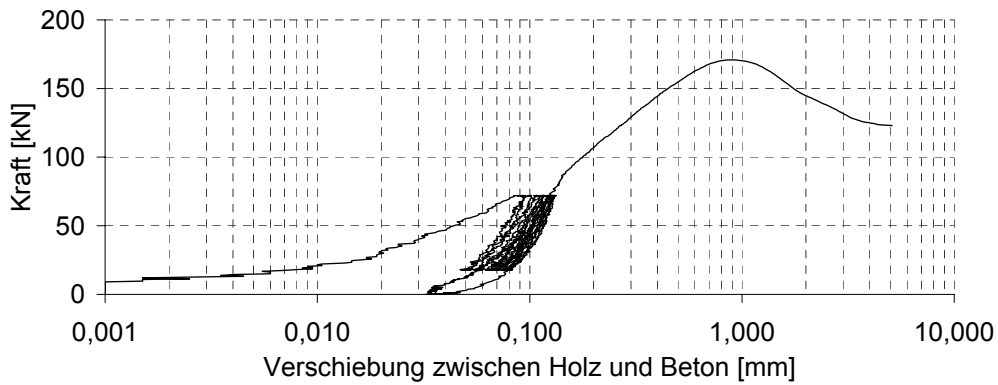
Detaildarstellung 1. und 11. Belastung



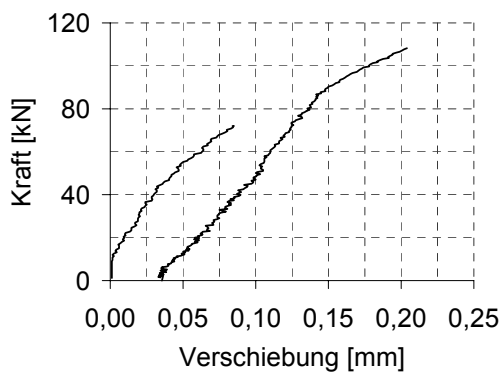
Verschiebungsmodul der 1. bis 11. Belastung



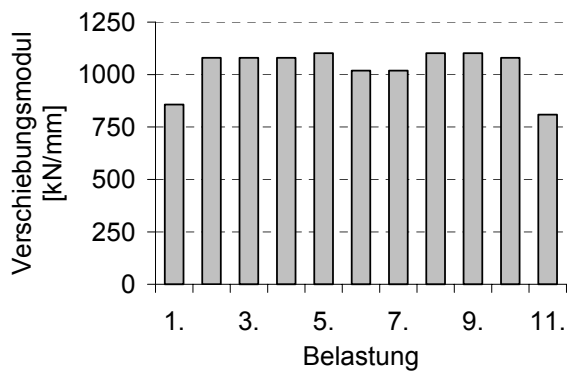
Versuchsreihe B-R1-M-G-04



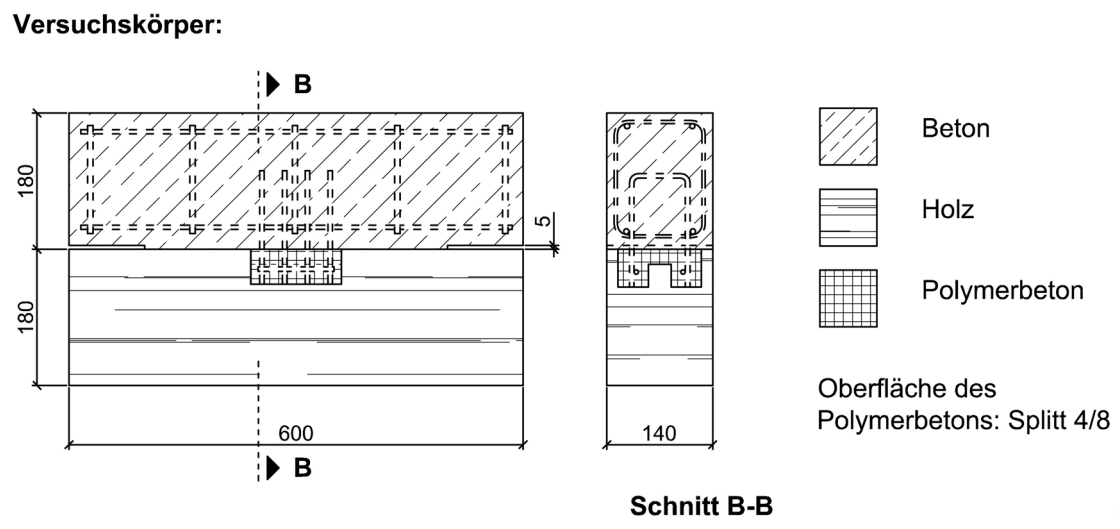
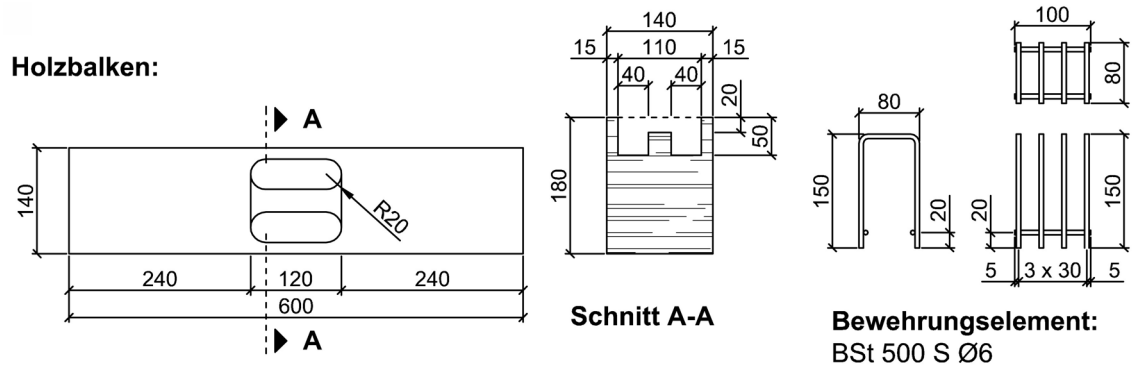
Detaildarstellung 1. und 11. Belastung



Verschiebungsmodul der 1. bis 11. Belastung



A.9 Versuchsreihe B-R1-H-G

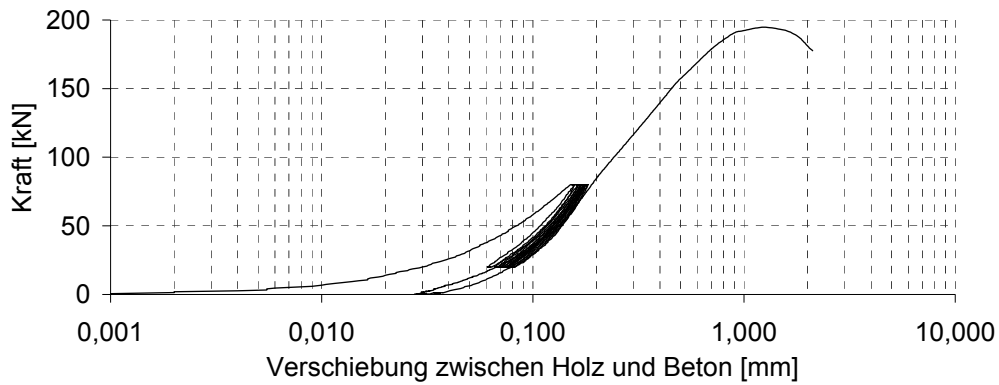


Geschätzte Höchstlast: $F_{est} = 200 \text{ kN}$

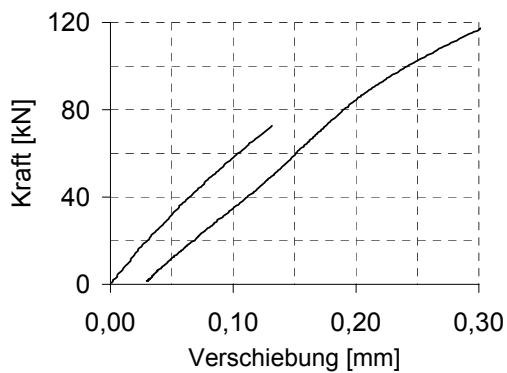
Betondruckfestigkeit: $f_{cm,cube} = 45,6 \text{ N/mm}^2$

| | $v_{0,1F}$ | $v_{0,2F}$ | $v_{0,3F}$ | $v_{0,4F}$ | K_i | K_e | F_u |
|------------------------|------------|------------|------------|------------|----------|----------|-------|
| | in mm | in mm | in mm | in mm | in kN/mm | in kN/mm | in kN |
| VK-01 | 0,030 | 0,065 | 0,104 | 0,151 | 530 | 497 | 194,8 |
| VK-02 | 0,032 | 0,066 | 0,105 | 0,149 | 537 | 510 | 197,0 |
| VK-03 | 0,027 | 0,056 | 0,093 | 0,136 | 588 | 541 | 200,5 |
| VK-04 | 0,034 | 0,070 | 0,112 | 0,160 | 500 | 455 | 197,1 |
| Mittelwert: | | | | | 539 | 501 | 197,4 |
| Standardabweichung: | | | | | 37 | 36 | 2,4 |
| Variationskoeffizient: | | | | | 6,8 % | 7,1 % | 1,2 % |

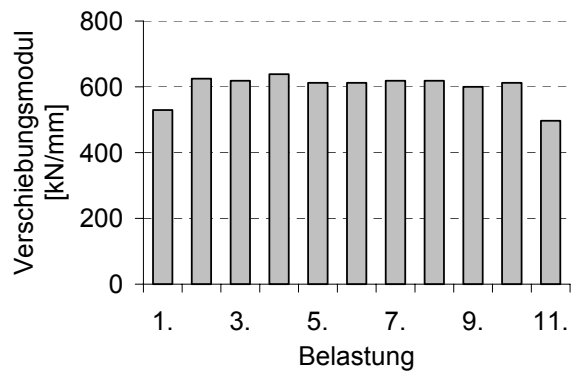
Versuchsreihe B-R1-H-G-01



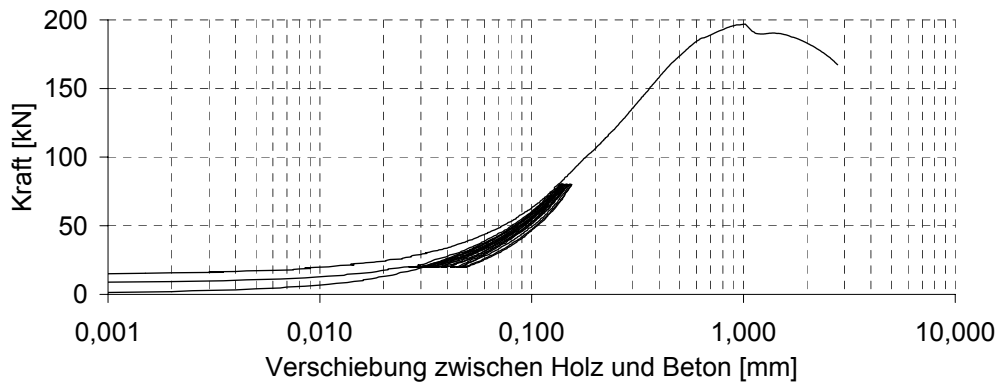
Detaildarstellung 1. und 11. Belastung



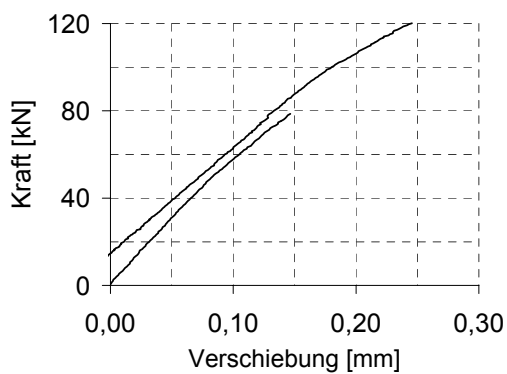
Verschiebungsmodul der 1. bis 11. Belastung



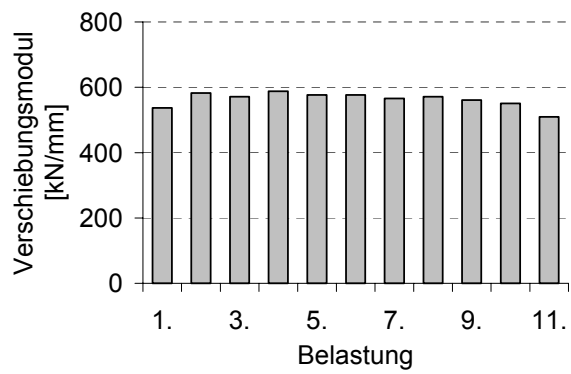
Versuchsreihe B-R1-H-G-02



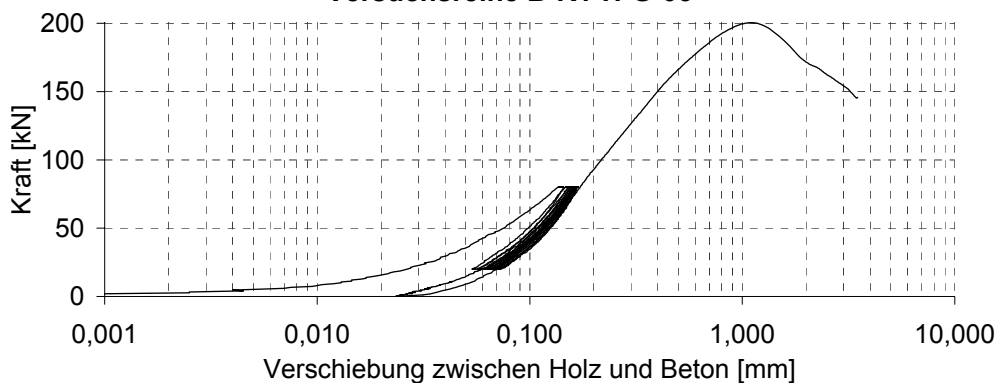
Detaildarstellung 1. und 11. Belastung



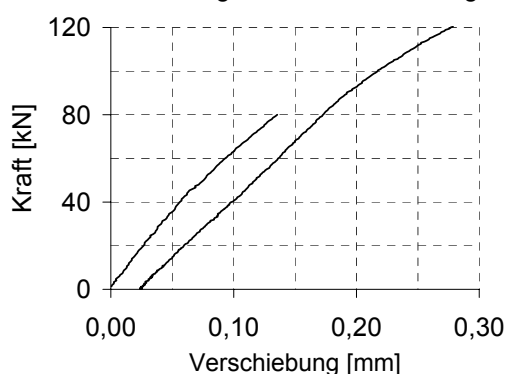
Verschiebungsmodul der 1. bis 11. Belastung



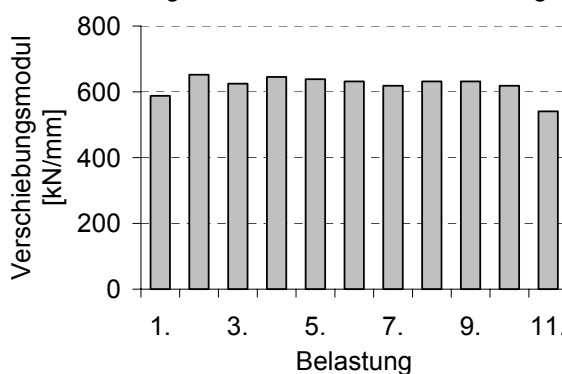
Versuchsreihe B-R1-H-G-03



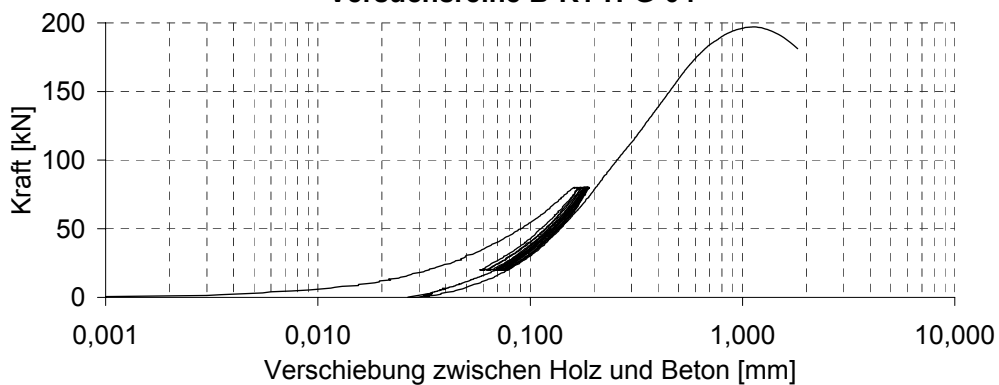
Detaildarstellung 1. und 11. Belastung



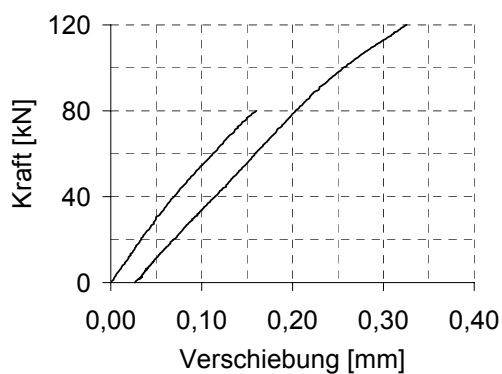
Verschiebungsmodul der 1. bis 11. Belastung



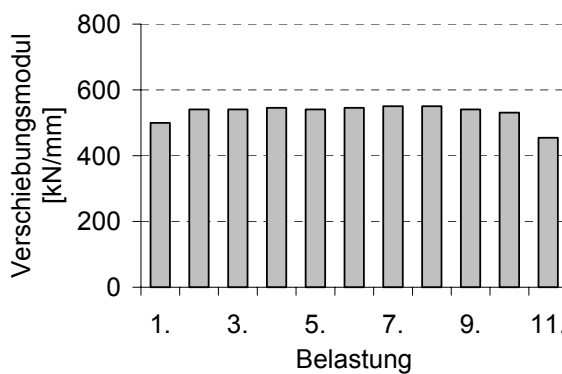
Versuchsreihe B-R1-H-G-04



Detaildarstellung 1. und 11. Belastung

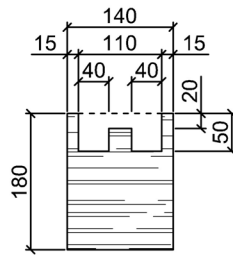
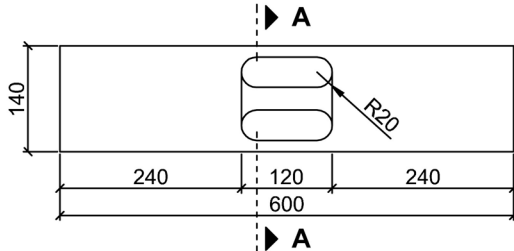


Verschiebungsmodul der 1. bis 11. Belastung

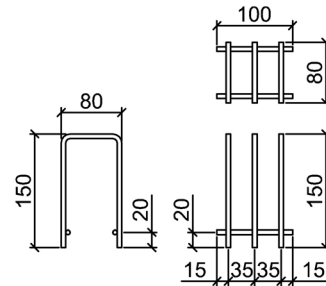


A.10 Versuchsreihe B-R1-M-F

Holzbalcken:

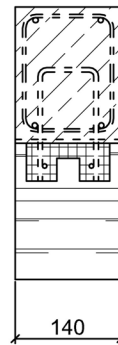
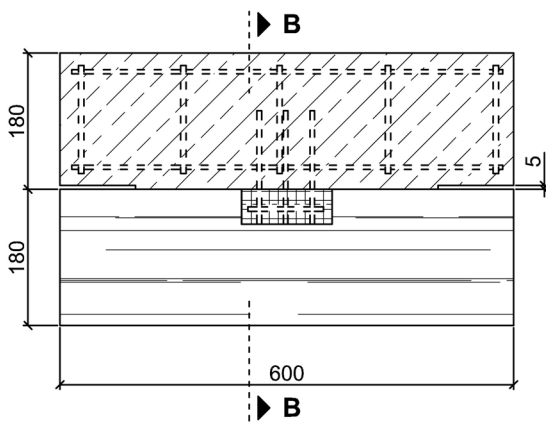


Schnitt A-A

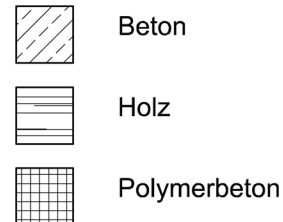


Bewehrungselement:
BSt 500 S Ø6

Versuchskörper:



Schnitt B-B



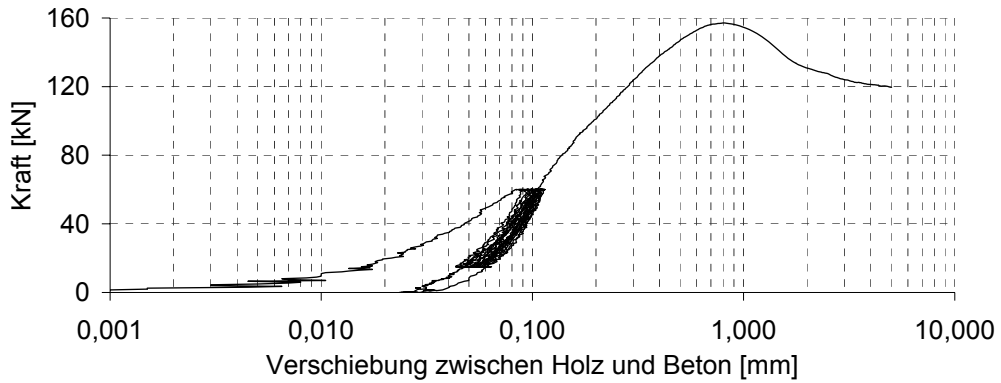
Oberfläche des Polymerbetons: Splitt 2/5

Geschätzte Höchstlast: $F_{est} = 150 \text{ kN}$

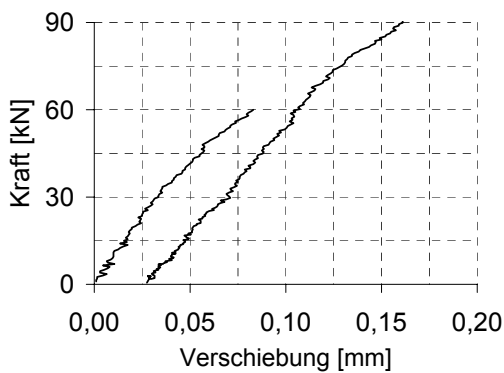
Betondruckfestigkeit: $f_{cm,cube} = 39,8 \text{ N/mm}^2$

| | $v_{0,1F}$ | $v_{0,2F}$ | $v_{0,3F}$ | $v_{0,4F}$ | K_i | K_e | F_u |
|-------|------------------------|------------|------------|------------|----------|----------|-------|
| | in mm | in mm | in mm | in mm | in kN/mm | in kN/mm | in kN |
| VK-01 | 0,016 | 0,034 | 0,056 | 0,083 | 723 | 750 | 157,0 |
| VK-02 | 0,007 | 0,016 | 0,037 | 0,058 | 1035 | 1111 | 149,6 |
| VK-03 | 0,013 | 0,030 | 0,053 | 0,084 | 714 | 706 | 139,2 |
| VK-04 | 0,014 | 0,034 | 0,057 | 0,092 | 652 | 632 | 141,9 |
| | Mittelwert: | | | | 781 | 800 | 146,9 |
| | Standardabweichung: | | | | 172 | 213 | 8,0 |
| | Variationskoeffizient: | | | | 22,0 % | 26,7 % | 5,5 % |

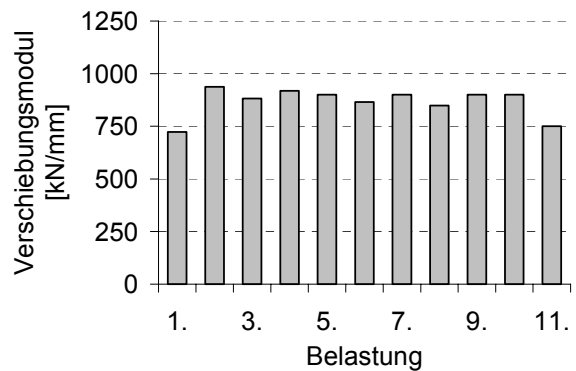
Versuchsreihe B-R1-M-F-01



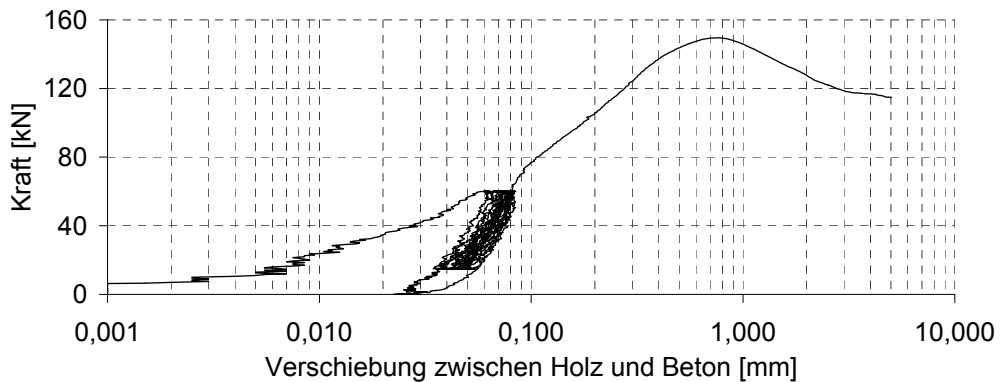
Detaildarstellung 1. und 11. Belastung



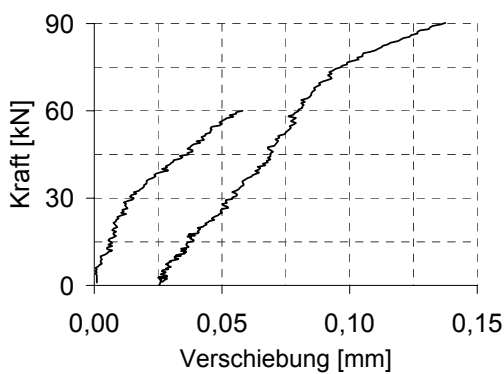
Verschiebungsmodul der 1. bis 11. Belastung



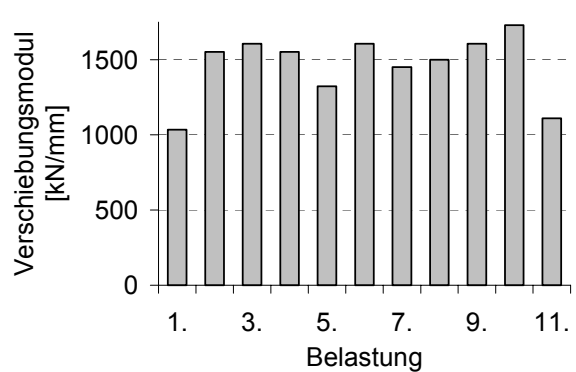
Versuchsreihe B-R1-M-F-02



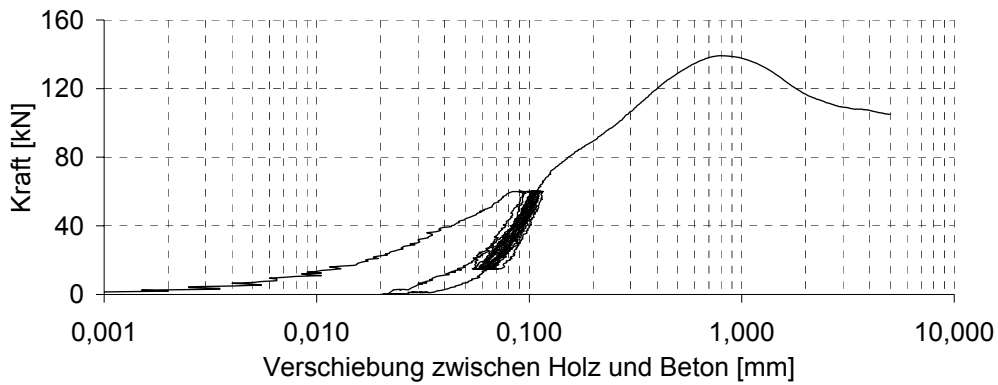
Detaildarstellung 1. und 11. Belastung



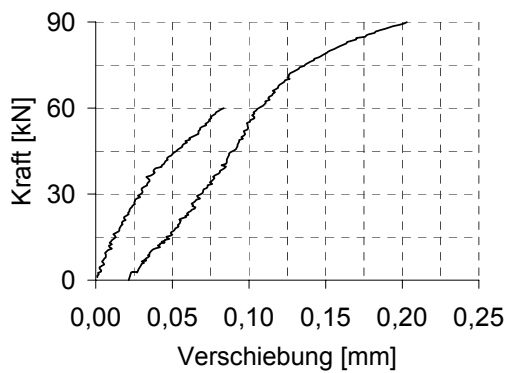
Verschiebungsmodul der 1. bis 11. Belastung



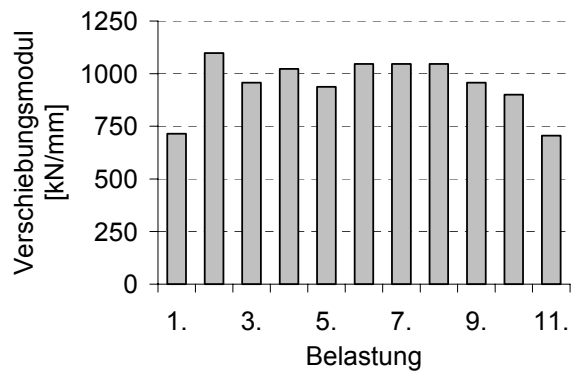
Versuchsreihe B-R1-M-F-03



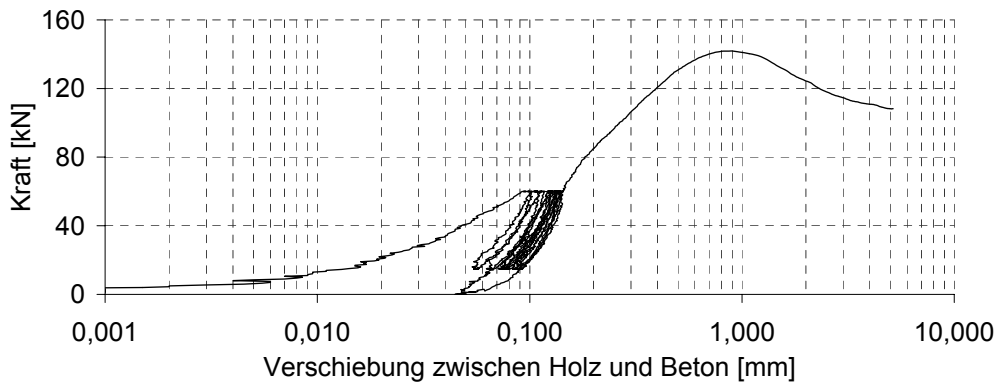
Detaildarstellung 1. und 11. Belastung



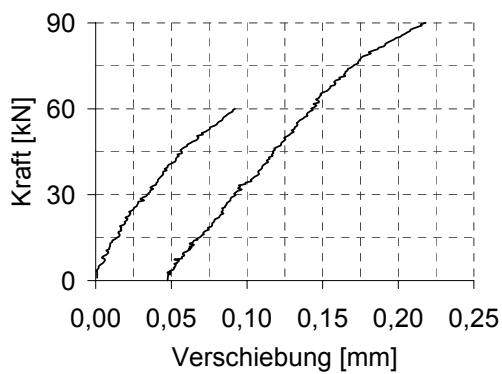
Verschiebungsmodul der 1. bis 11. Belastung



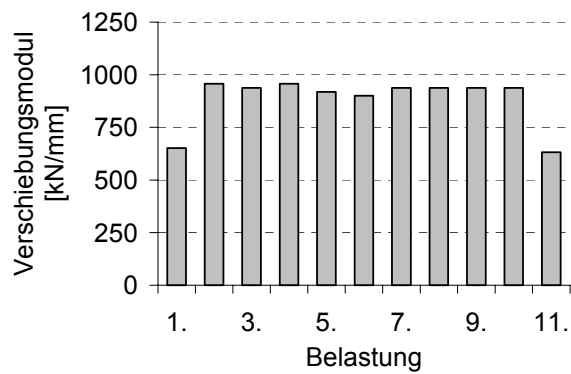
Versuchsreihe B-R1-M-F-04



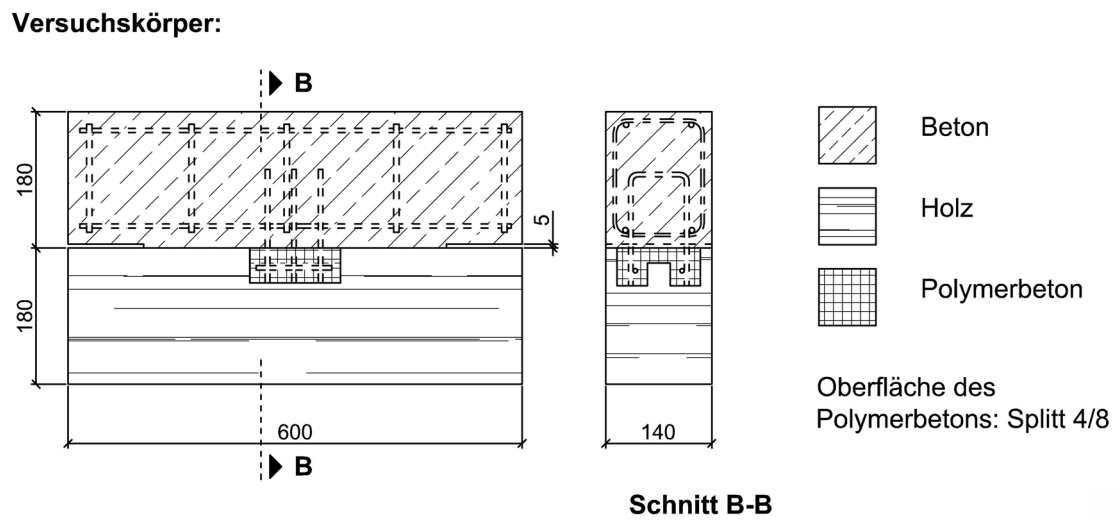
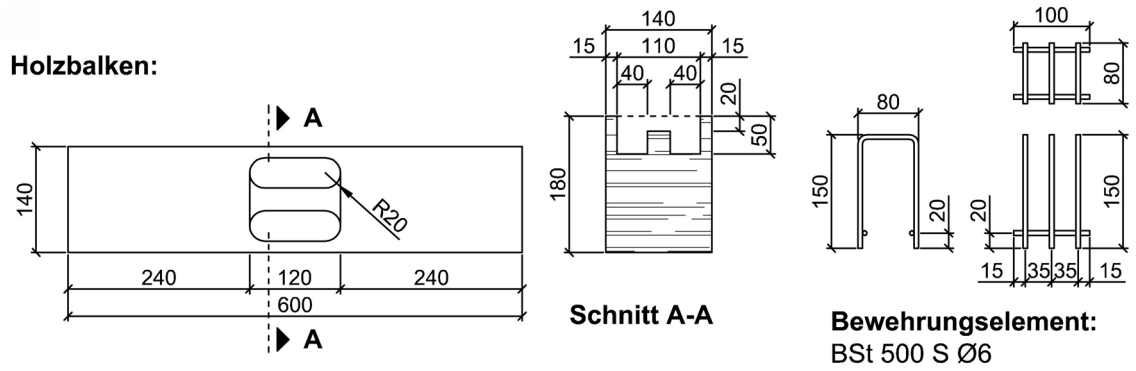
Detaildarstellung 1. und 11. Belastung



Verschiebungsmodul der 1. bis 11. Belastung



A.11 Versuchsreihe B-R3-M-G

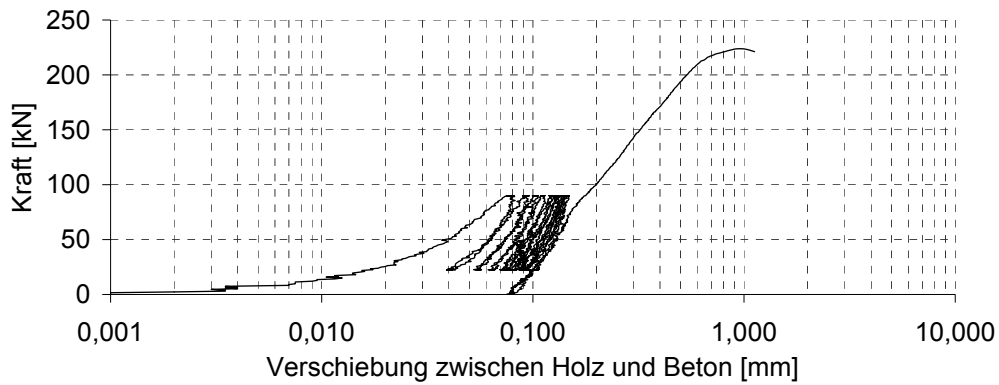


Geschätzte Höchstlast: $F_{est} = 225 \text{ kN}$

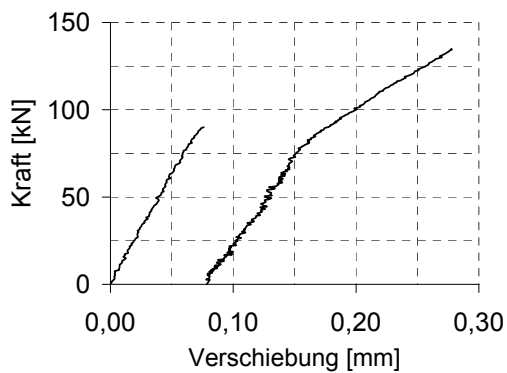
Betondruckfestigkeit: $f_{cm,cube} = 64,7 \text{ N/mm}^2$

| | $v_{0,1F}$ | $v_{0,2F}$ | $v_{0,3F}$ | $v_{0,4F}$ | K_i | K_e | F_u |
|-------|------------------------|------------|------------|------------|----------|----------|-------|
| | in mm | in mm | in mm | in mm | in kN/mm | in kN/mm | in kN |
| VK-01 | 0,018 | 0,036 | 0,053 | 0,076 | 1184 | 909 | 223,9 |
| VK-02 | 0,009 | 0,024 | 0,041 | 0,070 | 1286 | 1184 | 220,3 |
| VK-03 | 0,028 | 0,049 | 0,083 | 0,136 | 662 | 662 | 213,5 |
| VK-04 | 0,014 | 0,034 | 0,048 | 0,070 | 1286 | 1111 | 229,3 |
| | Mittelwert: | | | | 1104 | 967 | 221,8 |
| | Standardabweichung: | | | | 299 | 234 | 6,6 |
| | Variationskoeffizient: | | | | 27,1 % | 24,2 % | 3,0 % |

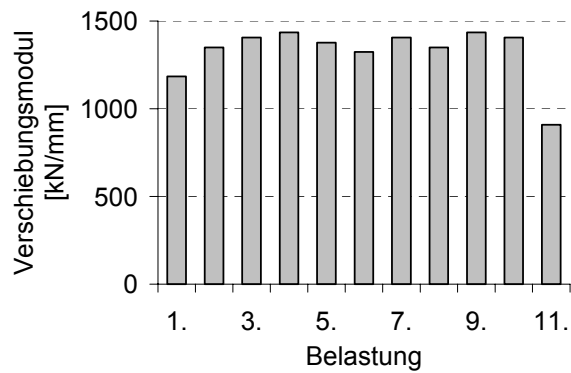
Versuchsreihe B-R3-M-G-01



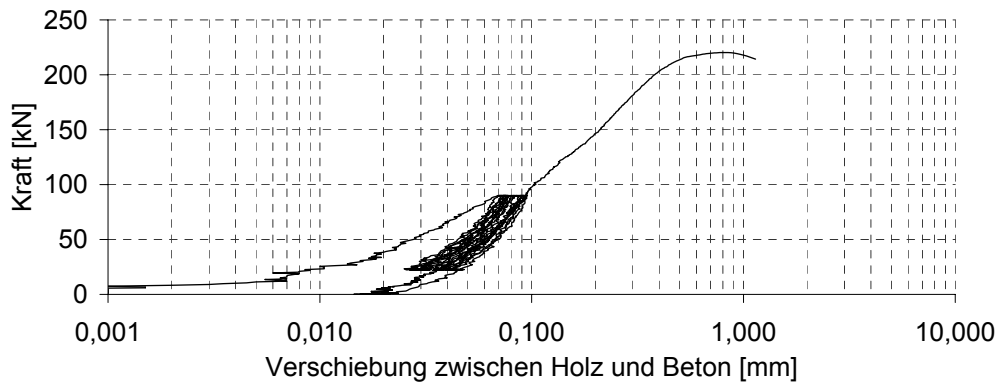
Detaildarstellung 1. und 11. Belastung



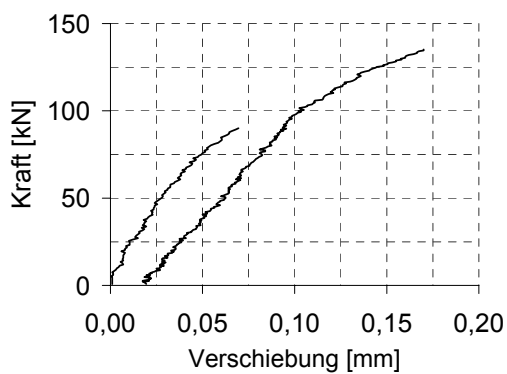
Verschiebungsmodul der 1. bis 11. Belastung



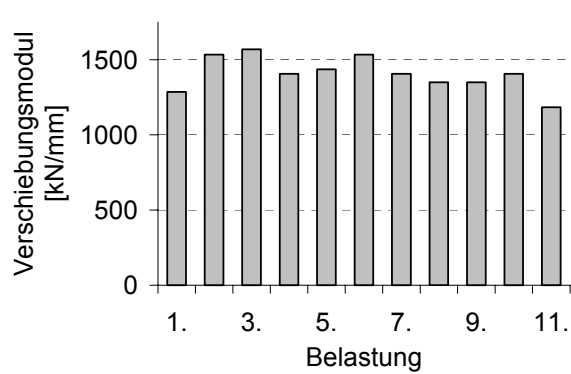
Versuchsreihe B-R3-M-G-02



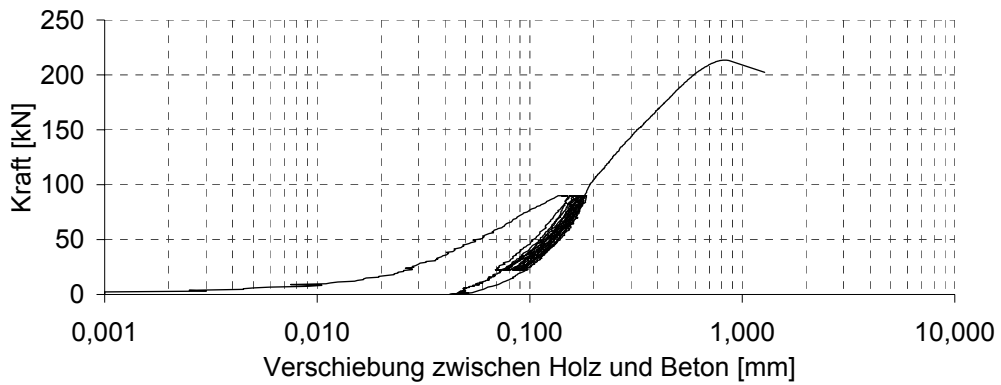
Detaildarstellung 1. und 11. Belastung



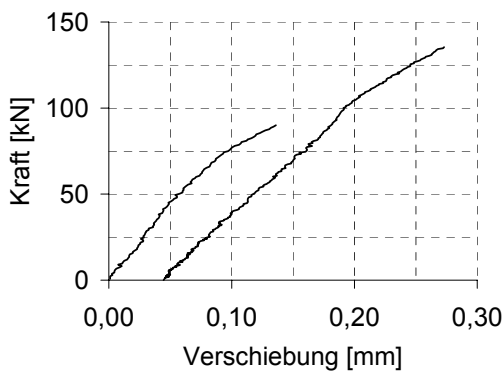
Verschiebungsmodul der 1. bis 11. Belastung



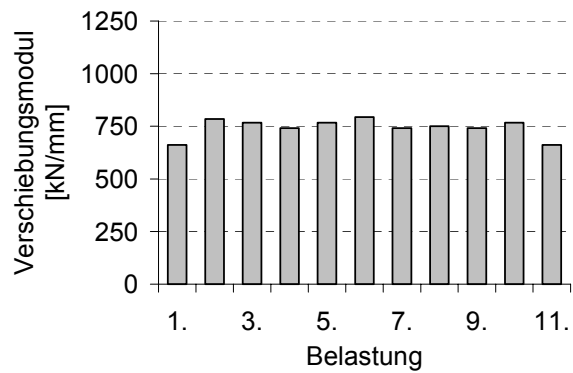
Versuchsreihe B-R3-M-G-03



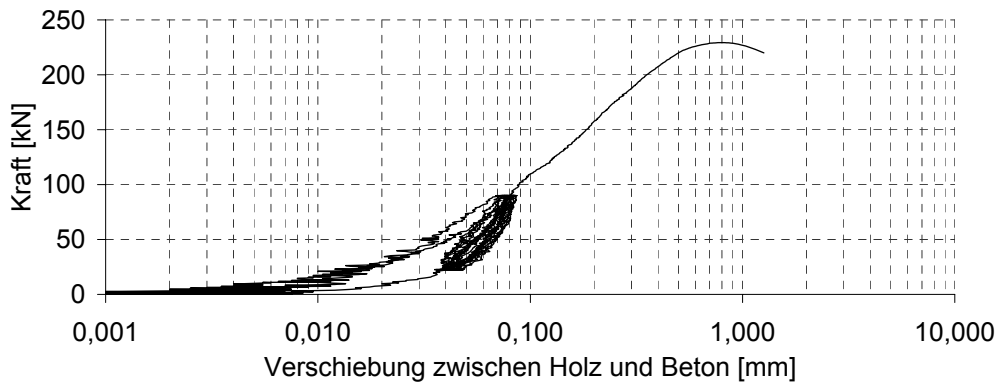
Detaildarstellung 1. und 11. Belastung



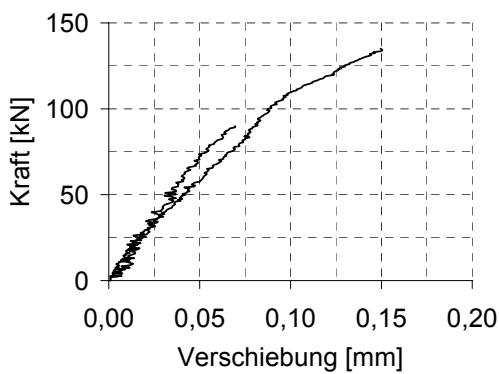
Verschiebungsmodul der 1. bis 11. Belastung



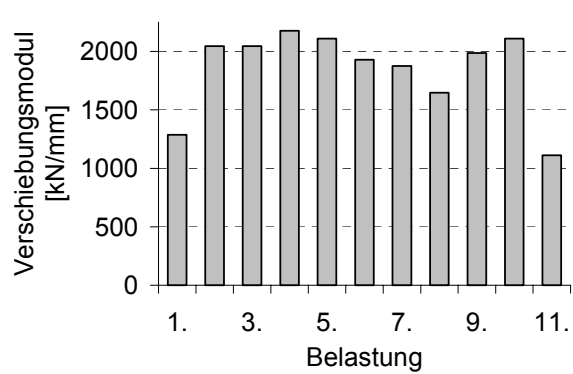
Versuchsreihe B-R3-M-G-04



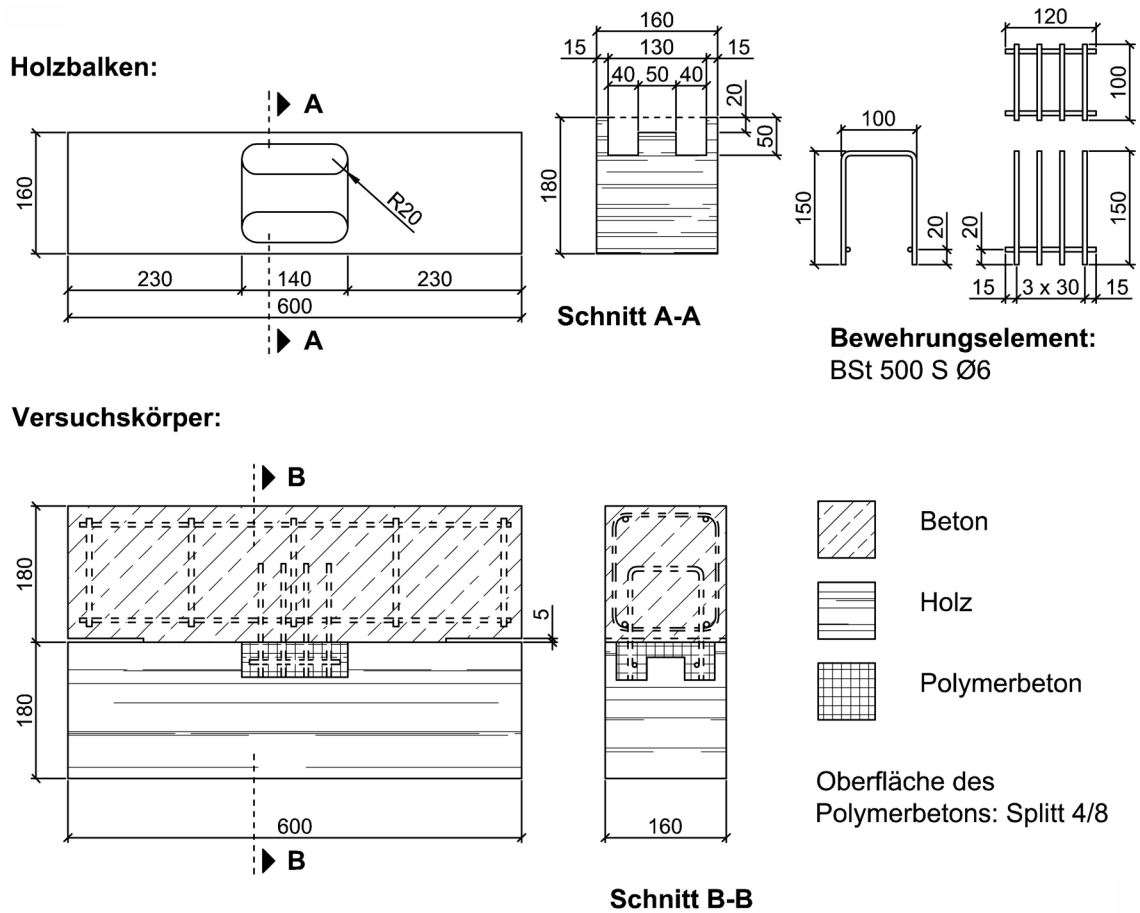
Detaildarstellung 1. und 11. Belastung



Verschiebungsmodul der 1. bis 11. Belastung



A.12 Versuchsreihe C-R1-M-G

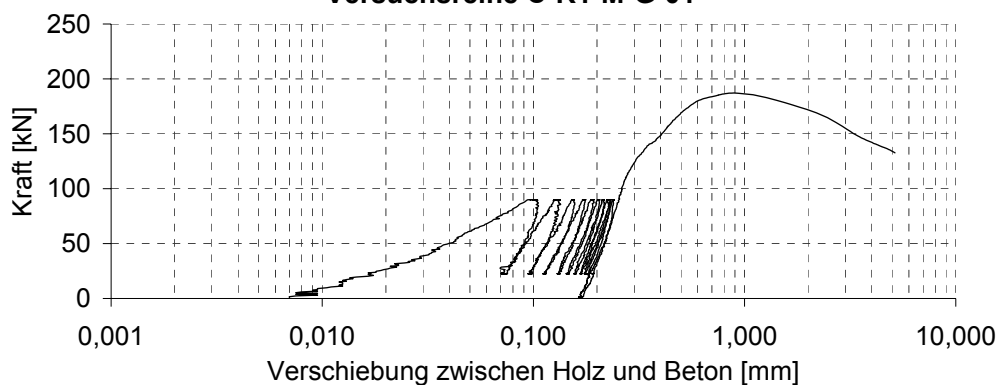


Geschätzte Höchstlast: $F_{\text{est}} = 225 \text{ kN}$

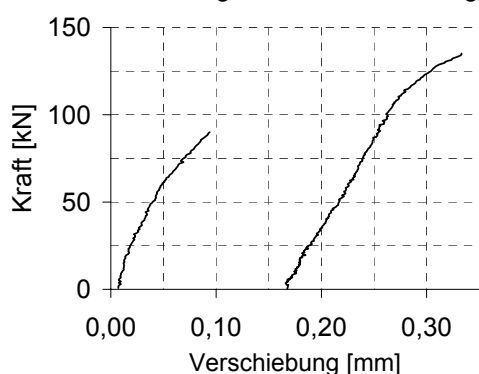
Betondruckfestigkeit: $f_{\text{cm,cube}} = 43,3 \text{ N/mm}^2$

| | $v_{0,1F}$ | $v_{0,2F}$ | $v_{0,3F}$ | $v_{0,4F}$ | K_i | K_e | F_u |
|-------|------------------------|------------|------------|------------|----------|----------|-------|
| | in mm | in mm | in mm | in mm | in kN/mm | in kN/mm | in kN |
| VK-01 | 0,017 | 0,036 | 0,059 | 0,094 | 957 | 1034 | 187,1 |
| VK-02 | 0,011 | 0,029 | 0,049 | 0,079 | 1139 | 978 | 201,0 |
| VK-03 | 0,011 | 0,027 | 0,049 | 0,081 | 1111 | 1139 | 193,3 |
| VK-04 | 0,003 | 0,013 | 0,029 | 0,052 | 1731 | 1286 | 209,9 |
| | Mittelwert: | | | | 1235 | 1109 | 197,8 |
| | Standardabweichung: | | | | 340 | 135 | 9,9 |
| | Variationskoeffizient: | | | | 27,6 % | 12,2 % | 5,0 % |

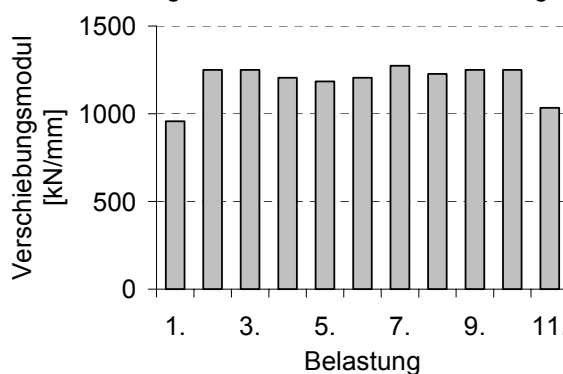
Versuchsreihe C-R1-M-G-01



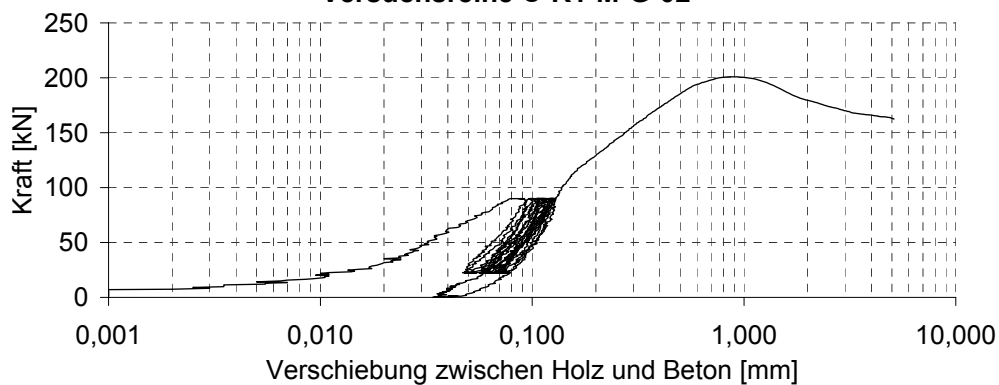
Detaildarstellung 1. und 11. Belastung



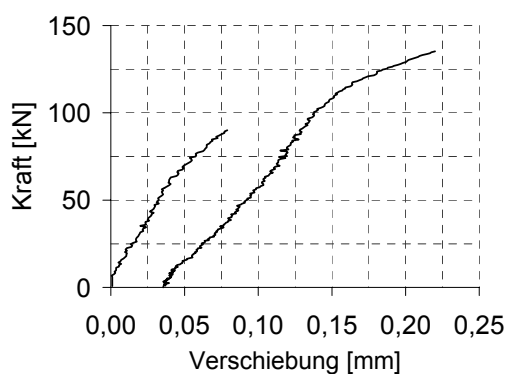
Verschiebungsmodul der 1. bis 11. Belastung



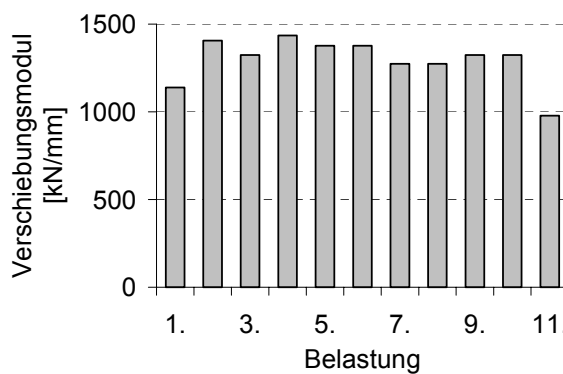
Versuchsreihe C-R1-M-G-02



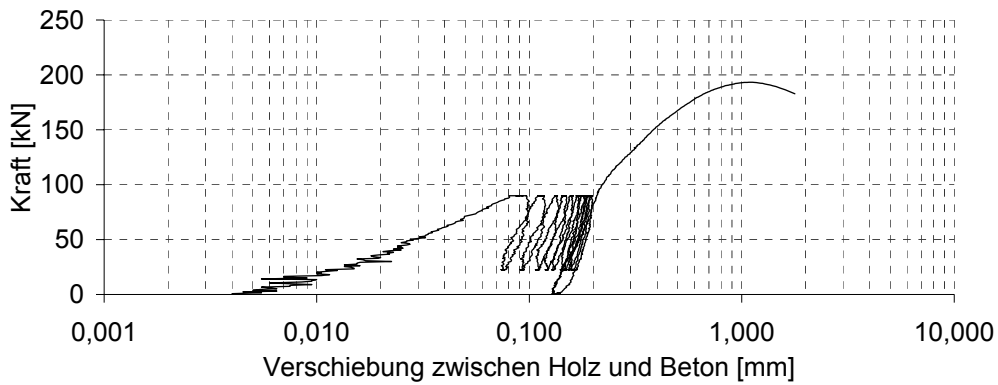
Detaildarstellung 1. und 11. Belastung



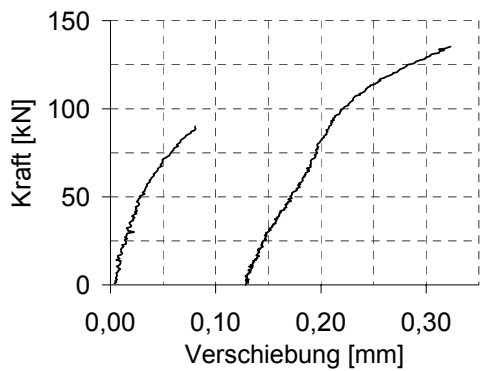
Verschiebungsmodul der 1. bis 11. Belastung



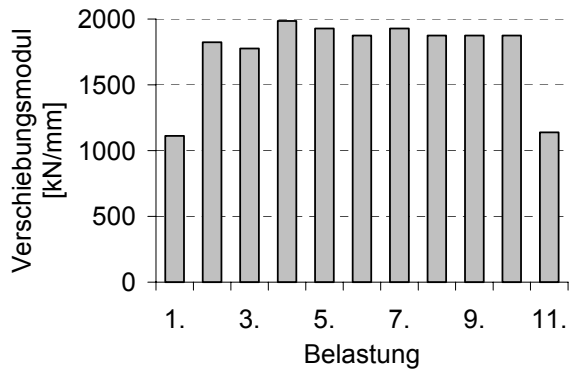
Versuchsreihe C-R1-M-G-03



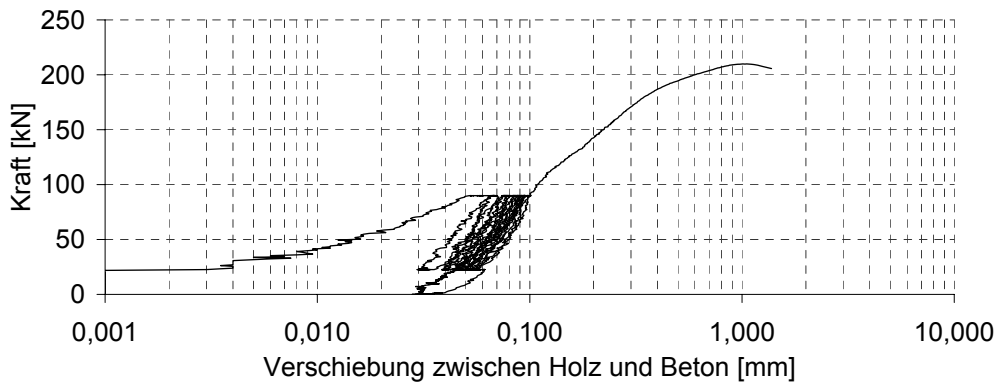
Detaildarstellung 1. und 11. Belastung



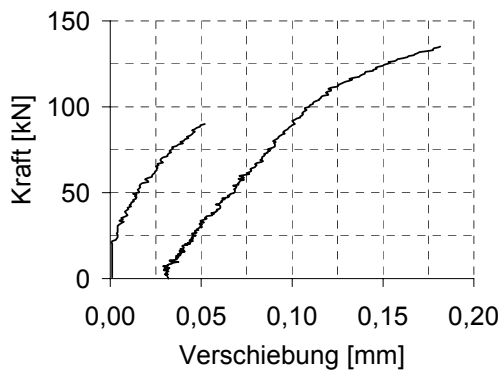
Verschiebungsmodul der 1. bis 11. Belastung



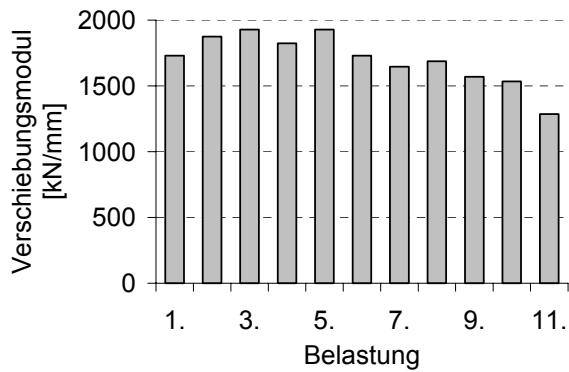
Versuchsreihe C-R1-M-G-04



Detaildarstellung 1. und 11. Belastung

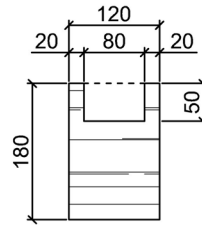
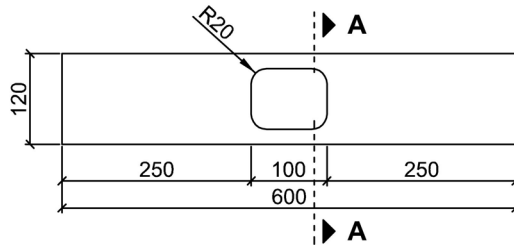


Verschiebungsmodul der 1. bis 11. Belastung

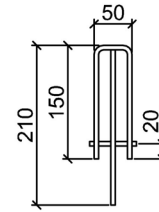


A.13 Versuchsreihe D-R1-MA

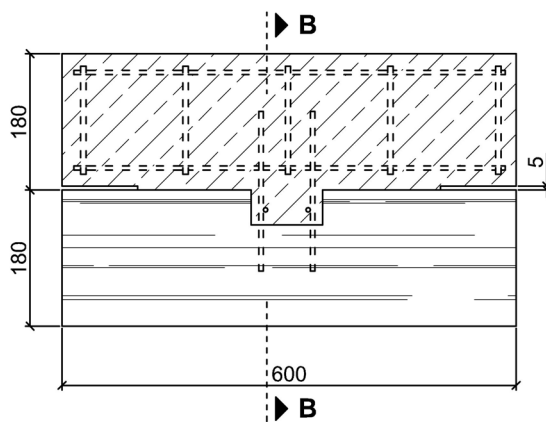
Holz balken:



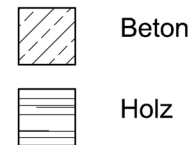
Schnitt A-A

Bewehrungselement:
BSt 500 S Ø6

Versuchskörper:



Schnitt B-B



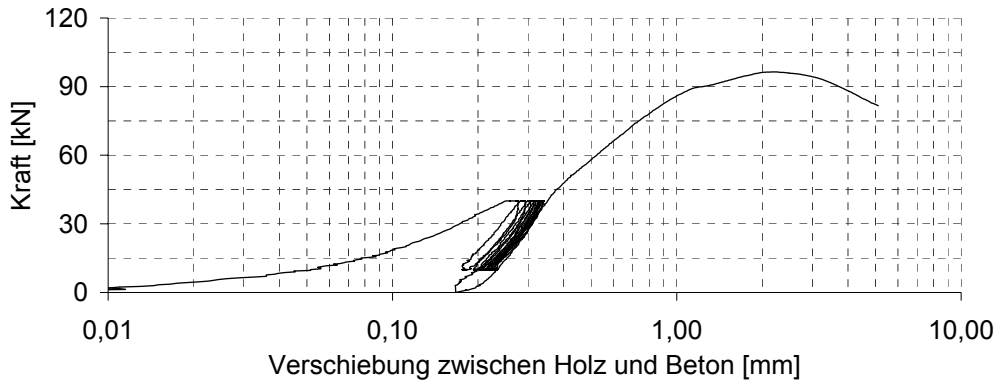
Die Bewehrungselemente wurden in mit Ø 7 mm vorgebohrte Löcher eingeleimt. Die Betondeckung im Bereich der Nocke betrug 10 mm.

Geschätzte Höchstlast: $F_{est} = 100 \text{ kN}$

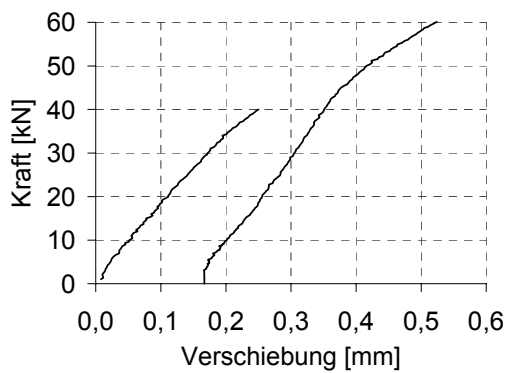
Betondruckfestigkeit: $f_{cm,cube} = 40,3 \text{ N/mm}^2$

| | $v_{0,1F}$ | $v_{0,2F}$ | $v_{0,3F}$ | $v_{0,4F}$ | K_i | K_e | F_u |
|-------|------------------------|------------|------------|------------|----------|----------|-------|
| | in mm | in mm | in mm | in mm | in kN/mm | in kN/mm | in kN |
| VK-01 | 0,052 | 0,112 | 0,172 | 0,250 | 160 | 217 | 96,4 |
| VK-02 | 0,029 | 0,079 | 0,140 | 0,196 | 204 | 240 | 98,4 |
| VK-03 | 0,061 | 0,140 | 0,215 | 0,281 | 142 | 261 | 111,5 |
| VK-04 | 0,028 | 0,065 | 0,109 | 0,156 | 256 | 357 | 114,2 |
| | Mittelwert: | | | | 191 | 269 | 105,1 |
| | Standardabweichung: | | | | 51 | 62 | 9,0 |
| | Variationskoeffizient: | | | | 26,7 % | 22,9 % | 8,6 % |

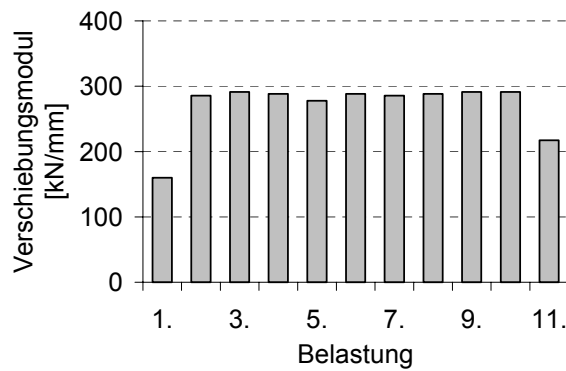
Versuchsreihe D-R1-MA-01



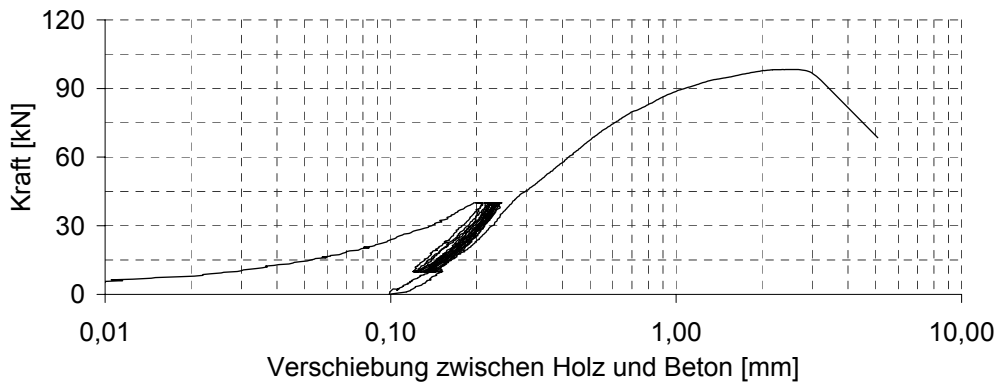
Detaildarstellung 1. und 11. Belastung



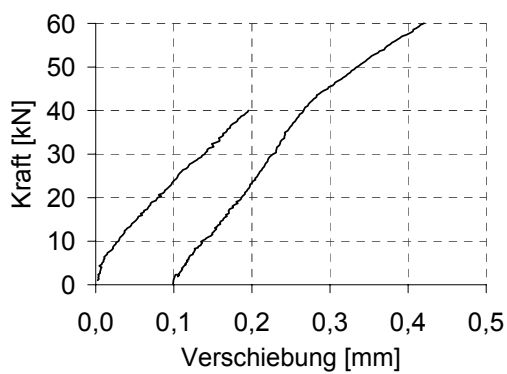
Verschiebungsmodul der 1. bis 11. Belastung



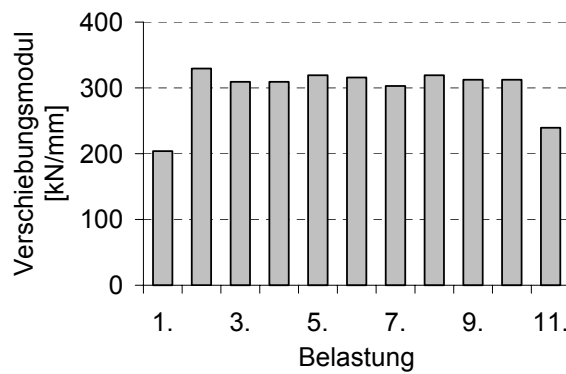
Versuchsreihe D-R1-MA-02



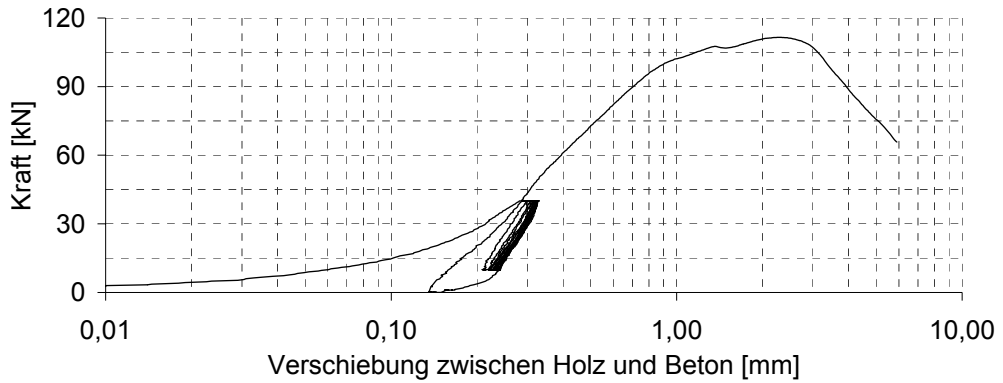
Detaildarstellung 1. und 11. Belastung



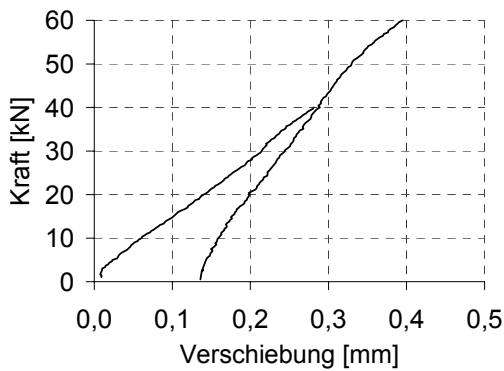
Verschiebungsmodul der 1. bis 11. Belastung



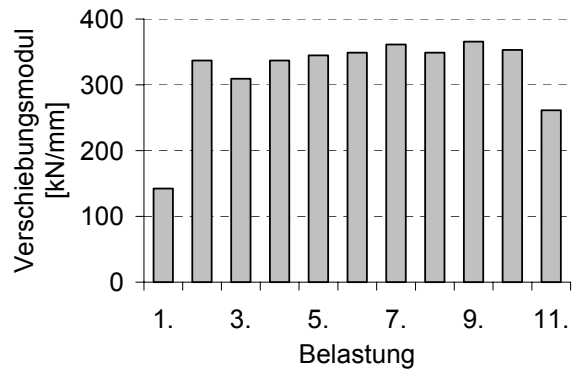
Versuchsreihe D-R1-MA-03



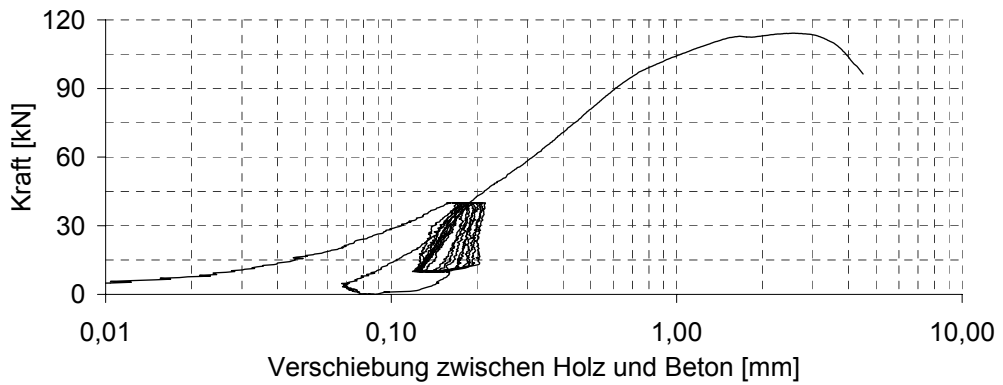
Detaildarstellung 1. und 11. Belastung



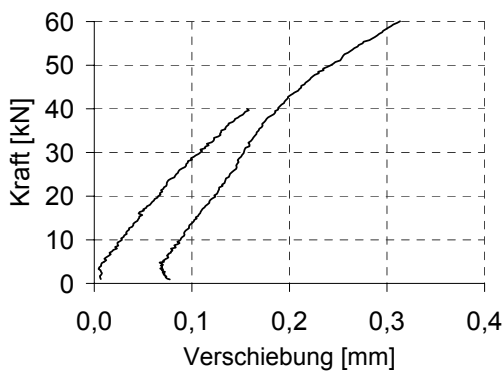
Verschiebungsmodul der 1. bis 11. Belastung



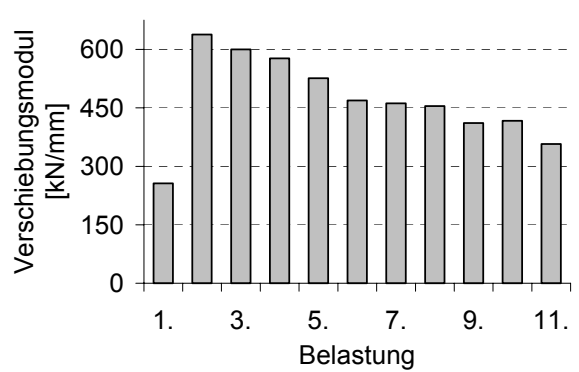
Versuchsreihe D-R1-MA-04



Detaildarstellung 1. und 11. Belastung

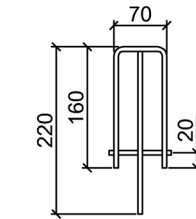
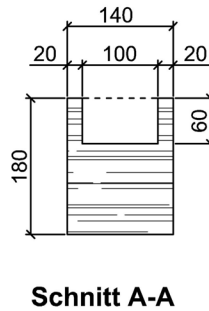
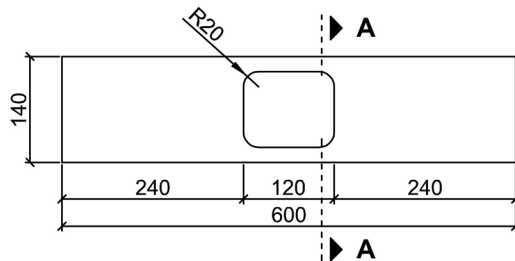


Verschiebungsmodul der 1. bis 11. Belastung



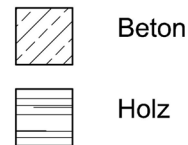
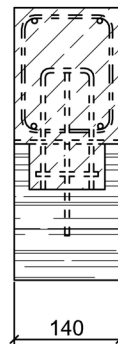
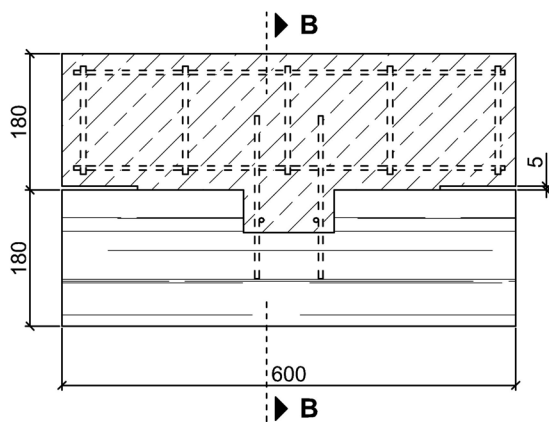
A.14 Versuchsreihe E-R1-MA

Holzbalken:



Bewehrungselement:
BSt 500 S Ø6

Versuchskörper:



Die Bewehrungselemente wurden in mit Ø 7 mm vorgebohrte Löcher eingeleimt. Die Betondeckung im Bereich der Nocke betrug 15 mm.

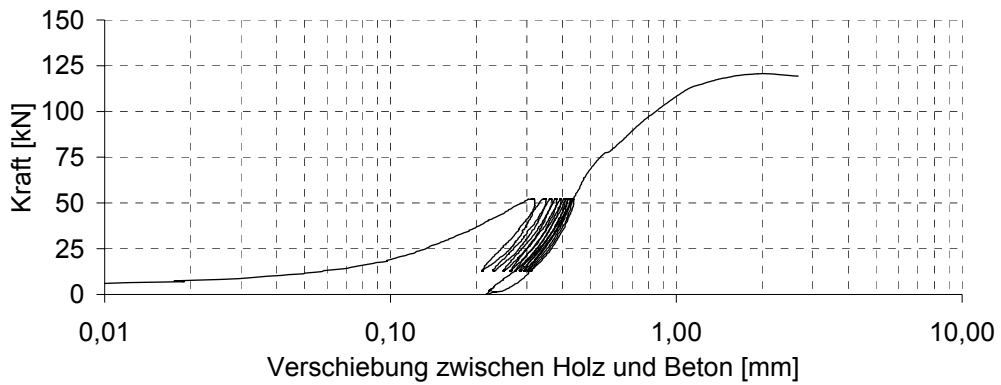
Schnitt B-B

Geschätzte Höchstlast: $F_{est} = 130 \text{ kN}$

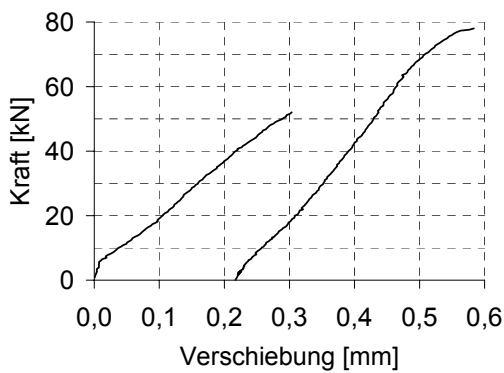
Betondruckfestigkeit: $f_{cm,cube} = 43,3 \text{ N/mm}^2$

| | $v_{0,1F}$ | $v_{0,2F}$ | $v_{0,3F}$ | $v_{0,4F}$ | K_i | K_e | F_u |
|-------|------------------------|------------|------------|------------|----------|----------|-------|
| | in mm | in mm | in mm | in mm | in kN/mm | in kN/mm | in kN |
| VK-01 | 0,059 | 0,137 | 0,213 | 0,304 | 171 | 236 | 120,7 |
| VK-02 | 0,049 | 0,093 | 0,144 | 0,209 | 249 | 294 | 129,5 |
| VK-03 | 0,075 | 0,149 | 0,221 | 0,292 | 178 | 219 | 131,1 |
| VK-04 | 0,049 | 0,135 | 0,228 | 0,325 | 160 | 235 | 138,4 |
| | Mittelwert: | | | | 189 | 246 | 129,9 |
| | Standardabweichung: | | | | 40 | 33 | 7,3 |
| | Variationskoeffizient: | | | | 21,2 % | 13,4 % | 5,6 % |

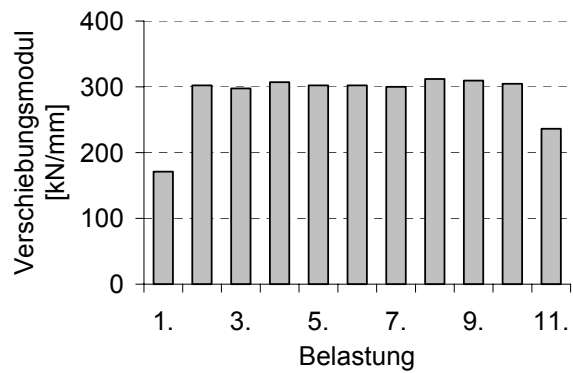
Versuchsreihe E-R1-MA-01



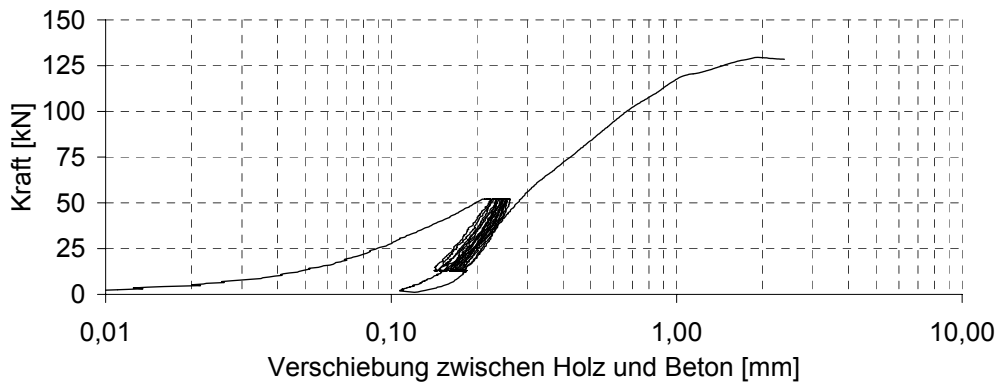
Detaildarstellung 1. und 11. Belastung



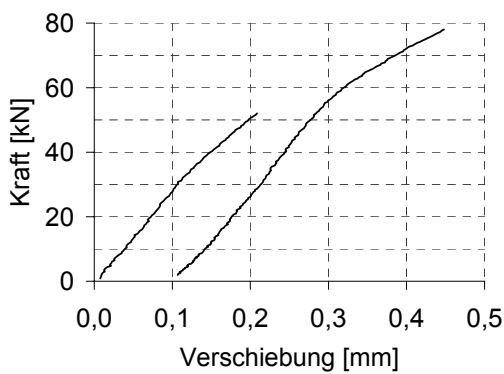
Verschiebungsmodul der 1. bis 11. Belastung



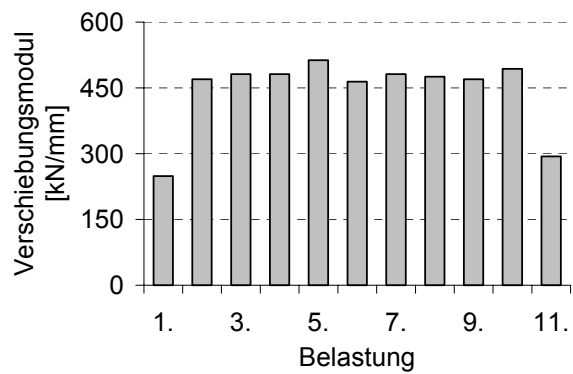
Versuchsreihe E-R1-MA-02



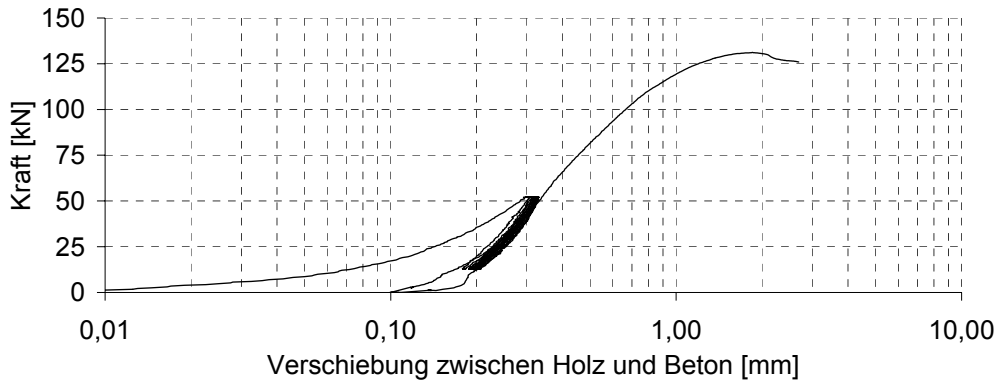
Detaildarstellung 1. und 11. Belastung



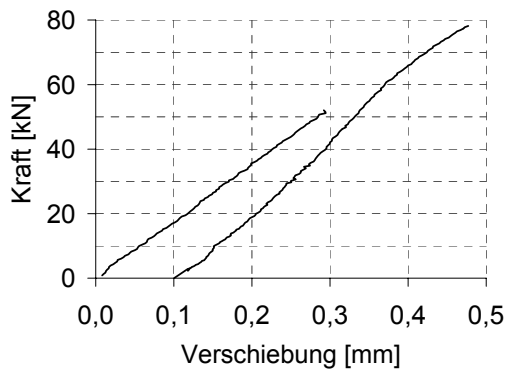
Verschiebungsmodul der 1. bis 11. Belastung



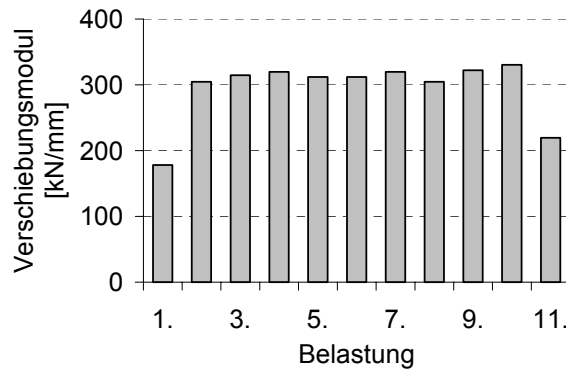
Versuchsreihe E-R1-MA-03



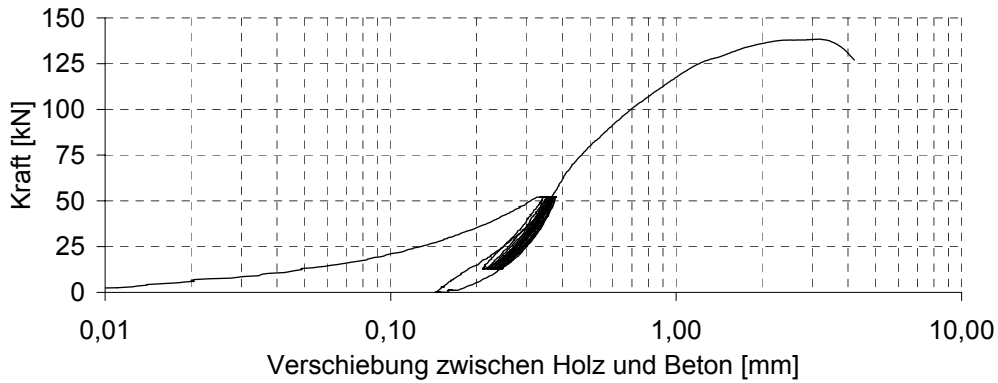
Detaildarstellung 1. und 11. Belastung



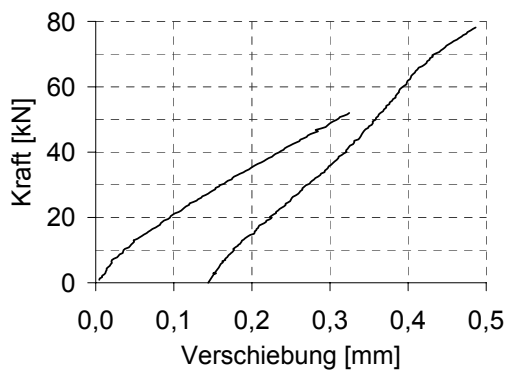
Verschiebungsmodul der 1. bis 11. Belastung



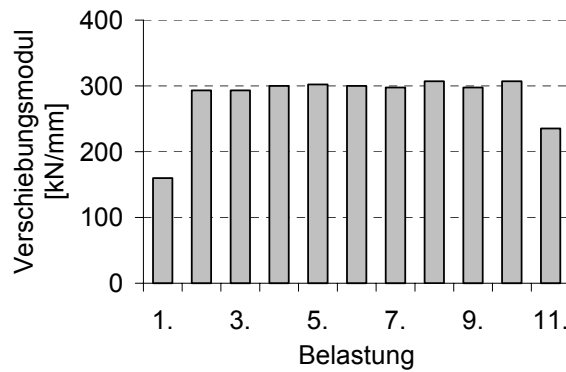
Versuchsreihe E-R1-MA-04



Detaildarstellung 1. und 11. Belastung

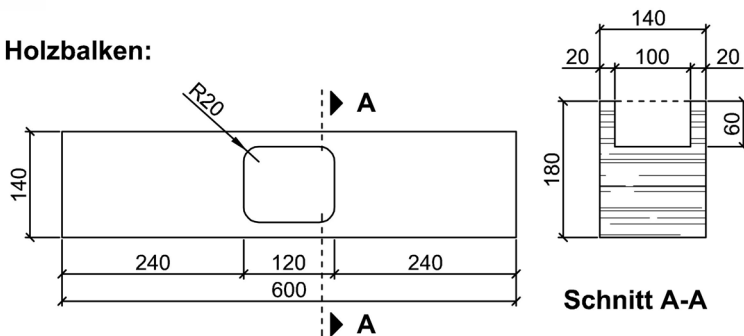


Verschiebungsmodul der 1. bis 11. Belastung

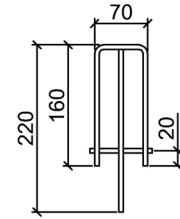


A.15 Versuchsreihe E-R1-OA

Holzbalken:

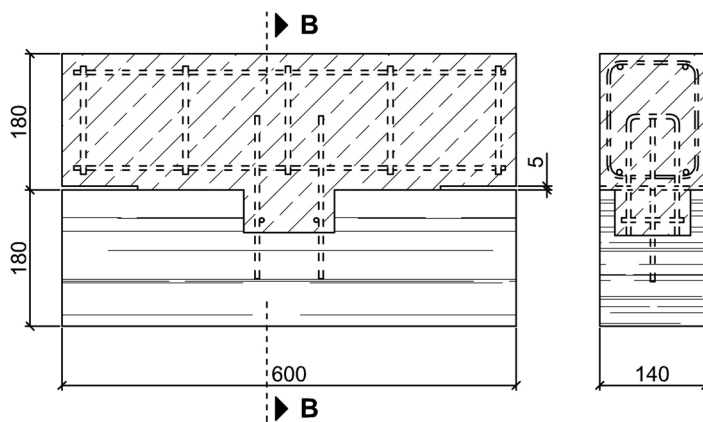


Schnitt A-A

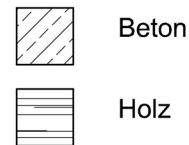


Bewehrungselement:
BSt 500 S Ø6

Versuchskörper:



Schnitt B-B



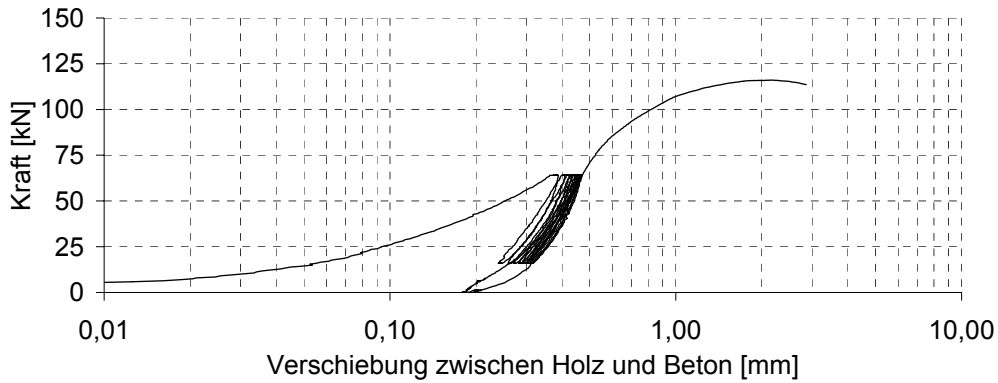
Die Bewehrungselemente wurden in mit Ø 7 mm vorgebohrte Löcher eingeleimt. Die Betondeckung im Bereich der Nocke betrug 15 mm.

Geschätzte Höchstlast: $F_{\text{est}} = 160 \text{ kN}$

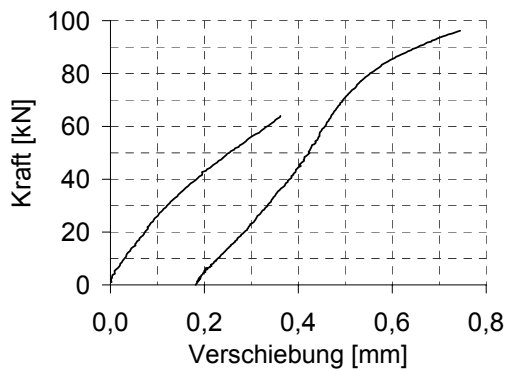
Betondruckfestigkeit: $f_{\text{cm,cube}} = 40,3 \text{ N/mm}^2$

| | $v_{0,1F}$ | $v_{0,2F}$ | $v_{0,3F}$ | $v_{0,4F}$ | K_i | K_e | F_u |
|-------|------------------------|------------|------------|------------|----------|----------|-------|
| | in mm | in mm | in mm | in mm | in kN/mm | in kN/mm | in kN |
| VK-01 | 0,056 | 0,132 | 0,239 | 0,362 | 177 | 222 | 116,0 |
| VK-02 | 0,050 | 0,125 | 0,239 | 0,389 | 165 | 230 | 111,0 |
| VK-03 | 0,058 | 0,136 | 0,226 | 0,331 | 193 | 247 | 119,6 |
| VK-04 | 0,057 | 0,125 | 0,221 | 0,318 | 201 | 276 | 133,6 |
| | Mittelwert: | | | | 184 | 244 | 120,1 |
| | Standardabweichung: | | | | 16 | 24 | 9,7 |
| | Variationskoeffizient: | | | | 9,0 % | 9,8 % | 8,1 % |

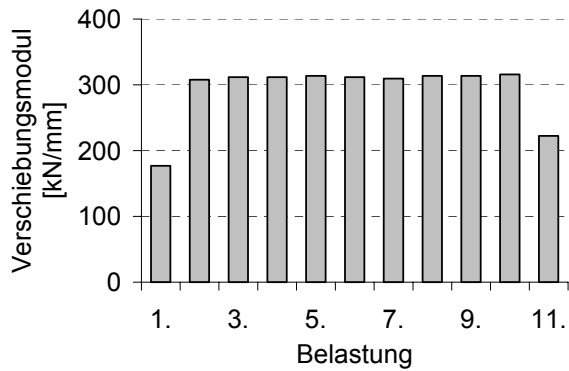
Versuchsreihe E-R1-OA-01



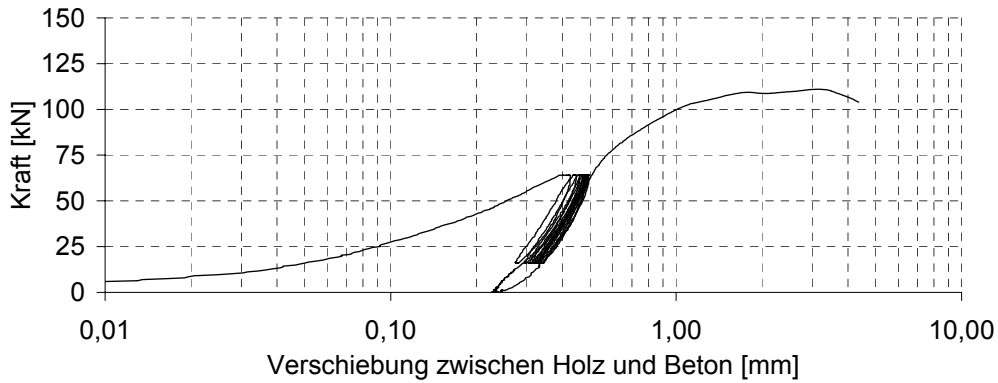
Detaildarstellung 1. und 11. Belastung



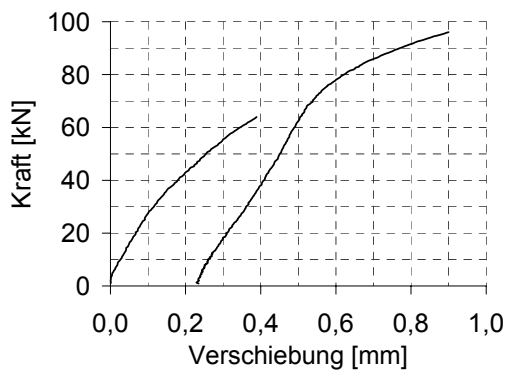
Verschiebungsmodul der 1. bis 11. Belastung



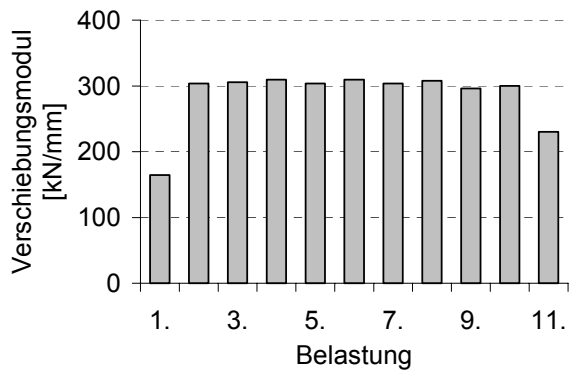
Versuchsreihe E-R1-OA-02



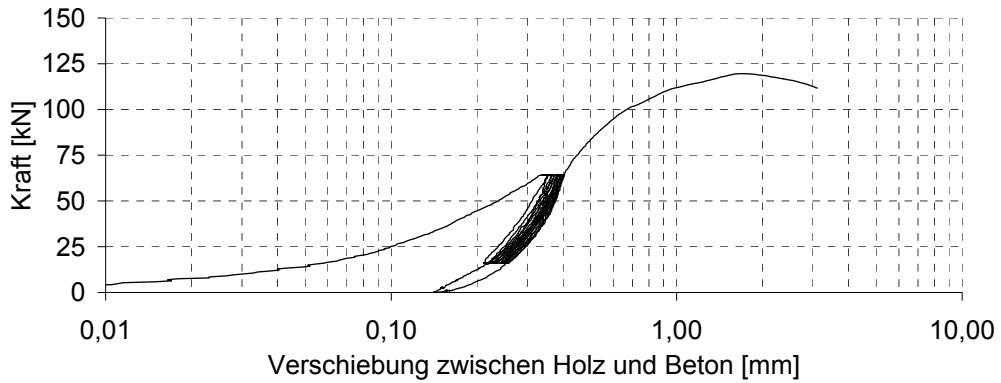
Detaildarstellung 1. und 11. Belastung



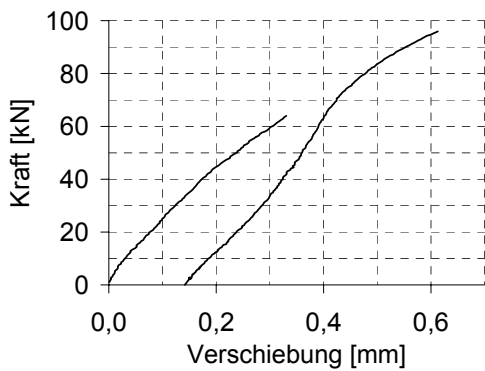
Verschiebungsmodul der 1. bis 11. Belastung



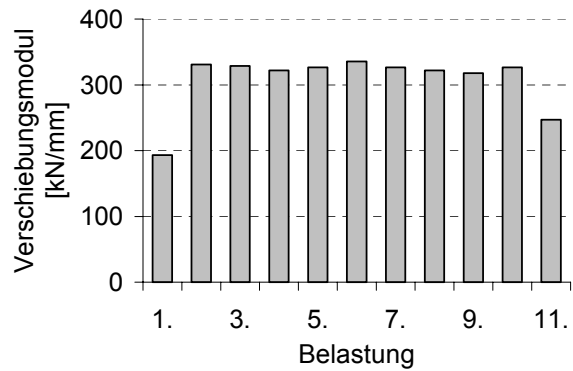
Versuchsreihe E-R1-OA-03



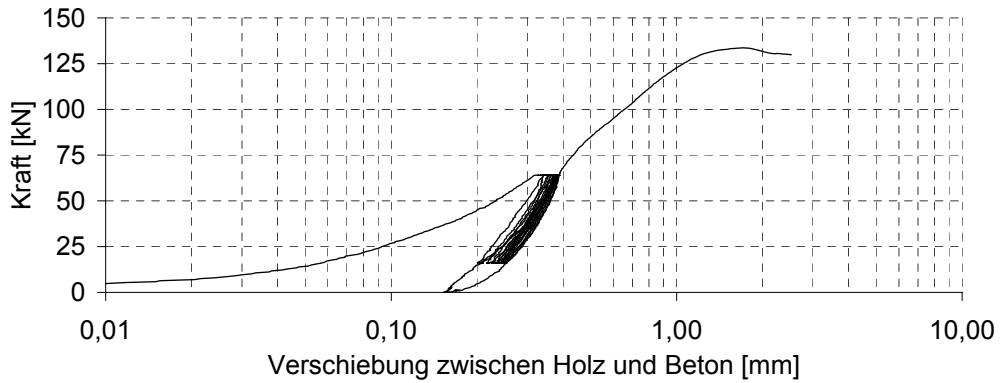
Detaildarstellung 1. und 11. Belastung



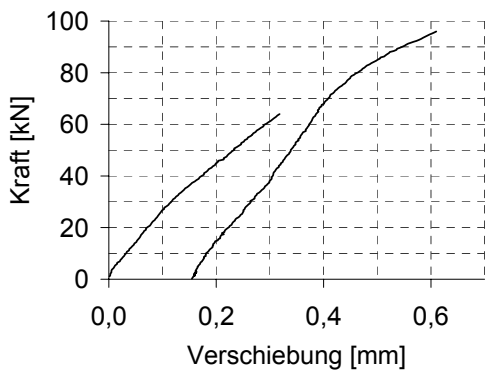
Verschiebungsmodul der 1. bis 11. Belastung



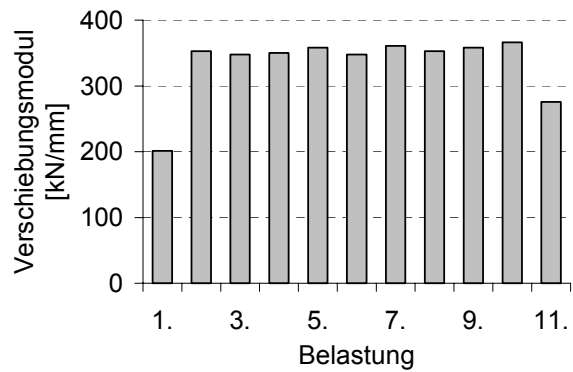
Versuchsreihe E-R1-OA-04



Detaildarstellung 1. und 11. Belastung

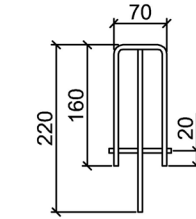
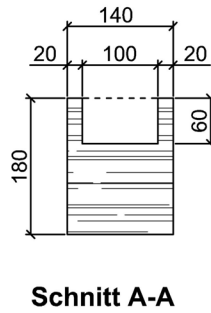
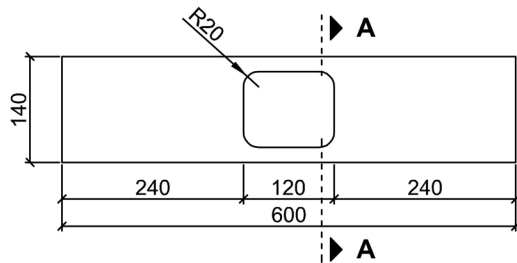


Verschiebungsmodul der 1. bis 11. Belastung



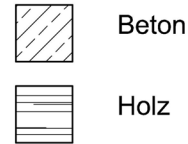
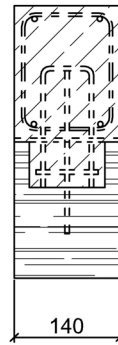
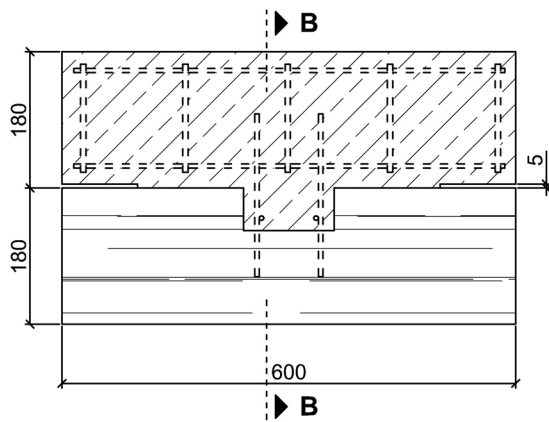
A.16 Versuchsreihe E-R2-MA

Holzbalcken:



Bewehrungselement:
BSt 500 S Ø6

Versuchskörper:



Die Bewehrungselemente wurden in mit Ø 7 mm vorgebohrte Löcher eingeleimt. Die Betondeckung im Bereich der Nocke betrug 15 mm.

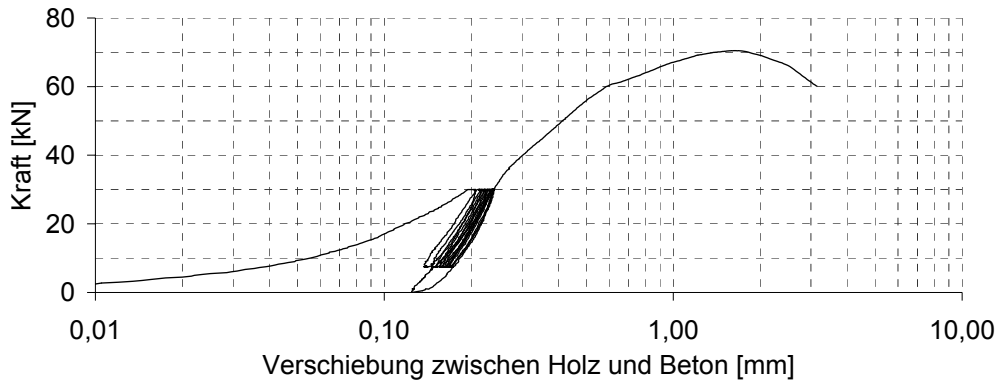
Schnitt B-B

Geschätzte Höchstlast: $F_{est} = 75 \text{ kN}$

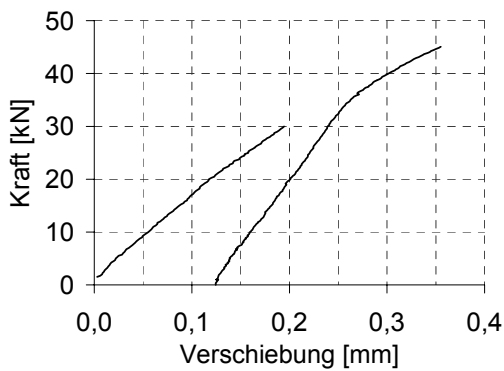
Betondruckfestigkeit: $f_{cm,cube} = 23,4 \text{ N/mm}^2$

| | $v_{0,1F}$ | $v_{0,2F}$ | $v_{0,3F}$ | $v_{0,4F}$ | K_i | K_e | F_u |
|-------|------------------------|------------|------------|------------|----------|----------|--------|
| | in mm | in mm | in mm | in mm | in kN/mm | in kN/mm | in kN |
| VK-01 | 0,039 | 0,087 | 0,138 | 0,195 | 154 | 261 | 70,5 |
| VK-02 | 0,040 | 0,080 | 0,130 | 0,200 | 150 | 207 | 78,4 |
| VK-03 | 0,029 | 0,072 | 0,125 | 0,186 | 161 | 197 | 63,1 |
| | Mittelwert: | | | | 155 | 222 | 70,7 |
| | Standardabweichung: | | | | 6 | 34 | 7,7 |
| | Variationskoeffizient: | | | | 3,7 % | 15,5 % | 10,8 % |

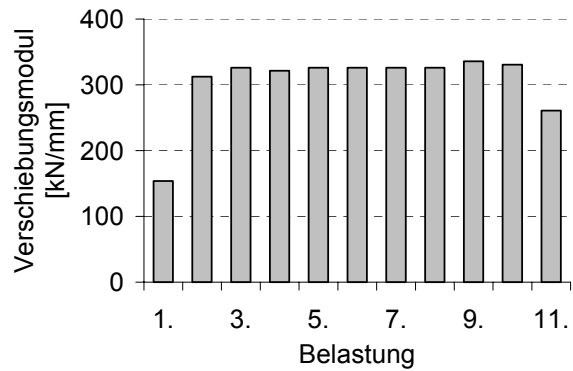
Versuchsreihe E-R2-MA-01



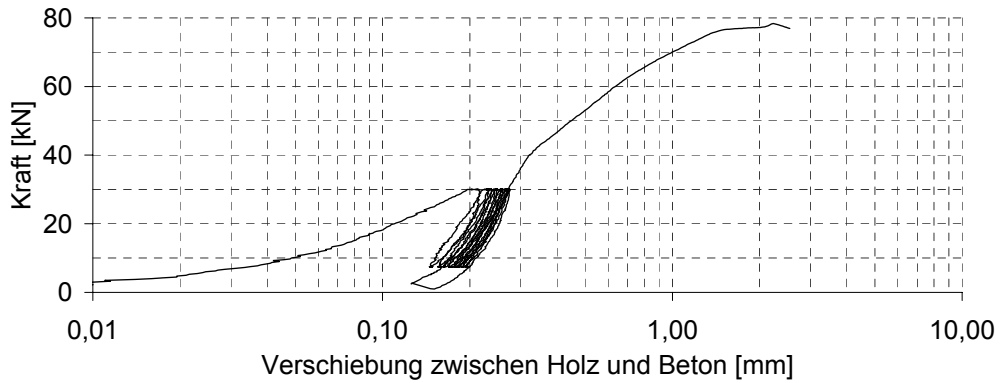
Detaildarstellung 1. und 11. Belastung



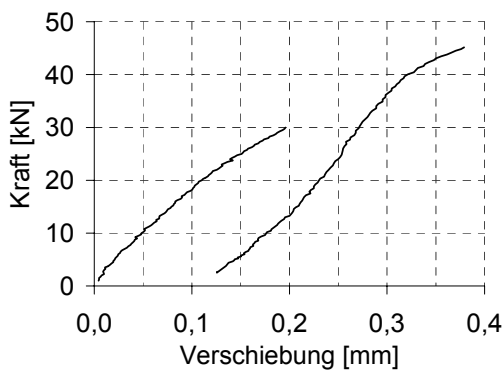
Verschiebungsmodul der 1. bis 11. Belastung



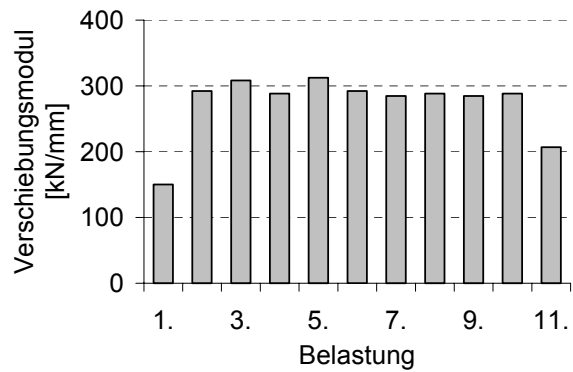
Versuchsreihe E-R2-MA-02



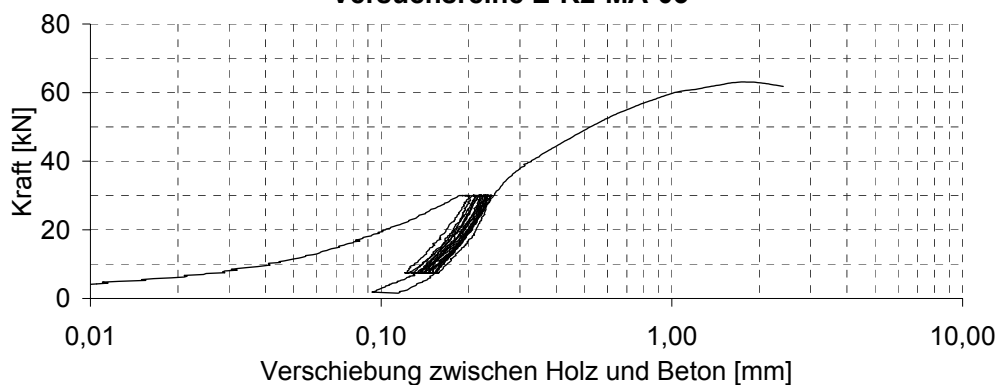
Detaildarstellung 1. und 11. Belastung



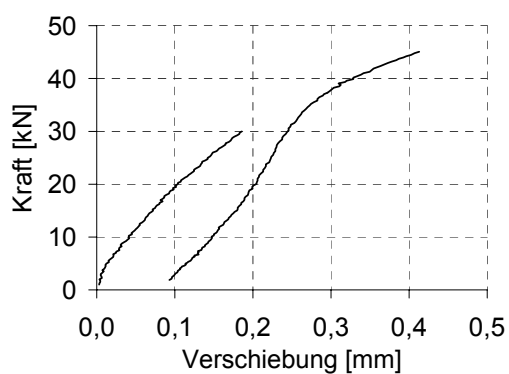
Verschiebungsmodul der 1. bis 11. Belastung



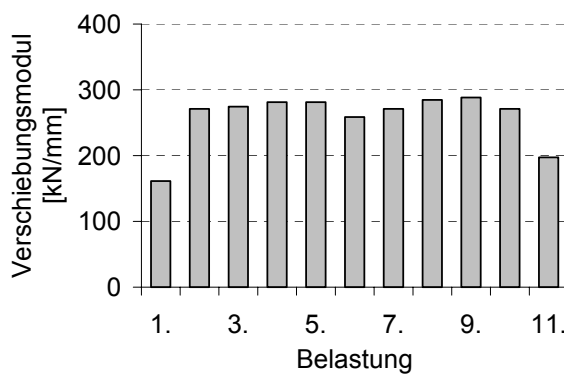
Versuchsreihe E-R2-MA-03



Detaildarstellung 1. und 11. Belastung

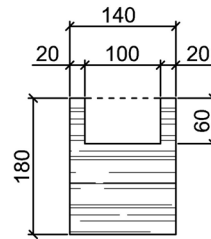
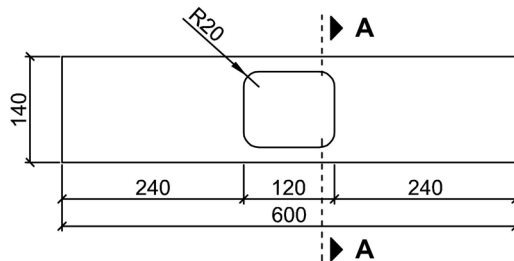


Verschiebungsmodul der 1. bis 11. Belastung

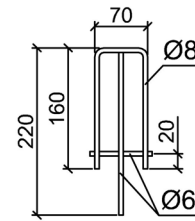


A.17 Versuchsreihe E-R3-MA

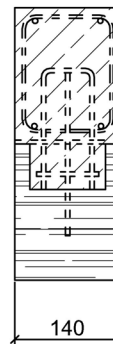
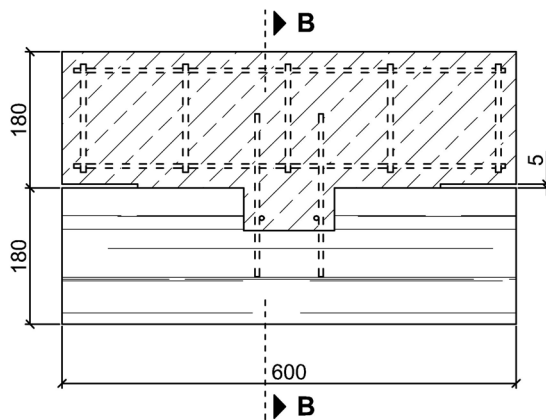
Holzbalken:



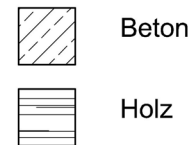
Schnitt A-A

Bewehrungselement:
BSt 500 S Ø6 und Ø8

Versuchskörper:



Schnitt B-B

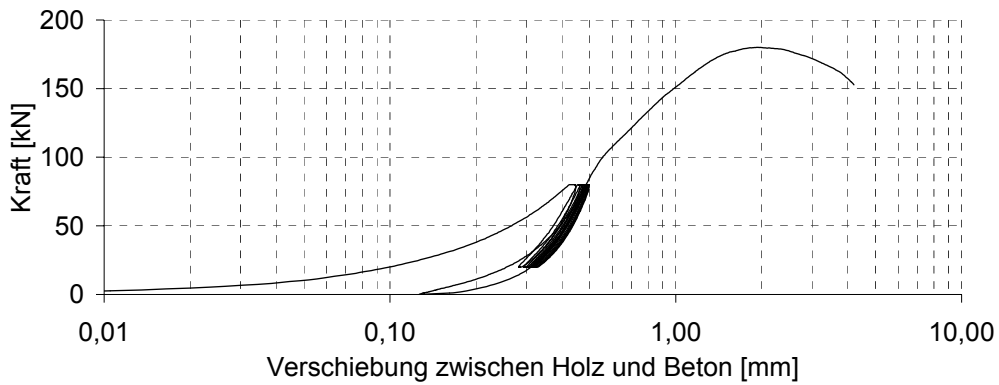


Die Bewehrungselemente wurden in mit Ø 7 mm vorgebohrte Löcher eingeleimt. Die Betondeckung im Bereich der Nocke betrug 15 mm.

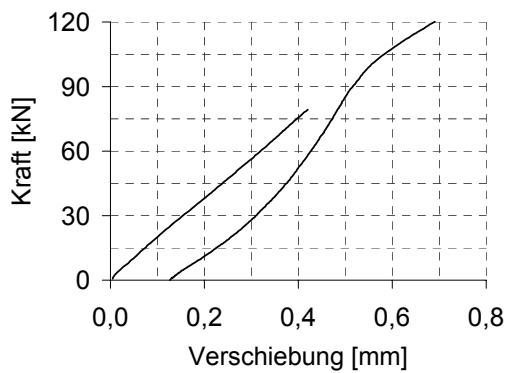
Geschätzte Höchstlast: $F_{\text{est}} = 200 \text{ kN}$ Betondruckfestigkeit: $f_{\text{cm,cube}} = 60,5 \text{ N/mm}^2$

| | $v_{0,1F}$ | $v_{0,2F}$ | $v_{0,3F}$ | $v_{0,4F}$ | K_i | K_e | F_u |
|------------------------|------------|------------|------------|------------|----------|----------|-------|
| | in mm | in mm | in mm | in mm | in kN/mm | in kN/mm | in kN |
| VK-01 | 0,100 | 0,211 | 0,320 | 0,424 | 189 | 222 | 180,1 |
| VK-02 | 0,039 | 0,108 | 0,191 | 0,290 | 276 | 338 | 170,9 |
| VK-03 | 0,078 | 0,174 | 0,275 | 0,389 | 206 | 324 | 176,2 |
| VK-04 | 0,125 | 0,236 | 0,350 | 0,459 | 174 | 220 | 183,0 |
| Mittelwert: | | | | | 211 | 276 | 177,6 |
| Standardabweichung: | | | | | 45 | 64 | 5,2 |
| Variationskoeffizient: | | | | | 21,3 % | 23,1 % | 2,9 % |

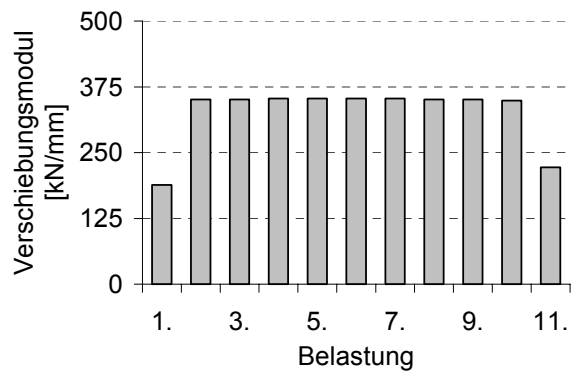
Versuchsreihe E-R3-MA-01



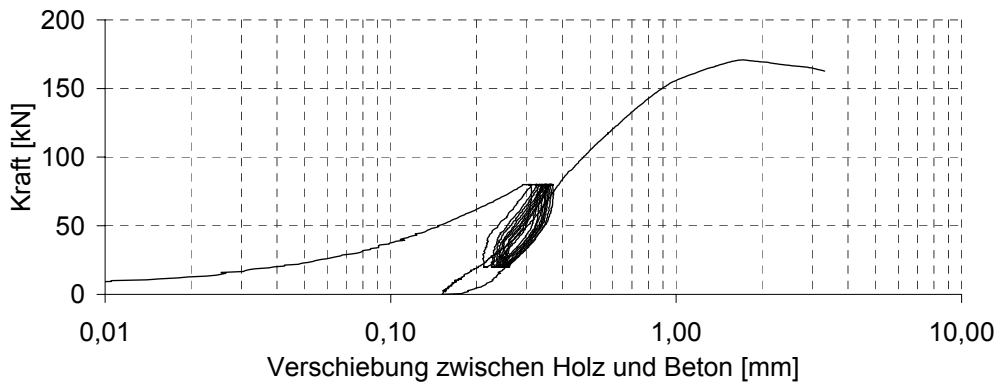
Detaildarstellung 1. und 11. Belastung



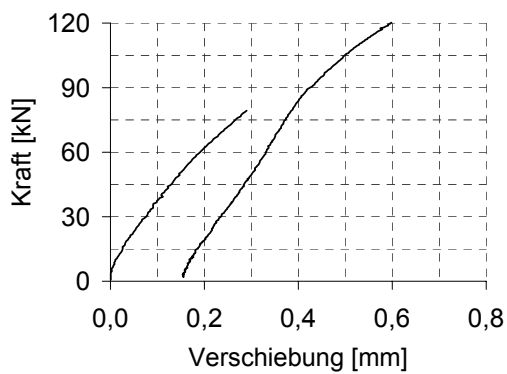
Verschiebungsmodul der 1. bis 11. Belastung



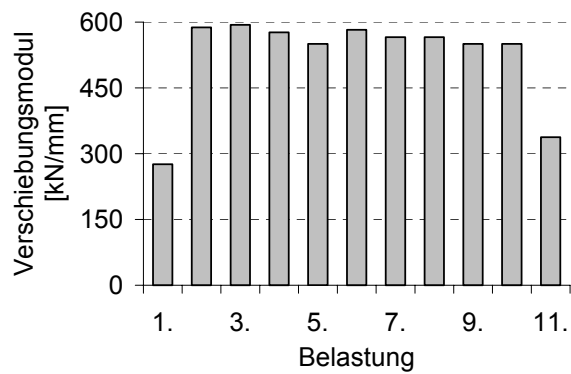
Versuchsreihe E-R3-MA-02



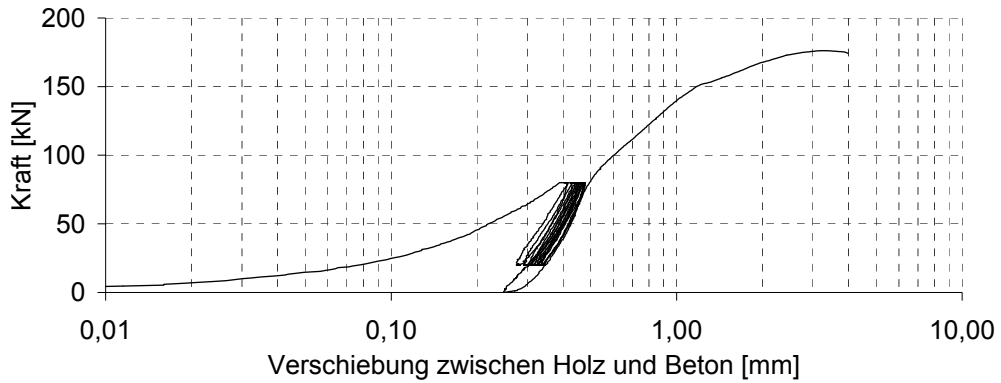
Detaildarstellung 1. und 11. Belastung



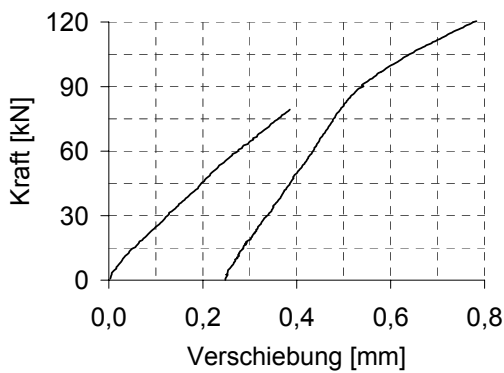
Verschiebungsmodul der 1. bis 11. Belastung



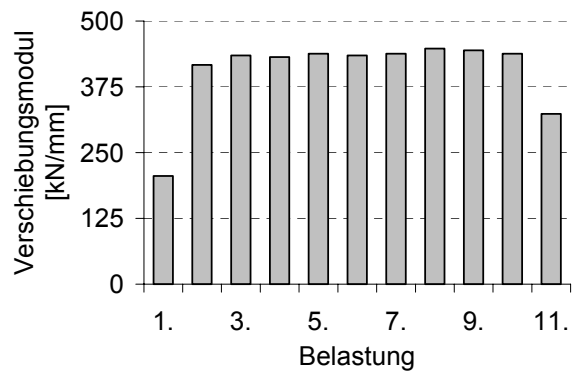
Versuchsreihe E-R3-MA-03



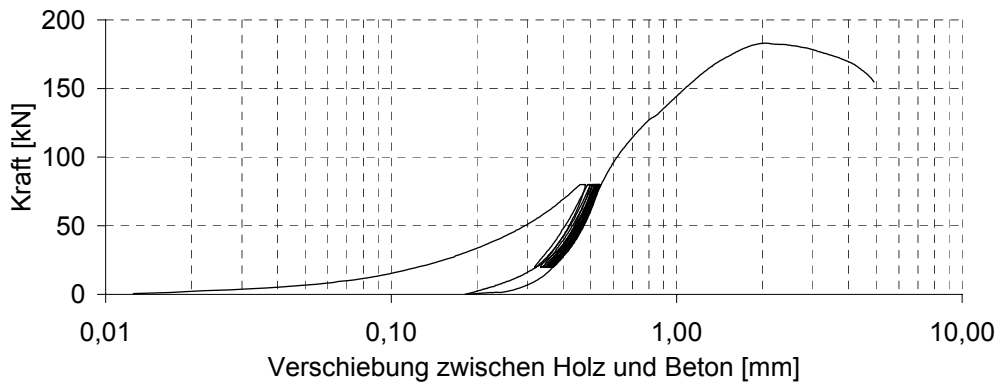
Detaildarstellung 1. und 11. Belastung



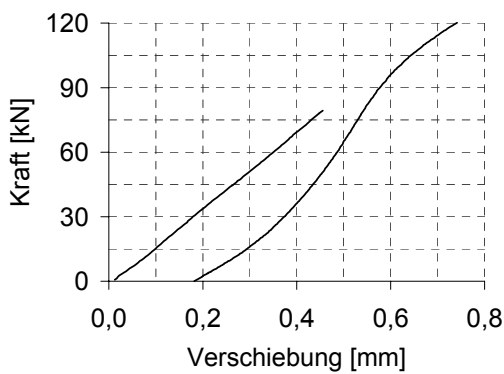
Verschiebungsmodul der 1. bis 11. Belastung



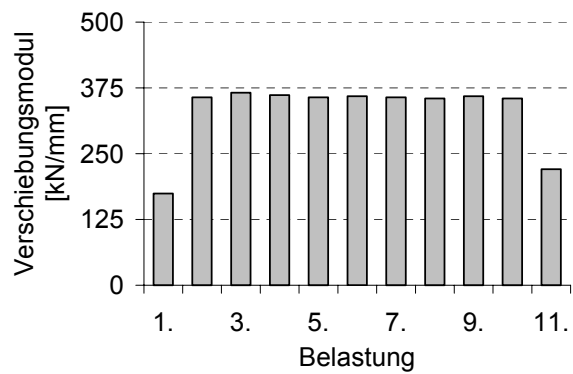
Versuchsreihe E-R3-MA-04



Detaildarstellung 1. und 11. Belastung

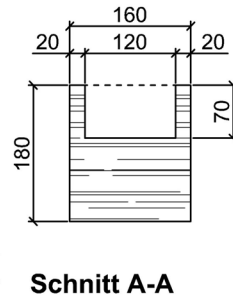
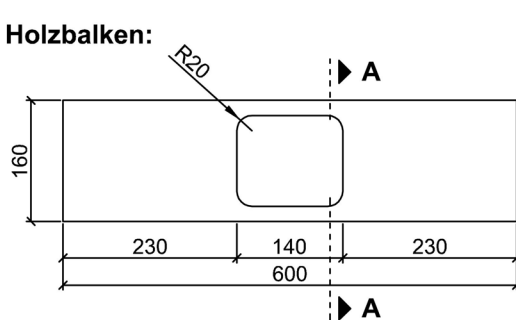


Verschiebungsmodul der 1. bis 11. Belastung

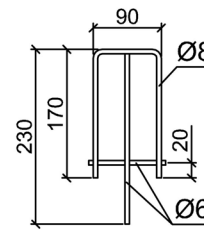


A.18 Versuchsreihe F-R1-MA

Holzbalcken:

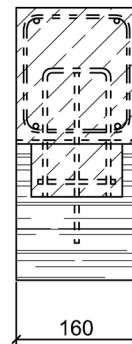
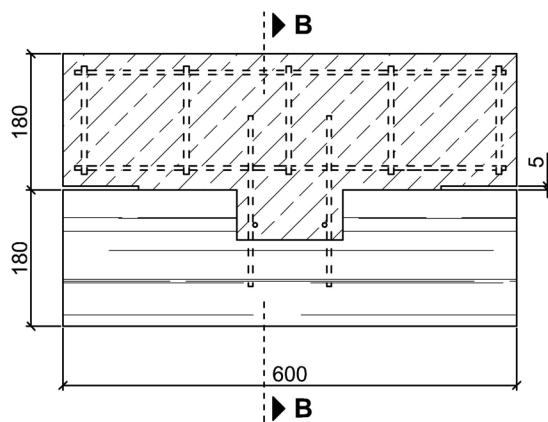


Schnitt A-A

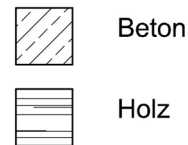


Bewehrungselement:
BSt 500 S Ø6 und Ø8

Versuchskörper:



Schnitt B-B



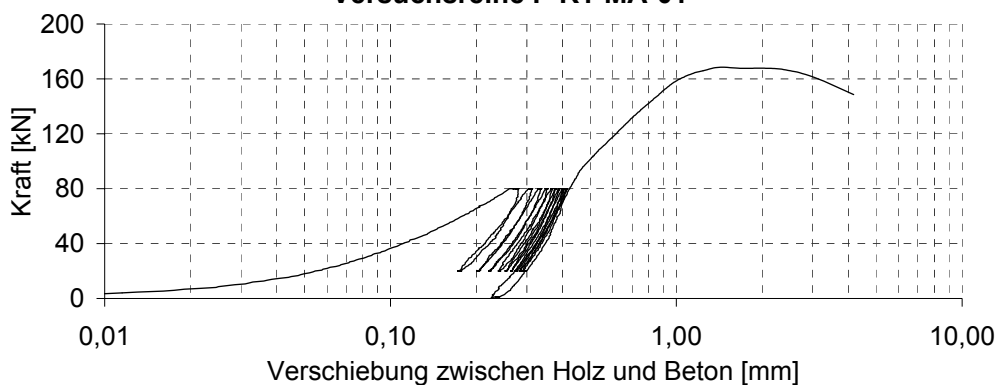
Die Bewehrungselemente wurden in mit Ø 7 mm vorgebohrte Löcher eingeleimt. Die Betondeckung im Bereich der Nocke betrug 15 mm.

Geschätzte Höchstlast: $F_{est} = 200 \text{ kN}$

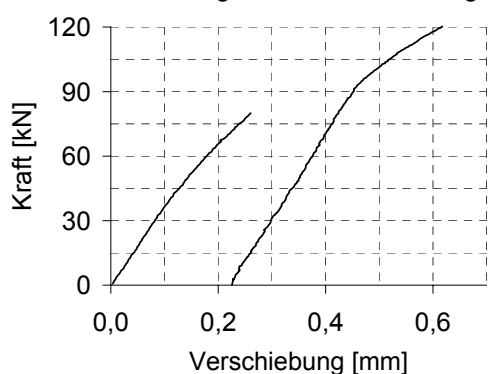
Betondruckfestigkeit: $f_{cm,cube} = 40,3 \text{ N/mm}^2$

| | $v_{0,1F}$ | $v_{0,2F}$ | $v_{0,3F}$ | $v_{0,4F}$ | K_i | K_e | F_u |
|-------|------------------------|------------|------------|------------|----------|----------|-------|
| | in mm | in mm | in mm | in mm | in kN/mm | in kN/mm | in kN |
| VK-01 | 0,055 | 0,111 | 0,179 | 0,261 | 307 | 404 | 167,8 |
| VK-02 | 0,062 | 0,143 | 0,237 | 0,347 | 231 | 305 | 172,6 |
| VK-03 | 0,047 | 0,106 | 0,174 | 0,262 | 305 | 359 | 172,9 |
| VK-04 | 0,052 | 0,109 | 0,173 | 0,248 | 323 | 381 | 179,4 |
| | Mittelwert: | | | | 291 | 362 | 173,2 |
| | Standardabweichung: | | | | 41 | 42 | 4,8 |
| | Variationskoeffizient: | | | | 14,2 % | 11,7 % | 2,8 % |

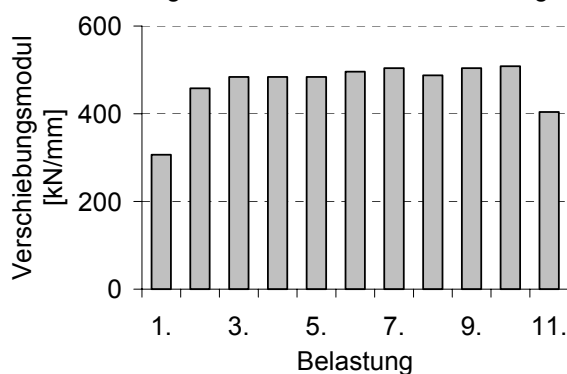
Versuchsreihe F-R1-MA-01



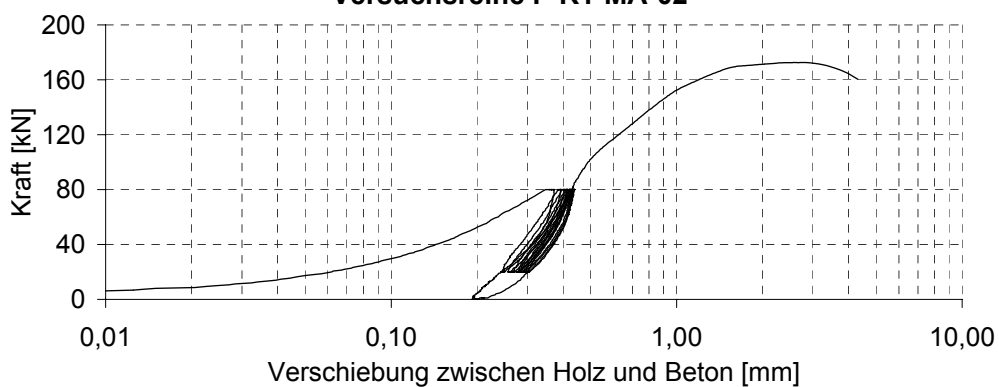
Detaildarstellung 1. und 11. Belastung



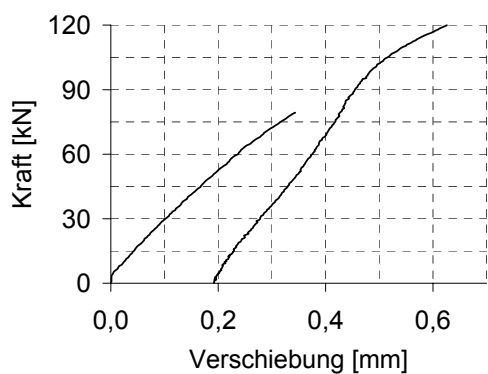
Verschiebungsmodul der 1. bis 11. Belastung



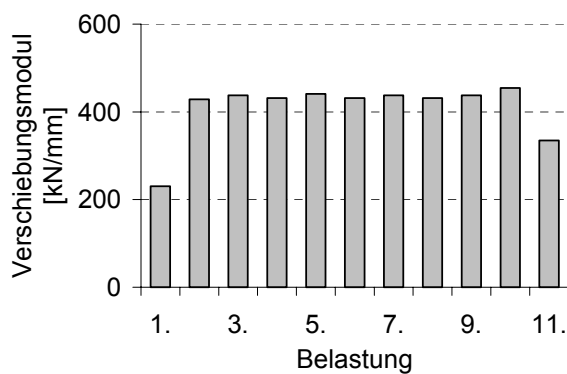
Versuchsreihe F-R1-MA-02



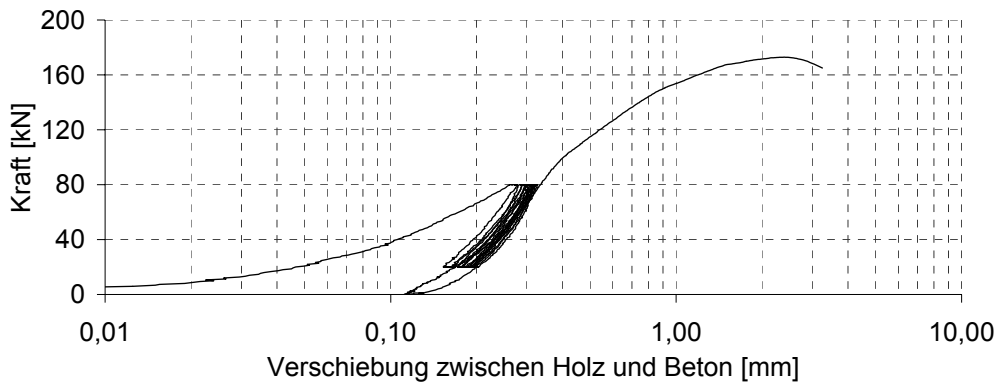
Detaildarstellung 1. und 11. Belastung



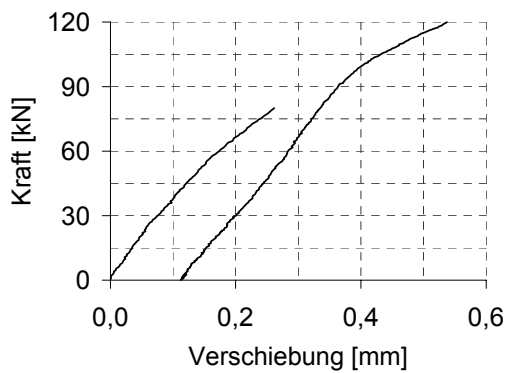
Verschiebungsmodul der 1. bis 11. Belastung



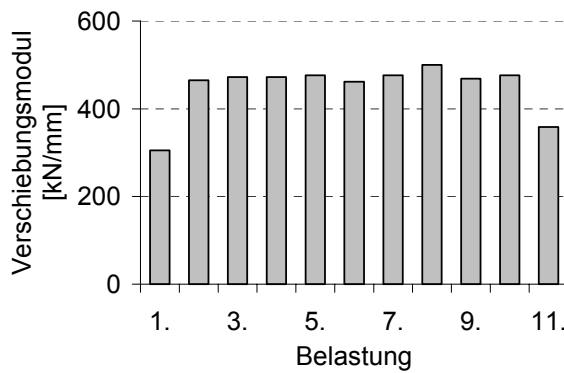
Versuchsreihe F-R1-MA-03



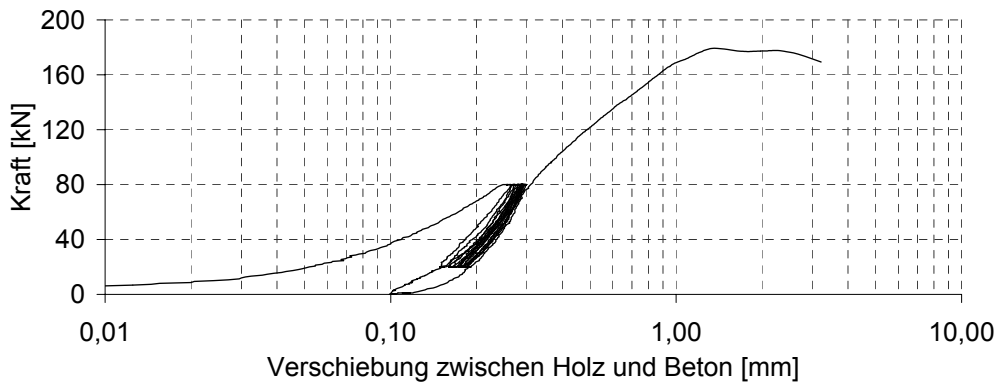
Detaildarstellung 1. und 11. Belastung



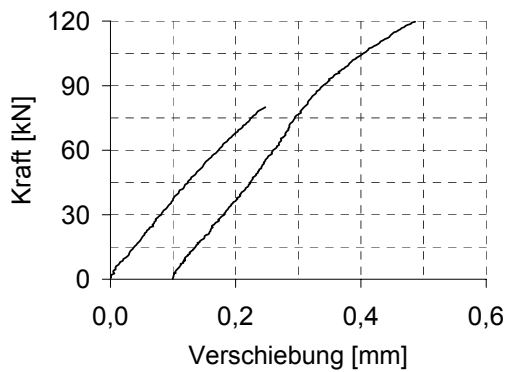
Verschiebungsmodul der 1. bis 11. Belastung



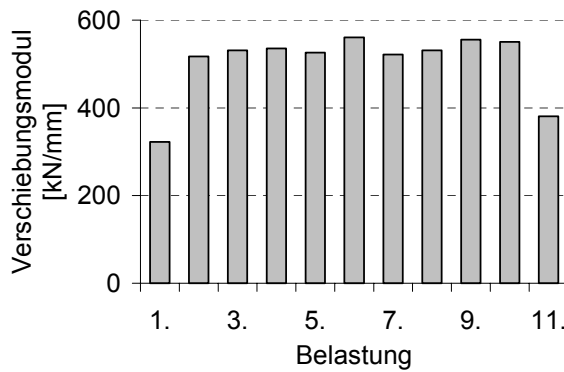
Versuchsreihe F-R1-MA-04



Detaildarstellung 1. und 11. Belastung



Verschiebungsmodul der 1. bis 11. Belastung



B Anlagen zu den Dauerstandsversuchen

B.1 Biegeträger mit Polymerbetonnocken

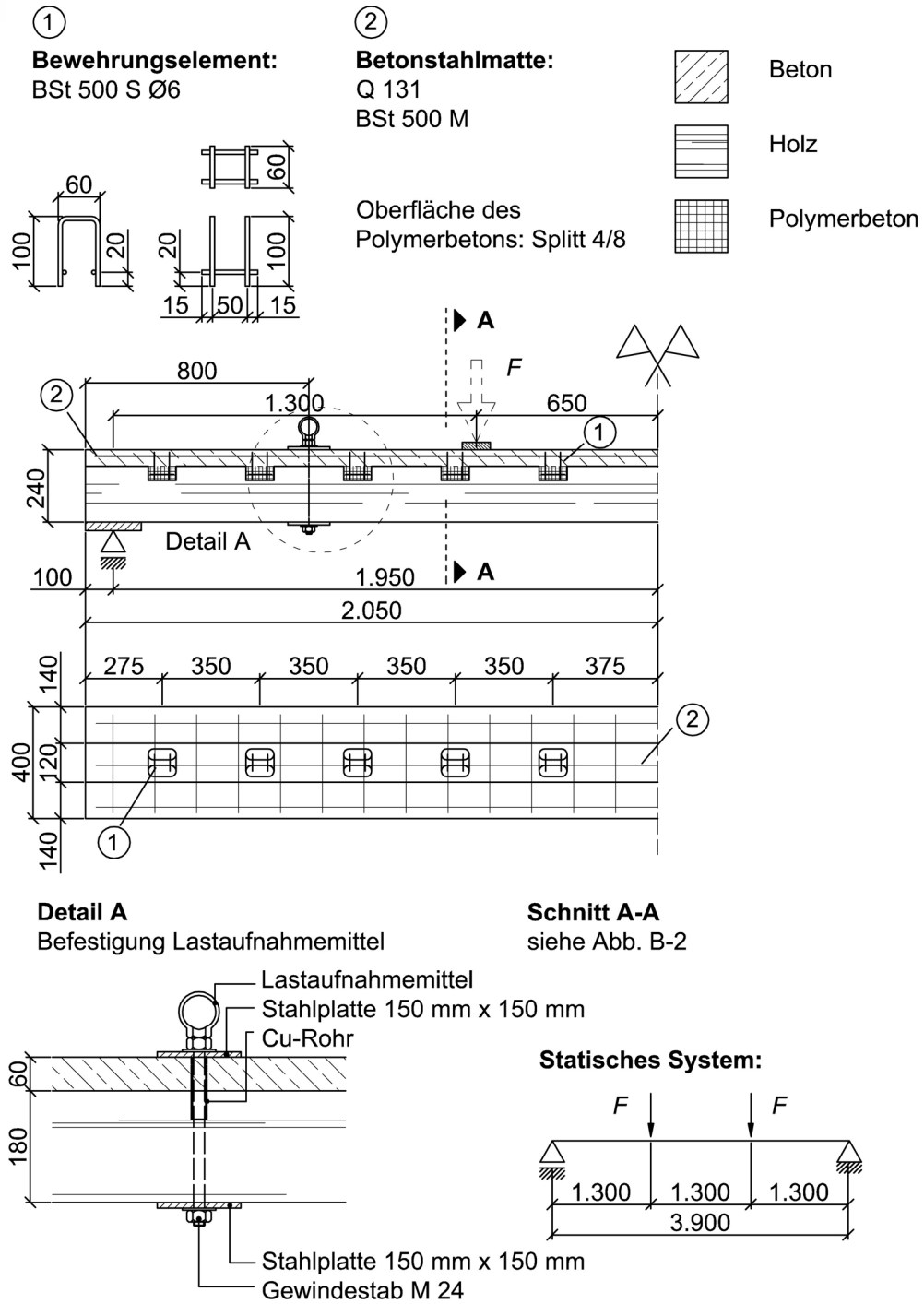


Abb. B-1: Schematische Darstellung des Biegeträgers mit Polymerbetonnocken

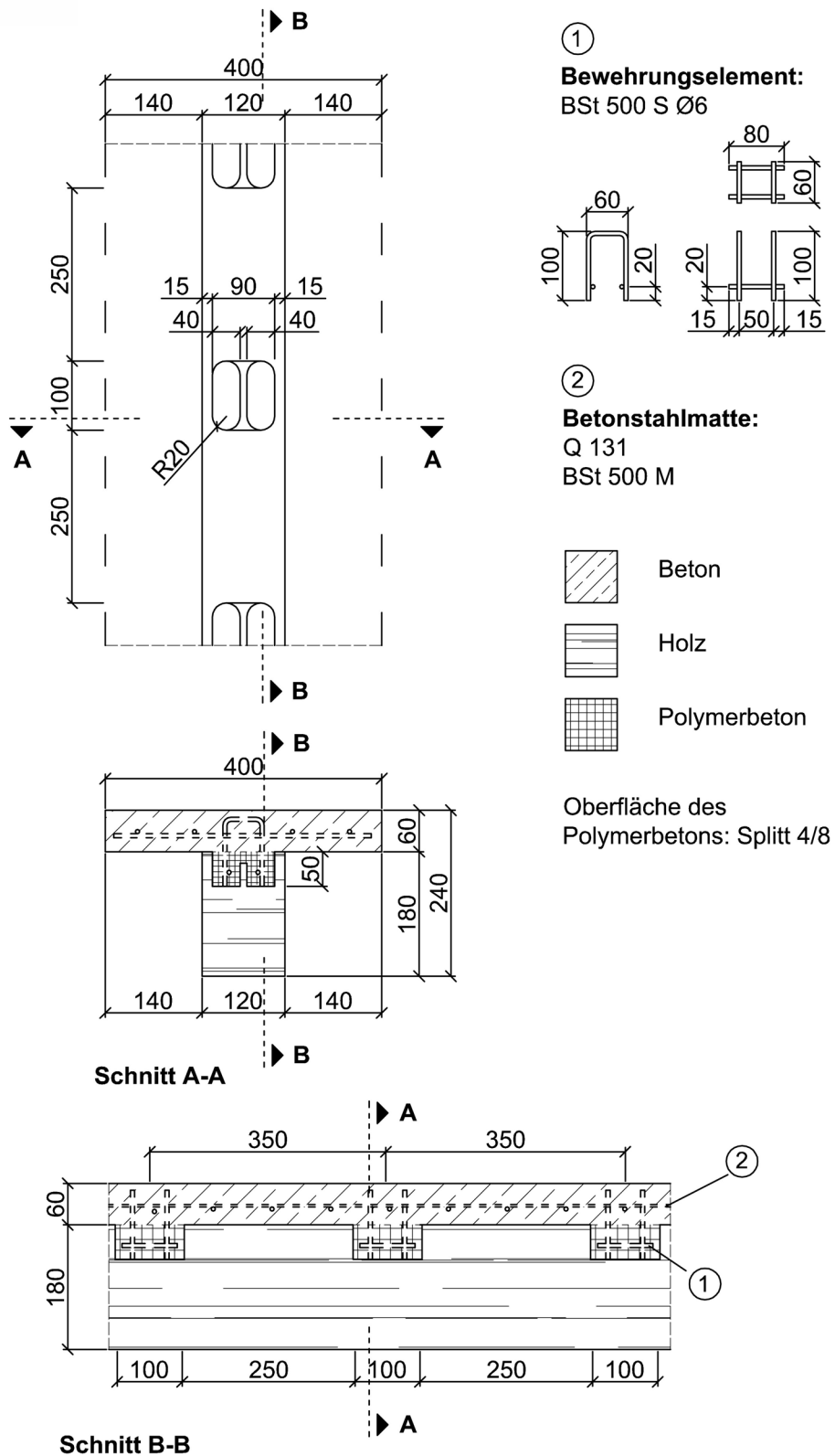


Abb. B-2: Detailzeichnungen des Biegeträgers mit Polymerbetonnocken

B.2 Biegeträger mit Konsol-Nocken

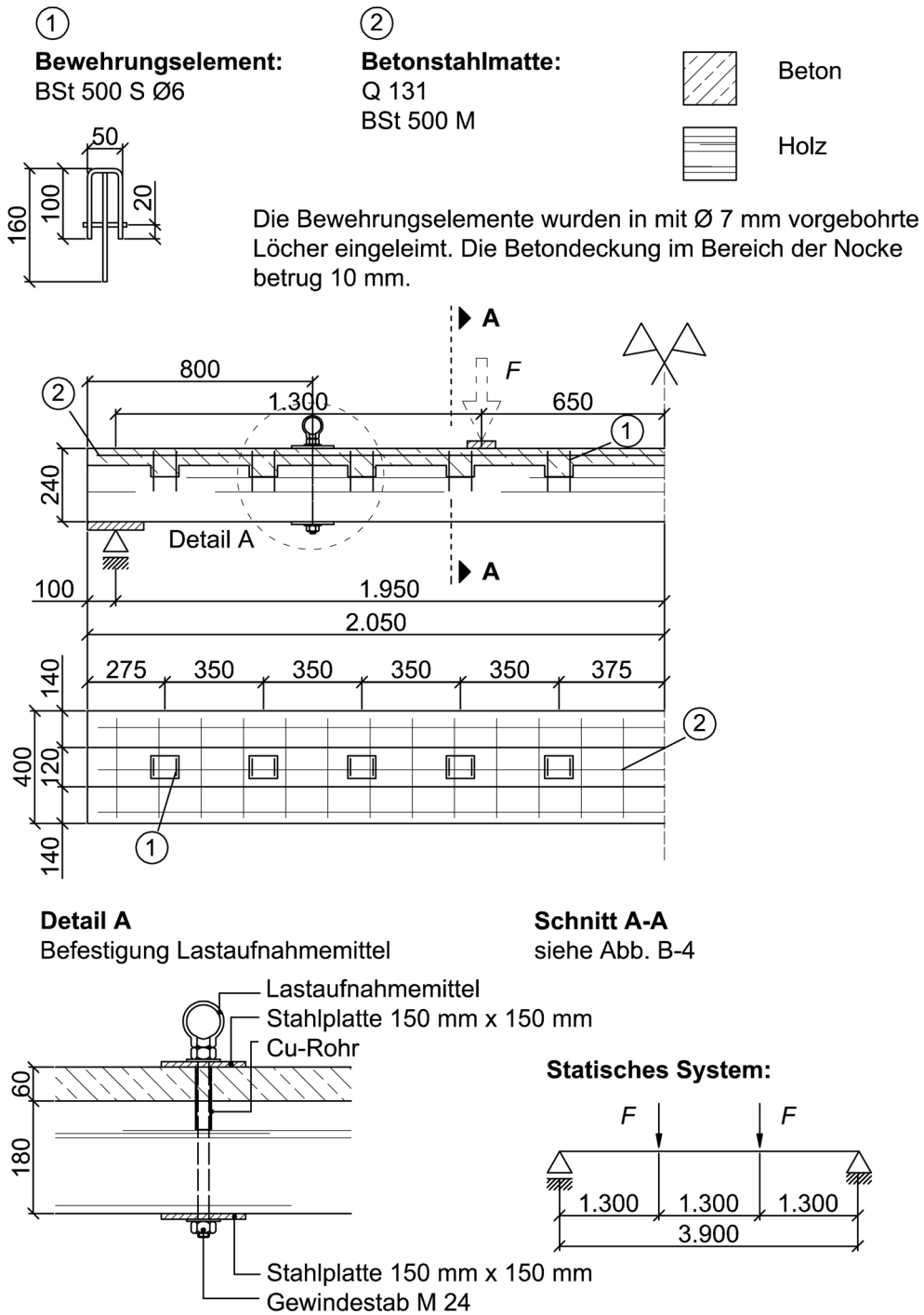


Abb. B-3: Schematische Darstellung des Biegeträgers mit Konsol-Nocken

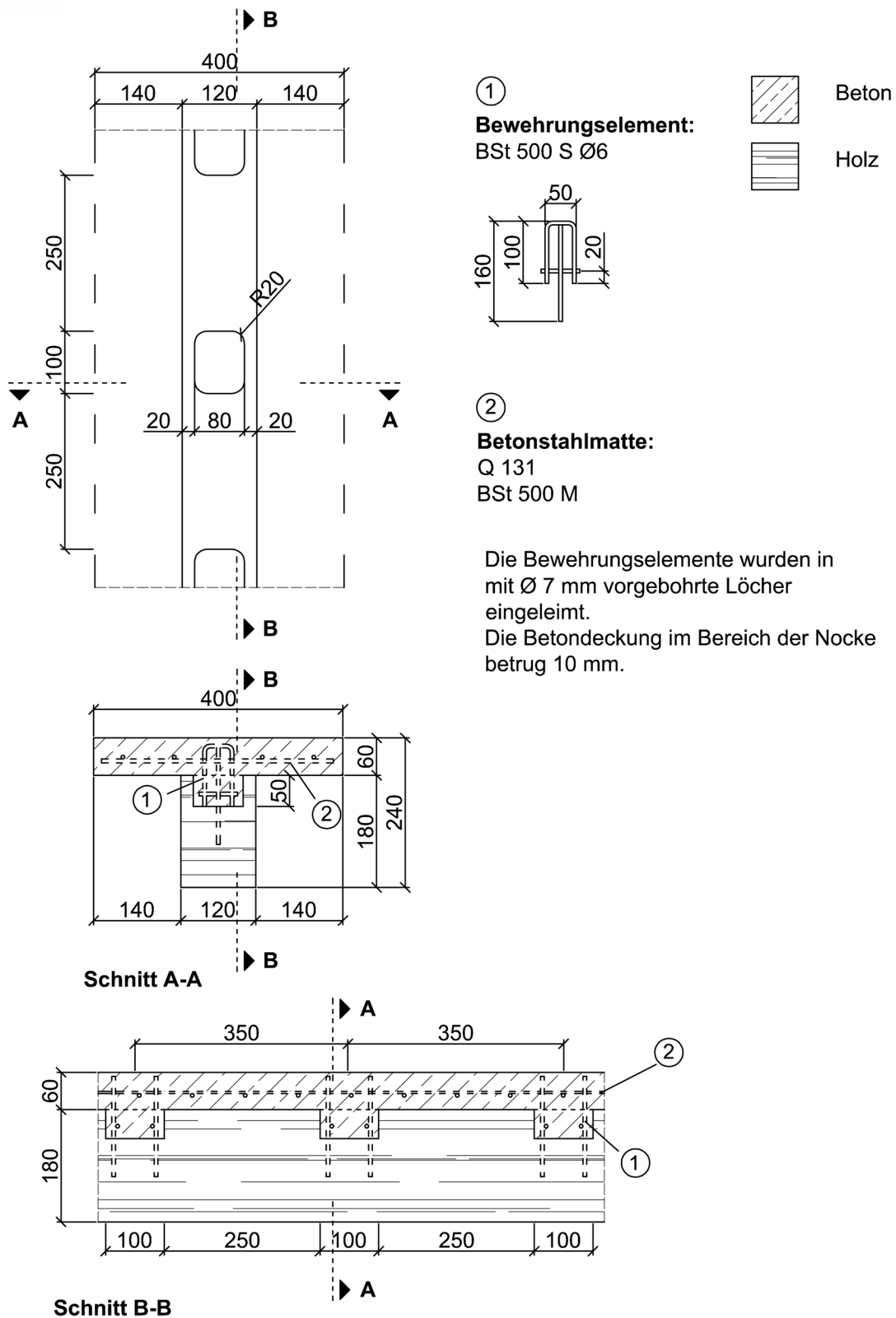


Abb. B-4: Detailzeichnungen des Biegeträgers mit Konsol-Nocken

B.3 Anordnung der Messtechnik am Biegeträger

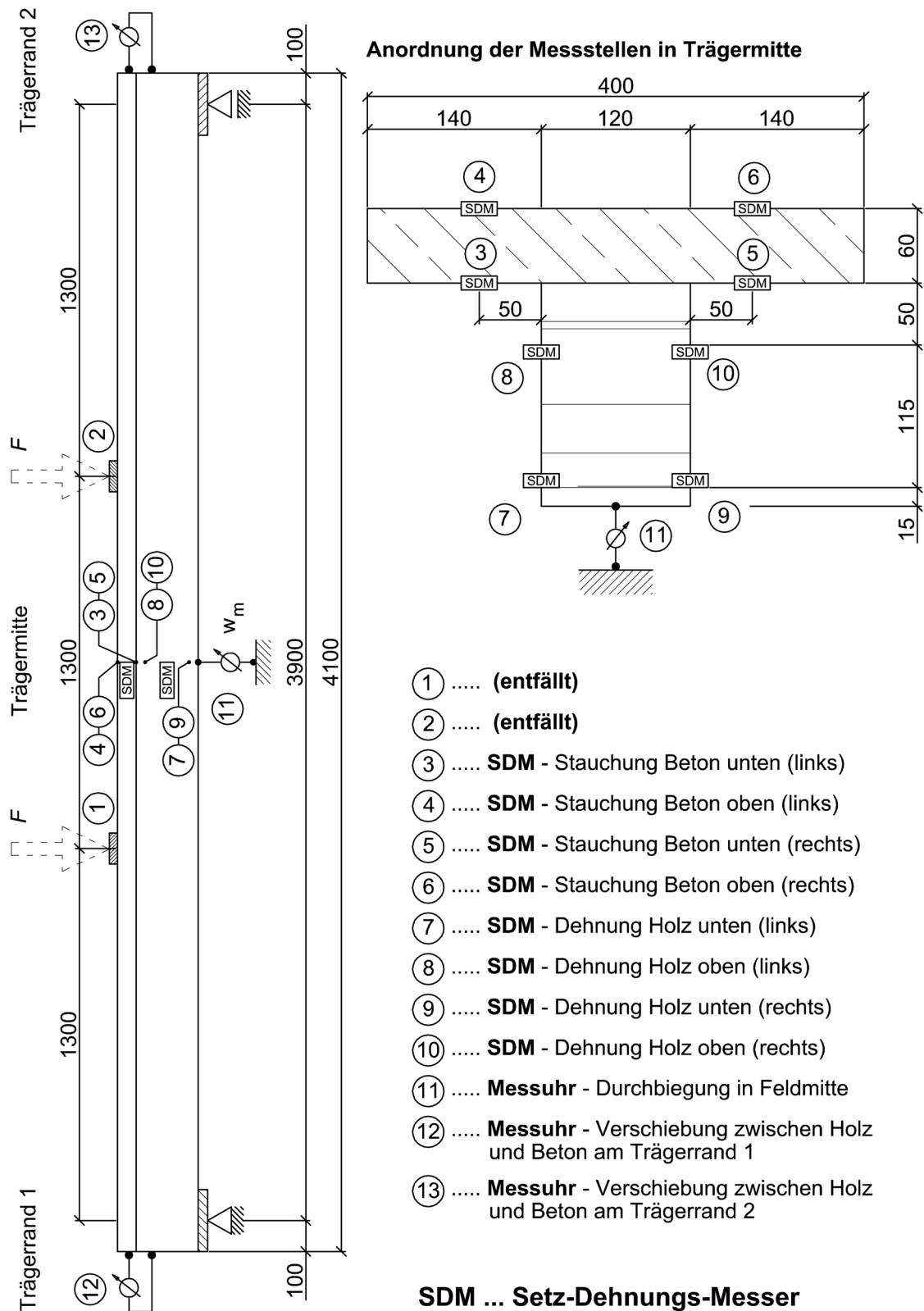


Abb. B-5: Anordnung der Messtechnik

B.4 Materialkenngrößen Beton

Tabelle B-1: Betoneigenschaften am Tag der Erstbelastung

| | Prüfalter in Tagen | Rohdichte | | Elastizitätsmodul | | Druckfestigkeit | |
|------------------|-----------------------|----------------------------------|-------------------------------------|-------------------------------|----------------------------------|--|---------------------------------------|
| | | ρ_R in kg/m ³ | ρ_{Rm} in kg/m ³ | E_c in N/mm ² | E_{cm} in N/mm ² | $f_{c,dry,cube}$ in N/mm ² | $f_{cm,cube}$ in N/mm ² |
| Nocken- typ A | 12 | 2344 | | 19434 | | 43,1 | |
| | | 2338 | 2346 | 19059 | 19484 | 42,1 | 38,1 |
| | | 2356 | | 19959 | | 39,2 | |
| Nocken- typ D | 14 | 2364 | | 21686 | | 50,8 | |
| | | 2370 | 2372 | 22922 | 22396 | 49,8 | 45,6 |
| | | 2382 | | 22579 | | 48,2 | |

B.5 Materialkenngrößen Holz

Tabelle B-2: Holzeigenschaften

| | Holzfeuchte am Tag der Erstbe- lastung in % | Darr-Rohdichte in g/cm ³ | Biege-Elastizitätsmodul am Tag der Erstbelastung in N/mm ² | |
|------------------|---|--|--|----------|
| | | | E_t | E_{tm} |
| Nocken- typ A | 12,0 | 0,58 | 12078 | |
| | | | 12609 | 12445 |
| | | | 12647 | |
| Nocken- typ D | 9,9 | 0,49 | 13124 | |
| | | | 11734 | 12453 |
| | | | 12502 | |

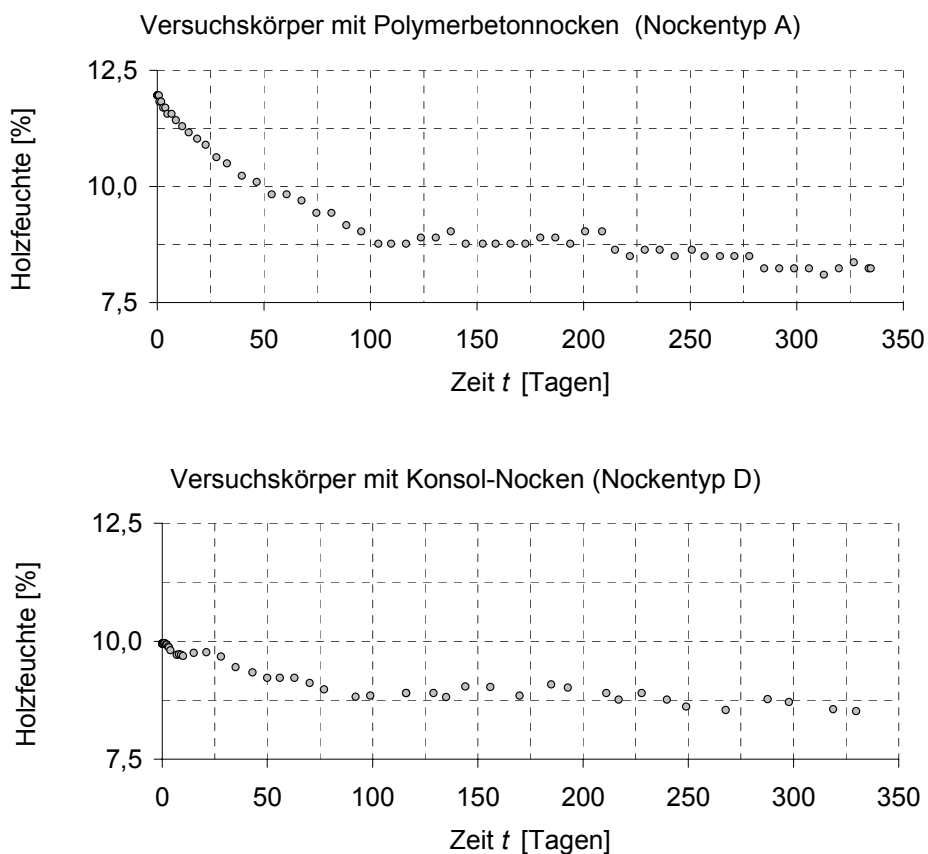


Abb. B-6: Holzfeuchte während des Untersuchungszeitraums

B.6 Klimatische Umgebungsbedingungen

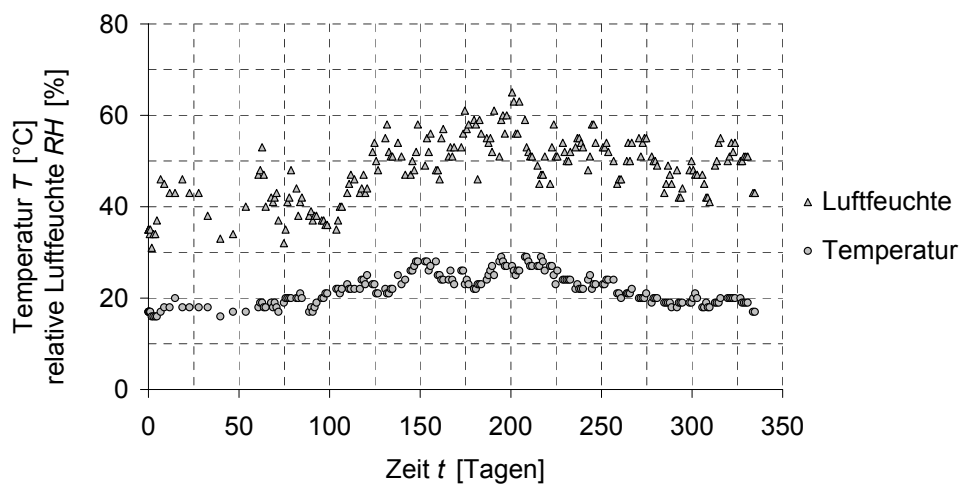


Abb. B-7: Umgebungsclimate bei den Dauerstandsversuchen an Polymerbetonnocken

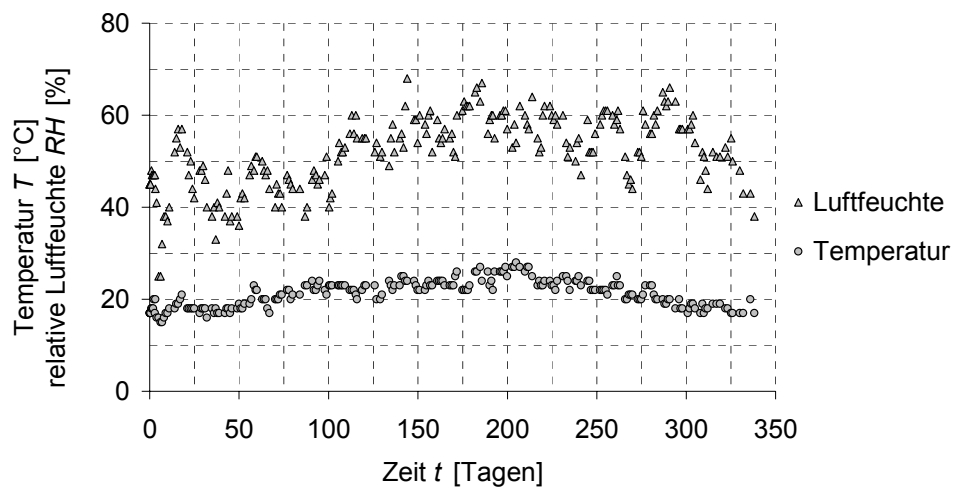


Abb. B-8: Umgebungsklima bei den Dauerstandsversuchen an Konsol-Nocken

C Anlagen zu den statistischen Auswertungen

C.1 Polymerbetonnocke

Tabelle C-1: Ermittlung der Regressionsgraden zur Beschreibung der Zusammenhänge zwischen Fugennormalspannung und Bruchschubspannung

| | $\rho \cdot f_{yk}$ | τ_u^{Versuch} | | |
|---------------------|----------------------|---------------------------|---------------------|---|
| | in N/mm ² | in N/mm ² | | |
| | x_i | y_i | $(x_i - \bar{x})^2$ | $(x_i - \bar{x}) \cdot (y_i - \bar{y})$ |
| VR-I-01 [Schulz-02] | 0,00 | 2,54 | 26,68 | 41,38 |
| VR-I-02 [Schulz-02] | 0,00 | 2,89 | 26,68 | 39,57 |
| VR-I-03 [Schulz-02] | 0,00 | 2,64 | 26,68 | 40,88 |
| VR-I-04 [Schulz-02] | 0,00 | 2,36 | 26,68 | 42,30 |
| A-R1-M-G-01 | 5,14 | 12,71 | 0,00 | -0,06 |
| A-R1-M-G-02 | 5,14 | 11,88 | 0,00 | -0,04 |
| A-R1-M-G-03 | 5,14 | 12,19 | 0,00 | -0,05 |
| A-R1-M-G-04 | 5,14 | 11,13 | 0,00 | -0,02 |
| B-R1-N-G-01 | 4,35 | 10,28 | 0,67 | 0,22 |
| B-R1-N-G-02 | 4,35 | 11,79 | 0,67 | -1,02 |
| B-R1-N-G-03 | 4,35 | 9,15 | 0,67 | 1,15 |
| B-R1-N-G-04 | 4,35 | 8,32 | 0,67 | 1,83 |
| B-R1-M-G-01 | 6,54 | 12,41 | 1,89 | 2,55 |
| B-R1-M-G-02 | 6,54 | 14,53 | 1,89 | 5,47 |
| B-R1-M-G-03 | 6,54 | 10,57 | 1,89 | 0,03 |
| B-R1-M-G-04 | 6,54 | 13,15 | 1,89 | 3,56 |
| B-R1-H-G-01 | 8,69 | 14,98 | 12,44 | 15,64 |
| B-R1-H-G-02 | 8,69 | 15,15 | 12,44 | 16,24 |
| B-R1-H-G-03 | 8,69 | 15,42 | 12,44 | 17,19 |
| B-R1-H-G-04 | 8,69 | 15,16 | 12,44 | 16,26 |
| C-R1-M-G-01 | 6,28 | 10,39 | 1,24 | -0,17 |
| C-R1-M-G-02 | 6,28 | 11,17 | 1,24 | 0,69 |
| C-R1-M-G-03 | 6,28 | 10,74 | 1,24 | 0,21 |
| C-R1-M-G-04 | 6,28 | 11,66 | 1,24 | 1,24 |
| Mittelwert | 5,17 | 10,55 | | |
| Summe | | | 171,66 | 245,05 |

Tabelle C-2: Ermittlung des Bestimmtheitsmaßes

| | $\rho \cdot f_{yk}$ | τ_u^{Versuch} | τ_u^{Rechnung} | | |
|-------------|----------------------|---------------------------|----------------------------|-----------------------|---------------------|
| | in N/mm ² | in N/mm ² | in N/mm ² | | |
| | x_i | y_i | \hat{y}_i | $(y_i - \hat{y}_i)^2$ | $(y_i - \bar{y})^2$ |
| VR-I-01 | 0,00 | 2,54 | 3,18 | 0,41 | 64,19 |
| [Schulz-02] | | | | | |
| VR-I-02 | 0,00 | 2,89 | 3,18 | 0,08 | 58,69 |
| [Schulz-02] | | | | | |
| VR-I-03 | 0,00 | 2,64 | 3,18 | 0,29 | 62,65 |
| [Schulz-02] | | | | | |
| VR-I-04 | 0,00 | 2,36 | 3,18 | 0,67 | 67,08 |
| [Schulz-02] | | | | | |
| A-R1-M-G-01 | 5,14 | 12,71 | 10,51 | 4,84 | 4,66 |
| A-R1-M-G-02 | 5,14 | 11,88 | 10,51 | 1,88 | 1,77 |
| A-R1-M-G-03 | 5,14 | 12,19 | 10,51 | 2,83 | 2,69 |
| A-R1-M-G-04 | 5,14 | 11,13 | 10,51 | 0,38 | 0,33 |
| B-R1-N-G-01 | 4,35 | 10,28 | 9,38 | 0,82 | 0,07 |
| B-R1-N-G-02 | 4,35 | 11,79 | 9,38 | 5,81 | 1,54 |
| B-R1-N-G-03 | 4,35 | 9,15 | 9,38 | 0,06 | 1,97 |
| B-R1-N-G-04 | 4,35 | 8,32 | 9,38 | 1,14 | 5,00 |
| B-R1-M-G-01 | 6,54 | 12,41 | 12,51 | 0,01 | 3,45 |
| B-R1-M-G-02 | 6,54 | 14,53 | 12,51 | 4,08 | 15,84 |
| B-R1-M-G-03 | 6,54 | 10,57 | 12,51 | 3,77 | 0,00 |
| B-R1-M-G-04 | 6,54 | 13,15 | 12,51 | 0,40 | 6,74 |
| B-R1-H-G-01 | 8,69 | 14,98 | 15,59 | 0,36 | 19,66 |
| B-R1-H-G-02 | 8,69 | 15,15 | 15,59 | 0,19 | 21,19 |
| B-R1-H-G-03 | 8,69 | 15,42 | 15,59 | 0,03 | 23,74 |
| B-R1-H-G-04 | 8,69 | 15,16 | 15,59 | 0,18 | 21,26 |
| C-R1-M-G-01 | 6,28 | 10,39 | 12,14 | 3,04 | 0,02 |
| C-R1-M-G-02 | 6,28 | 11,17 | 12,14 | 0,94 | 0,38 |
| C-R1-M-G-03 | 6,28 | 10,74 | 12,14 | 1,96 | 0,04 |
| C-R1-M-G-04 | 6,28 | 11,66 | 12,14 | 0,23 | 1,23 |
| Mittelwert | | 10,55 | | | |
| Summe | | | | 34,40 | 384,21 |

Tabelle C-3: Werte zur Berechnung der Standardabweichung des Quotienten aus gemessener und rechnerischer Bruchschubspannung

| | $\rho \cdot f_{yk}$ | τ_u^{Versuch} | τ_u^{Rechnung} | $\frac{\tau_u^{\text{Versuch}}}{\tau_u^{\text{Rechnung}}}$ | |
|------------------------|----------------------|---------------------------|----------------------------|--|-------------------------------|
| | in N/mm ² | in N/mm ² | in N/mm ² | | |
| | x_i | y_i | \hat{y}_i | Δ_i | $(\Delta_i - \bar{\Delta})^2$ |
| VR-I-01 [Schulz-02] | 0,00 | 2,54 | 3,18 | 0,799 | 0,034 |
| VR-I-02 [Schulz-02] | 0,00 | 2,89 | 3,18 | 0,910 | 0,006 |
| VR-I-03 [Schulz-02] | 0,00 | 2,64 | 3,18 | 0,829 | 0,026 |
| VR-I-04 [Schulz-02] | 0,00 | 2,36 | 3,18 | 0,743 | 0,058 |
| A-R1-M-G-01 | 5,14 | 12,71 | 10,51 | 1,209 | 0,051 |
| A-R1-M-G-02 | 5,14 | 11,88 | 10,51 | 1,131 | 0,021 |
| A-R1-M-G-03 | 5,14 | 12,19 | 10,51 | 1,160 | 0,031 |
| A-R1-M-G-04 | 5,14 | 11,13 | 10,51 | 1,059 | 0,006 |
| B-R1-N-G-01 | 4,35 | 10,28 | 9,38 | 1,096 | 0,013 |
| B-R1-N-G-02 | 4,35 | 11,79 | 9,38 | 1,257 | 0,074 |
| B-R1-N-G-03 | 4,35 | 9,15 | 9,38 | 0,975 | 0,000 |
| B-R1-N-G-04 | 4,35 | 8,32 | 9,38 | 0,886 | 0,010 |
| B-R1-M-G-01 | 6,54 | 12,41 | 12,51 | 0,992 | 0,000 |
| B-R1-M-G-02 | 6,54 | 14,53 | 12,51 | 1,161 | 0,031 |
| B-R1-M-G-03 | 6,54 | 10,57 | 12,51 | 0,845 | 0,019 |
| B-R1-M-G-04 | 6,54 | 13,15 | 12,51 | 1,051 | 0,004 |
| B-R1-H-G-01 | 8,69 | 14,98 | 15,59 | 0,961 | 0,001 |
| B-R1-H-G-02 | 8,69 | 15,15 | 15,59 | 0,972 | 0,000 |
| B-R1-H-G-03 | 8,69 | 15,42 | 15,59 | 0,990 | 0,000 |
| B-R1-H-G-04 | 8,69 | 15,16 | 15,59 | 0,973 | 0,000 |
| C-R1-M-G-01 | 6,28 | 10,39 | 12,14 | 0,856 | 0,016 |
| C-R1-M-G-02 | 6,28 | 11,17 | 12,14 | 0,920 | 0,004 |
| C-R1-M-G-03 | 6,28 | 10,74 | 12,14 | 0,885 | 0,014 |
| C-R1-M-G-04 | 6,28 | 11,66 | 12,14 | 0,961 | 0,001 |
| Mittelwert | | 10,55 | | 0,984 | |
| Summe | | | | | 0,414 |

C.2 Konsol-Nocke

Tabelle C-4: Ermittlung der Regressionsgraden zur Beschreibung der Zusammenhänge zwischen Geometriefaktor und bezogener Traglast
(einfache Regression)

| | Γ_N | ϕ_u^{Versuch} | | |
|------------|--------------------|---------------------------|---------------------|---|
| | in cm ² | in kNcm ² /kN | | |
| | x_i | y_i | $(x_i - \bar{x})^2$ | $(x_i - \bar{x}) \cdot (y_i - \bar{y})$ |
| D-R1-MA-01 | 26,32 | 29,90 | 163,62 | 120,42 |
| D-R1-MA-02 | 26,37 | 30,52 | 162,29 | 112,03 |
| D-R1-MA-03 | 26,54 | 34,58 | 158,03 | 59,47 |
| D-R1-MA-04 | 26,53 | 35,42 | 158,21 | 48,97 |
| E-R1-MA-01 | 37,66 | 34,84 | 2,12 | 6,50 |
| E-R1-MA-02 | 38,06 | 37,38 | 1,11 | 2,03 |
| E-R1-MA-03 | 38,13 | 37,85 | 0,97 | 1,45 |
| E-R1-MA-04 | 38,40 | 39,95 | 0,50 | -0,45 |
| E-R1-OA-01 | 37,84 | 35,98 | 1,61 | 4,23 |
| E-R1-OA-02 | 37,59 | 34,43 | 2,33 | 7,46 |
| E-R1-OA-03 | 38,02 | 37,10 | 1,20 | 2,43 |
| E-R1-OA-04 | 38,57 | 41,44 | 0,29 | -1,15 |
| E-R2-MA-01 | 38,10 | 37,66 | 1,03 | 1,68 |
| E-R2-MA-02 | 38,62 | 41,88 | 0,25 | -1,27 |
| E-R2-MA-03 | 37,46 | 33,71 | 2,73 | 9,27 |
| E-R3-MA-01 | 37,83 | 37,21 | 1,65 | 2,70 |
| E-R3-MA-02 | 37,55 | 35,31 | 2,46 | 6,28 |
| E-R3-MA-03 | 37,71 | 36,40 | 1,96 | 4,07 |
| E-R3-MA-04 | 37,91 | 37,81 | 1,44 | 1,81 |
| F-R1-MA-01 | 55,75 | 52,05 | 276,87 | 211,86 |
| F-R1-MA-02 | 56,06 | 53,54 | 287,32 | 241,06 |
| F-R1-MA-03 | 56,08 | 53,63 | 287,97 | 242,91 |
| F-R1-MA-04 | 56,48 | 55,65 | 301,75 | 283,67 |
| Mittelwert | 39,11 | 39,31 | | |
| Summe | | | 1817,72 | 1367,40 |

Tabelle C-5: Ermittlung des Bestimmtheitsmaßes
(einfache Regression)

| | Γ_N in cm ² | ϕ_u^{Versuch} in kNcm ² /kN | ϕ_u^{Rechnung} in kNcm ² /kN | | |
|------------|----------------------------------|---|--|-----------------------|---------------------|
| | x_i | y_i | \hat{y}_i | $(y_i - \hat{y}_i)^2$ | $(y_i - \bar{y})^2$ |
| D-R1-MA-01 | 26,32 | 29,90 | 29,69 | 0,04 | 88,63 |
| D-R1-MA-02 | 26,37 | 30,52 | 29,73 | 0,62 | 77,33 |
| D-R1-MA-03 | 26,54 | 34,58 | 29,86 | 22,34 | 22,38 |
| D-R1-MA-04 | 26,53 | 35,42 | 29,85 | 31,01 | 15,16 |
| E-R1-MA-01 | 37,66 | 34,84 | 38,22 | 11,40 | 19,99 |
| E-R1-MA-02 | 38,06 | 37,38 | 38,52 | 1,29 | 3,73 |
| E-R1-MA-03 | 38,13 | 37,85 | 38,57 | 0,53 | 2,16 |
| E-R1-MA-04 | 38,40 | 39,95 | 38,78 | 1,38 | 0,41 |
| E-R1-OA-01 | 37,84 | 35,98 | 38,36 | 5,67 | 11,12 |
| E-R1-OA-02 | 37,59 | 34,43 | 38,17 | 13,97 | 23,87 |
| E-R1-OA-03 | 38,02 | 37,10 | 38,49 | 1,94 | 4,92 |
| E-R1-OA-04 | 38,57 | 41,44 | 38,91 | 6,41 | 4,51 |
| E-R2-MA-01 | 38,10 | 37,66 | 38,55 | 0,80 | 2,74 |
| E-R2-MA-02 | 38,62 | 41,88 | 38,94 | 8,64 | 6,58 |
| E-R2-MA-03 | 37,46 | 33,71 | 38,07 | 19,04 | 31,45 |
| E-R3-MA-01 | 37,83 | 37,21 | 28,35 | 1,30 | 4,43 |
| E-R3-MA-02 | 37,55 | 35,31 | 38,14 | 7,99 | 16,04 |
| E-R3-MA-03 | 37,71 | 36,40 | 38,26 | 3,45 | 8,47 |
| E-R3-MA-04 | 37,91 | 37,81 | 38,41 | 0,36 | 2,27 |
| F-R1-MA-01 | 55,75 | 52,05 | 51,83 | 0,05 | 162,11 |
| F-R1-MA-02 | 56,06 | 53,54 | 52,07 | 2,16 | 202,24 |
| F-R1-MA-03 | 56,08 | 53,63 | 52,08 | 2,40 | 204,89 |
| F-R1-MA-04 | 56,48 | 55,65 | 52,38 | 10,65 | 266,68 |
| Mittelwert | | 39,31 | | | |
| Summe | | | | 153,43 | 1182,08 |

Tabelle C-6: Ermittlung der Regressionsgraden zur Beschreibung der Zusammenhänge zwischen Geometriefaktor und bezogener Traglast bei Konsol-Nocken
(einfache Regression durch den Nullpunkt)

| | Γ_N | ϕ_u^{Versuch} | | |
|------------|--------------------|---------------------------|----------|---------------------|
| | in cm ² | in kNcm ² /kN | | |
| | x_i | y_i | x_i^2 | $(x_i \cdot y_i)^2$ |
| D-R1-MA-01 | 26,32 | 29,90 | 692,79 | 787,02 |
| D-R1-MA-02 | 26,37 | 30,52 | 695,54 | 804,94 |
| D-R1-MA-03 | 26,54 | 34,58 | 704,44 | 917,91 |
| D-R1-MA-04 | 26,53 | 35,42 | 704,07 | 939,90 |
| E-R1-MA-01 | 37,66 | 34,84 | 1418,09 | 1312,15 |
| E-R1-MA-02 | 38,06 | 37,38 | 1448,48 | 1422,81 |
| E-R1-MA-03 | 38,13 | 37,85 | 1453,55 | 1442,91 |
| E-R1-MA-04 | 38,40 | 39,95 | 1474,74 | 1534,32 |
| E-R1-OA-01 | 37,84 | 35,98 | 1432,19 | 1361,65 |
| E-R1-OA-02 | 37,59 | 34,43 | 1412,75 | 1294,08 |
| E-R1-OA-03 | 38,02 | 37,10 | 1445,25 | 1410,29 |
| E-R1-OA-04 | 38,57 | 41,44 | 1487,68 | 1598,33 |
| E-R2-MA-01 | 38,10 | 37,66 | 1451,52 | 1434,81 |
| E-R2-MA-02 | 38,62 | 41,88 | 1491,19 | 1617,25 |
| E-R2-MA-03 | 37,46 | 33,71 | 1403,20 | 1262,65 |
| E-R3-MA-01 | 37,83 | 37,21 | 1431,08 | 1407,67 |
| E-R3-MA-02 | 37,55 | 35,31 | 1409,67 | 1325,73 |
| E-R3-MA-03 | 37,71 | 36,40 | 1422,30 | 1372,95 |
| E-R3-MA-04 | 37,91 | 37,81 | 1437,31 | 1433,45 |
| F-R1-MA-01 | 55,75 | 52,05 | 3108,29 | 2901,73 |
| F-R1-MA-02 | 56,06 | 53,54 | 3143,07 | 3001,39 |
| F-R1-MA-03 | 56,08 | 53,63 | 3145,21 | 3007,63 |
| F-R1-MA-04 | 56,48 | 55,65 | 3190,39 | 3143,03 |
| Mittelwert | | | | |
| Summe | | | 37002,82 | 36734,60 |

Tabelle C-7: Ermittlung des Bestimmtheitsmaßes
(einfache Regression durch den Nullpunkt)

| | Γ_N in cm ² | ϕ_u^{Versuch} in kNcm ² /kN | ϕ_u^{Rechnung} in kNcm ² /kN | | |
|------------|----------------------------------|---|--|-----------------------|---------------------|
| | x_i | y_i | \hat{y}_i | $(y_i - \hat{y}_i)^2$ | $(y_i - \bar{y})^2$ |
| D-R1-MA-01 | 26,32 | 29,90 | 26,13 | 14,22 | 88,63 |
| D-R1-MA-02 | 26,37 | 30,52 | 26,18 | 18,83 | 77,33 |
| D-R1-MA-03 | 26,54 | 34,58 | 26,35 | 67,82 | 22,38 |
| D-R1-MA-04 | 26,53 | 35,42 | 26,34 | 82,44 | 15,16 |
| E-R1-MA-01 | 37,66 | 34,84 | 37,38 | 6,45 | 19,99 |
| E-R1-MA-02 | 38,06 | 37,38 | 37,78 | 0,16 | 3,73 |
| E-R1-MA-03 | 38,13 | 37,85 | 37,85 | 0,00 | 2,16 |
| E-R1-MA-04 | 38,40 | 39,95 | 38,12 | 3,35 | 0,41 |
| E-R1-OA-01 | 37,84 | 35,98 | 37,57 | 2,53 | 11,12 |
| E-R1-OA-02 | 37,59 | 34,43 | 37,31 | 8,32 | 23,87 |
| E-R1-OA-03 | 38,02 | 37,10 | 37,74 | 0,41 | 4,92 |
| E-R1-OA-04 | 38,57 | 41,44 | 38,29 | 9,91 | 4,51 |
| E-R2-MA-01 | 38,10 | 37,66 | 37,82 | 0,03 | 2,74 |
| E-R2-MA-02 | 38,62 | 41,88 | 38,34 | 12,56 | 6,58 |
| E-R2-MA-03 | 37,46 | 33,71 | 37,19 | 12,11 | 31,45 |
| E-R3-MA-01 | 37,83 | 37,21 | 37,56 | 0,12 | 4,43 |
| E-R3-MA-02 | 37,55 | 35,31 | 37,27 | 3,86 | 16,04 |
| E-R3-MA-03 | 37,71 | 36,40 | 37,44 | 1,07 | 8,47 |
| E-R3-MA-04 | 37,91 | 37,81 | 37,64 | 0,03 | 2,27 |
| F-R1-MA-01 | 55,75 | 52,05 | 55,35 | 10,90 | 162,11 |
| F-R1-MA-02 | 56,06 | 53,54 | 55,66 | 4,50 | 202,24 |
| F-R1-MA-03 | 56,08 | 53,63 | 55,68 | 4,19 | 204,89 |
| F-R1-MA-04 | 56,48 | 55,65 | 56,07 | 0,18 | 266,68 |
| Mittelwert | | 39,31 | | | |
| Summe | | | | 263,99 | 1182,08 |

Tabelle C-8: Werte zur Berechnung der Standardabweichung des Quotienten aus gemessener und rechnerischer Traglast (**einfache Regression durch den Nullpunkt**)

| | Γ_N | ϕ_u^{Versuch} | ϕ_u^{Rechnung} | $\frac{\phi_u^{\text{Versuch}}}{\phi_u^{\text{Rechnung}}}$ | |
|------------|--------------------|---------------------------|---------------------------------------|--|-------------------------------|
| | in cm ² | in kNcm ² /kN | in kNcm ² /kN ² | | |
| | x_i | y_i | \hat{y}_i | Δ_i | $(\Delta_i - \bar{\Delta})^2$ |
| D-R1-MA-01 | 26,32 | 29,90 | 26,13 | 1,144 | 0,013 |
| D-R1-MA-02 | 26,37 | 30,52 | 26,18 | 1,166 | 0,019 |
| D-R1-MA-03 | 26,54 | 34,58 | 26,35 | 1,313 | 0,081 |
| D-R1-MA-04 | 26,53 | 35,42 | 26,34 | 1,345 | 0,100 |
| E-R1-MA-01 | 37,66 | 34,84 | 37,38 | 0,932 | 0,009 |
| E-R1-MA-02 | 38,06 | 37,38 | 37,78 | 0,989 | 0,002 |
| E-R1-MA-03 | 38,13 | 37,85 | 37,85 | 1,000 | 0,001 |
| E-R1-MA-04 | 38,40 | 39,95 | 38,12 | 1,048 | 0,000 |
| E-R1-OA-01 | 37,84 | 35,98 | 37,57 | 0,958 | 0,005 |
| E-R1-OA-02 | 37,59 | 34,43 | 37,31 | 0,923 | 0,011 |
| E-R1-OA-03 | 38,02 | 37,10 | 37,74 | 0,983 | 0,002 |
| E-R1-OA-04 | 38,57 | 41,44 | 38,29 | 1,082 | 0,003 |
| E-R2-MA-01 | 38,10 | 37,66 | 37,82 | 0,996 | 0,001 |
| E-R2-MA-02 | 38,62 | 41,88 | 38,34 | 1,092 | 0,004 |
| E-R2-MA-03 | 37,46 | 33,71 | 37,19 | 0,906 | 0,015 |
| E-R3-MA-01 | 37,83 | 37,21 | 37,56 | 0,991 | 0,001 |
| E-R3-MA-02 | 37,55 | 35,31 | 37,27 | 0,947 | 0,007 |
| E-R3-MA-03 | 37,71 | 36,40 | 37,44 | 0,972 | 0,003 |
| E-R3-MA-04 | 37,91 | 37,81 | 37,64 | 1,005 | 0,001 |
| F-R1-MA-01 | 55,75 | 52,05 | 55,35 | 0,940 | 0,008 |
| F-R1-MA-02 | 56,06 | 53,54 | 55,66 | 0,962 | 0,004 |
| F-R1-MA-03 | 56,08 | 53,63 | 55,68 | 0,963 | 0,004 |
| F-R1-MA-04 | 56,48 | 55,65 | 56,07 | 0,992 | 0,001 |
| Mittelwert | | 39,31 | | 1,028 | |
| Summe | | | | | 0,296 |

D Anlagen zum Vergleich von „exaktem“ und vereinfachtem Nachweisverfahren

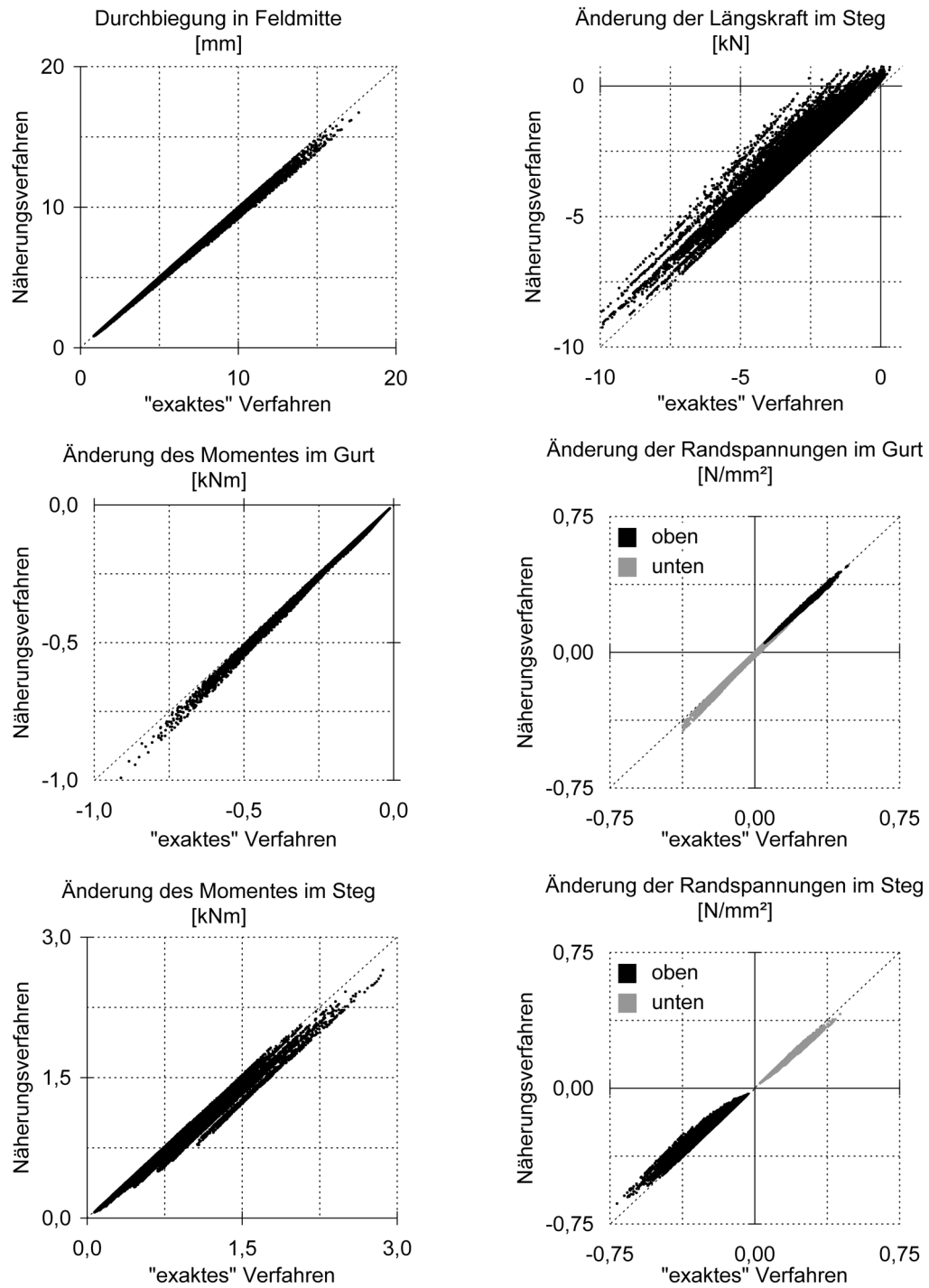


Abb. D-1: Vergleich bei einer zeitlich konstanten äußeren Einwirkung von 1 kN/m und einem Betrachtungszeitraum von 1.000 Tagen

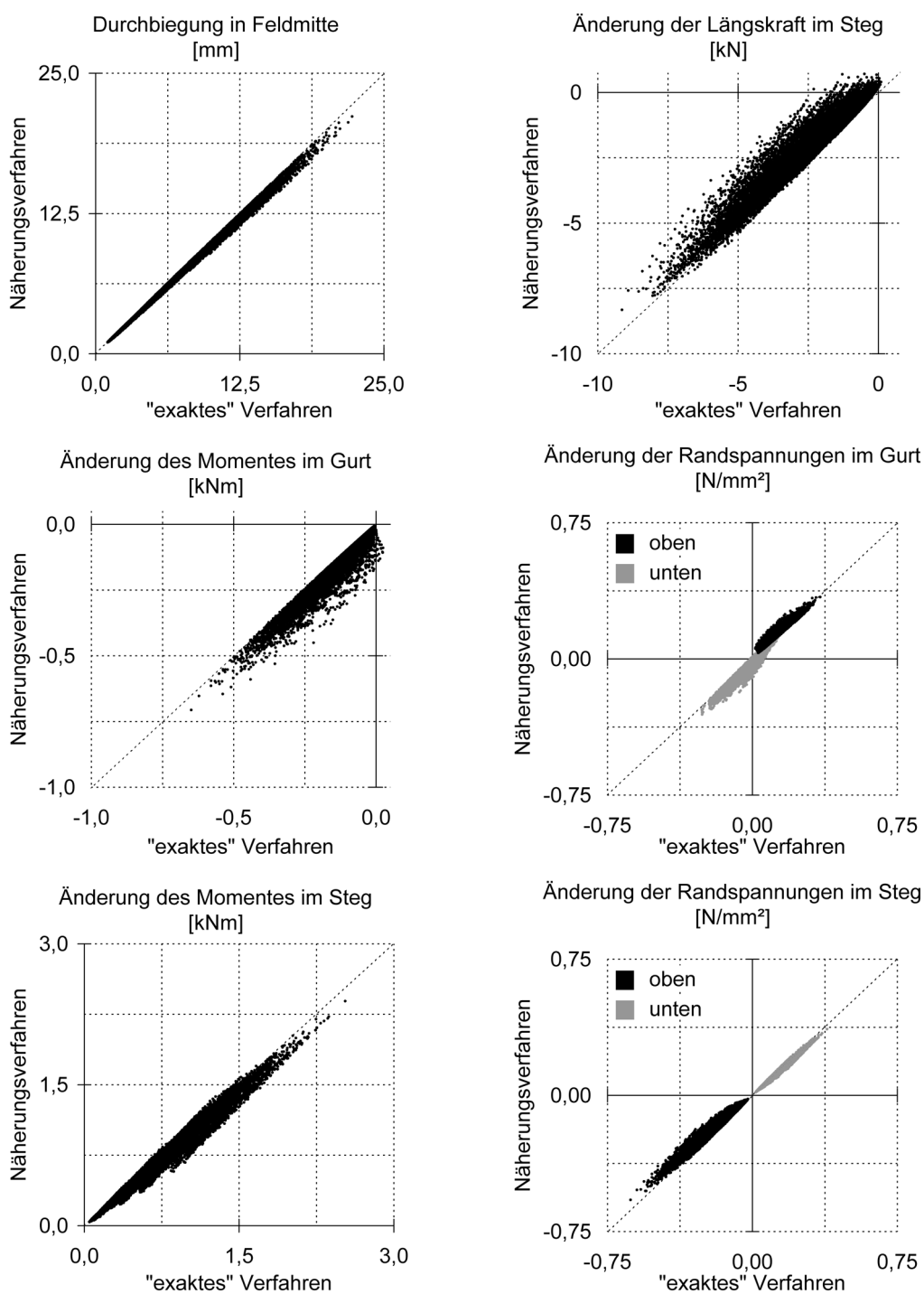


Abb. D-2: Vergleich bei einer zeitlich konstanten äußeren Einwirkung von 1 kN/m und einem Betrachtungszeitraum von 10.000 Tagen

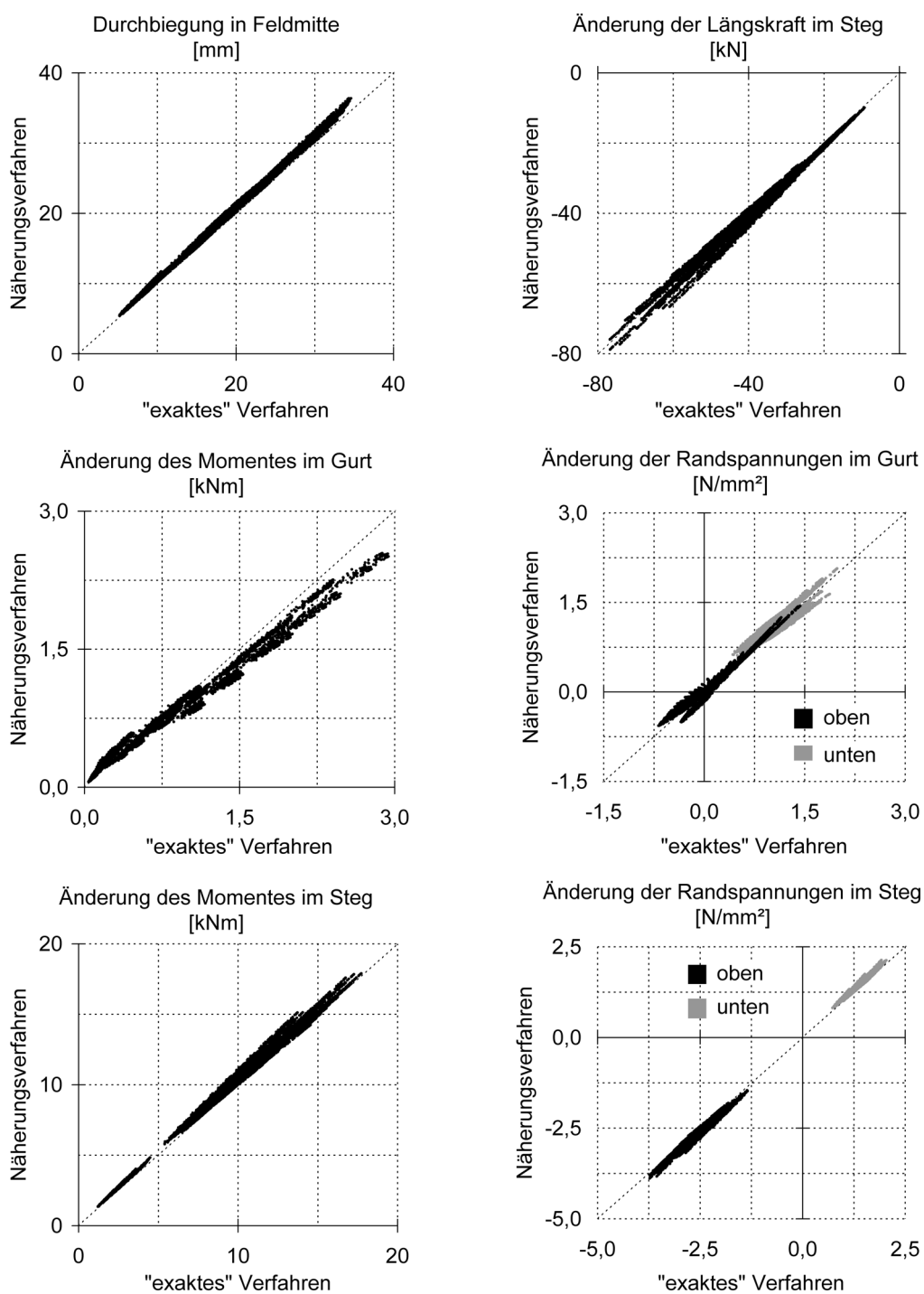


Abb. D-3: Vergleich bei Schwinden des Betons und einem Betrachtungszeitraum von 1.000 Tagen und 10.000 Tagen

E Anwendungsbeispiel zum vereinfachten Nachweisverfahren

E.1 Aufgabenstellung

Die Anwendung des in Abschnitt 7.5 vorgestellten Nachweisverfahrens soll im Folgenden am Beispiel des in Abb. E-1 dargestellten Holz-Beton-Verbundträgers erläutert werden. Der dort abgebildete Einfeldträger mit einer Spannweite l_{eff} von 6,0 m soll neben seiner Eigenlast g_{1k} durch eine Ausbaulast g_{2k} von 0,75 kN/m² sowie eine Verkehrslast q_k von 2,0 kN/m² beansprucht werden.

Unter Berücksichtigung der in Abb. E-1 gegebenen Querschnittsabmessungen sowie der angenommenen Ausbau- und Verkehrslasten ergeben sich die folgenden Momentenbeanspruchungen:

Grenzzustand der Tragfähigkeit: $M_{\text{Ed}} = 22,6 \text{ kNm}$

Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit: $M_{\text{perm}} = 10,9 \text{ kNm}$
(quasi-ständige Lastkombination, $\psi_2 = 0,3$)

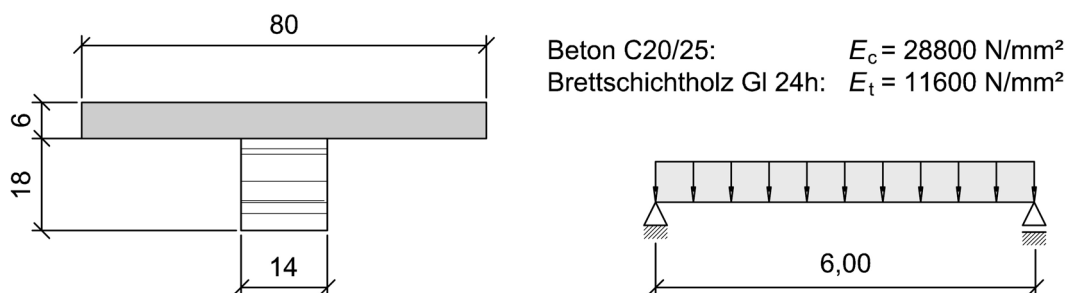


Abb. E-1: Anwendungsbeispiel

Als Verbindungsmittel kommen Verbundschrauben nach bauaufsichtlicher Zulassung Z-9.1-445⁴ zum Einsatz. Diese werden paarweise in einem Abstand von $e' = 15 \text{ cm}$ gleichmäßig über die Länge des Verbundträgers angeordnet. Die unter 45° eingedrehten Schubverbindungsmittel haben im GZG eine Verbindungsmittelsteifigkeit von K_{ser} von 12500 N/mm je Schraube.

Es handelt sich um ein Innenbauteil. Die relative Luftfeuchtigkeit schwankt während der gesamten Nutzungsdauer von 50 Jahren um einen Mittelwert von 50 %. Die Einbaufeuchte des Holzes liegt bei 9 %. Die jahreszeitlich bedingten Schwankungen der Holz-

⁴ Z-9.1-445 Timco II Schrauben als Verbindungsmittel für das Timco Spezialschraube Holz-Beton-Verbundsystem, Weiland Engineering AG.

feuchte werden gemäß [E DIN 1052] mit $\pm 3 \%$ angesetzt. Für die Berechnung wird angenommen, dass die kriecherzeugenden Spannungen 7 Tage nach dem Betonieren der Gurtplatte wirksam werden. Das Betonschwinden beginnt einen Tag nach dem Betonieren. Die Bemessung erfolgt auf Grundlage von [DIN 1045-01] und [E DIN 1052].

Da zumindest bei der Bestimmung der Endkriechzahl eine Verwendung der in [DIN 1045-01] angegebenen Nomogramme aufgrund der geringen wirksamen Bauteildicke von 120 mm nicht möglich ist, erfolgt die Berechnung der Kriechzahl und des Schwindmaßes des Betons auf Grundlage von [Müller/Kvitsel-02].

Lastfall zeitlich konstante Einwirkung: $\varphi_c(t_\infty) = 4,6$

Lastfall Schwinden des Betons: $\varphi_c(t_\infty) = 6,5 \quad \varepsilon_{\text{csh}}(t_\infty) = -6,7 \cdot 10^{-4}$

Die Kriechzahl des Holzes wird mit der in Tabelle 7-1 angegebenen Verlaufsfunktion bestimmt. Es wird angenommen, dass das Kriechen des Holzes und der Verbindungsmittel zeitlich affin zueinander verlaufen.

Holz: $\varphi_t(t_\infty) = 1,4$

Schubverbindungsmittel: $\varphi_v(t_\infty) = 2,8$ (Annahme)

Für die rechnerische Abschätzung der Formänderung des Holzes wird angenommen, dass das Schwinden bzw. Quellen proportional zur Änderung der Holzfeuchte ist. In [E DIN 1052] wird für europäische Nadelhölzer in Faserrichtung ein Quell- bzw. Schwindmaß von 0,01 % je Masseprozent Holzfeuchte angegeben.

Lastfall Schwinden bzw. Quellen des Holzes: $\varepsilon_{\text{tsh}} = \pm 3 \cdot 0,01 \cdot 10^{-2} = \pm 3,0 \cdot 10^{-4}$

Die Berechnungen erfolgen unter der Annahme, dass die Gurtplatte aus Beton über ihre gesamte Länge auf einer Höhe von 2 cm gerissen ist. Bei der Berechnung der Steifigkeitswerte wird eine reduzierte Plattenhöhe $\text{red } h_c$ von 4 cm bzw. ein Zwischenraum zwischen Gurt und Steg $\Delta = \Delta_{\text{Riss}}$ von 2 cm berücksichtigt.

Querschnittswerte: $A_c = 320 \text{ cm}^2 \quad I_c = 427 \text{ cm}^2$
 $A_t = 280 \text{ cm}^2 \quad I_t = 9333 \text{ cm}^2$

E.2 Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit

E.2.1 Lastfall zeitlich konstante Einwirkung

E.2.1.1 Erstbelastung

Die Berechnung erfolgt auf Grundlage des γ -Verfahrens.

$$\gamma_1 = \frac{1}{1 + \frac{\pi^2 \cdot E_c \cdot A_c \cdot e'}{l_{\text{eff}}^2 \cdot K_{\text{ser}}}} = \frac{1}{1 + \frac{\pi^2 \cdot 28800 \cdot 320 \cdot 150}{600^2 \cdot 25000}} = 0,40$$

$$a_1 = \frac{A_t \cdot (\text{red } h_c + 2 \cdot \Delta_{\text{Riss}} + h_t)}{2 \cdot \left(\gamma_1 \cdot A_c \cdot \frac{E_c}{E_t} + A_t \right)} = \frac{252 \cdot (4 + 2 \cdot 2 + 20)}{2 \cdot \left(0,4 \cdot 320 \cdot \frac{28800}{11600} + 280 \right)} = 6,6 \text{ cm}$$

$$a_2 = \frac{\text{red } h_c + 2 \cdot \Delta_{\text{Riss}} + h_t}{2} - a_1 = \frac{4 + 2 \cdot 2 + 20}{2} - 6,6 = 7,4 \text{ cm}$$

Flächenträgheitsmoment des Verbundquerschnitts:

$$\begin{aligned} \text{eff } I_y &= I_c \cdot \frac{E_c}{E_t} + I_t + \gamma_1 \cdot A_c \cdot \frac{E_c}{E_t} \cdot a_1^2 + A_t \cdot a_2^2 \\ &= 427 \cdot \frac{28800}{11600} + 9333 + 0,4 \cdot 320 \cdot \frac{28800}{11600} \cdot 5,7^2 + 280 \cdot 7,4^2 \\ &= 39600 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

Mit diesem Wert können die Randspannungen am Holz- bzw. Betonquerschnitt zum Zeitpunkt der Erstbelastung berechnet werden.

$$\begin{aligned} \sigma_{\text{co,g+q}}(t_0) &= -\frac{M_{\text{perm}}}{\text{eff } I_y} \cdot \frac{E_c}{E_t} \cdot \left(\gamma_1 \cdot a_1 + \frac{\text{red } h_c}{2} \right) \\ &= -\frac{10,9 \cdot 10^2}{39600} \cdot \frac{28800}{11600} \cdot \left(0,4 \cdot 6,6 + \frac{4}{2} \right) = -3,2 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\sigma_{\text{cu,g+q}}(t_0) = -0,4 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{\text{to,g+q}}(t_0) = -0,7 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned} \sigma_{\text{tu,g+q}}(t_0) &= \frac{M_{\text{perm}}}{\text{eff } I_y} \cdot \left(a_2 + \frac{h_t}{2} \right) \\ &= \frac{10,9 \cdot 10^2}{39600} \cdot \left(7,4 + \frac{20}{2} \right) = 4,8 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

E.2.1.2 Endzustand

Die Berechnungen für den Endzustand erfolgt in Anlehnung an den Zeitpunkt der Erstbelastung. An Stelle der gegebenen Material- und Verbindungsmittelsteifigkeiten werden jedoch nun die mit Hilfe der Kriechzahlen bestimmten reduzierten Steifigkeitswerte verwendet.

$$\text{red } E_c = \frac{E_c}{1 + \varphi_c(t_\infty)} = \frac{28800}{1 + 4,6} = 5140 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{red } E_t = \frac{E_t}{1 + \varphi_t(t_\infty)} = \frac{11600}{1 + 1,4} = 4830 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{red } K_{\text{ser}} = \frac{K_{\text{ser}}}{1 + \varphi_v(t_\infty)} = \frac{12500}{1 + 2,8} = 3290 \text{ N/mm}$$

Im Folgenden wird auf eine Darstellung des Rechenganges verzichtet und nur die Ergebnisse ausgegeben.

$$\gamma_1 = 0,49$$

$$a_1 = 5,8 \text{ cm} \quad a_2 = 8,2 \text{ cm}$$

Mit diesen Werten lässt sich für den Verbundquerschnitt das folgende Flächenträgheitsmoment berechnen.

$$\text{eff } I_y = 34300 \text{ cm}^4$$

Im Endzustand ergeben sich unter der quasi-ständigen Lastkombination die folgenden Randspannungen.

$$\sigma_{\text{co,g+q}}(t_\infty) = -1,7 \text{ N/mm}^2 \quad \sigma_{\text{cu,g+q}}(t_\infty) = -0,3 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{\text{to,g+q}}(t_\infty) = -0,6 \text{ N/mm}^2 \quad \sigma_{\text{tu,g+q}}(t_\infty) = 5,8 \text{ N/mm}^2$$

Die Änderung der Randspannungen in Gurt und Steg infolge des Lastfalles zeitlich konstante Last betragen im untersuchten Zeitraum von 50 Jahren:

$$\Delta\sigma_{\text{co,g+q}}(t_\infty) = 1,5 \text{ N/mm}^2 \quad \Delta\sigma_{\text{cu,g+q}}(t_\infty) = 0,1 \text{ N/mm}^2$$

$$\Delta\sigma_{\text{to,g+q}}(t_\infty) = 0,1 \text{ N/mm}^2 \quad \Delta\sigma_{\text{tu,g+q}}(t_\infty) = 1,0 \text{ N/mm}^2$$

Die aus dem Lastfall zeitlich konstante Last resultierende Durchbiegung in Feldmitte lässt sich im Endzustand mit Hilfe der folgenden Gleichung berechnen:

$$w_{\text{g+q}}(t_\infty) \approx \frac{5}{48} \cdot \frac{M_{\text{perm}}}{\text{red } E_t \cdot \text{eff } I_y} \cdot l_{\text{eff}}^2 = \frac{5}{48} \cdot \frac{10,9 \cdot 10^4}{4830 \cdot 34300} \cdot 600^2 = 25 \text{ mm}$$

E.2.2 Lastfall Schwinden bzw. Quellen des Holzes

Der Steifigkeitsbeiwert α_0 wird mit Hilfe von Gl. (7.17) unter Verwendung einer Schubsteifigkeit k von $166,7 \text{ N/mm}^2$ und einem Schwerpunktabstand der Teilquerschnitte z_s von 15 cm berechnet.

$$\alpha_0 = \sqrt{166,7 \cdot 600^2 \cdot \left[\frac{1}{28800 \cdot 320} + \frac{1}{11600 \cdot 280} + \frac{15^2}{11600 \cdot 9333 + 28800 \cdot 427} \right]} = 11,7$$

Für die Feldmitte lässt sich der ω_3 -Wert mit Hilfe von Abb. 7-2 grafisch bestimmen.

$$\omega_3 = 0,007$$

Die Schnittgrößen in den Teilquerschnitten, die mit Hilfe der Gln. (7.50), (7.51) und (7.52) berechnet werden können, betragen:

$$\Delta N_{\text{t,tsh}} = -\Delta N_{\text{c,tsh}} = \pm 166,7 \cdot 10^{-1} \cdot 3,0 \cdot 10^{-4} \cdot 0,007 \cdot 600^2 \cdot 0,01 = \pm 12,6 \text{ kN}$$

$$\Delta M_{\text{c,tsh}} = \pm 12,6 \cdot 15 \cdot 10^{-2} \cdot \frac{28800 \cdot 427}{28800 \cdot 427 + 11600 \cdot 9333} = \pm 0,2 \text{ kNm}$$

$$\Delta M_{t,tsh} = \pm 12,6 \cdot 15 \cdot 10^{-2} \cdot \frac{11600 \cdot 9333}{28800 \cdot 427 + 11600 \cdot 9333} = \pm 1,7 \text{ kNm}$$

Mit den aus der Mechanik bekannten Gleichungen können nun die aus dem Lastfall Schwinden bzw. Quellen des Holzes resultierenden Randspannungen berechnet werden.

$$\Delta \sigma_{co,tsh} = \pm 0,5 \text{ N/mm}^2 \quad \Delta \sigma_{cu,tsh} = \pm 1,3 \text{ N/mm}^2$$

$$\Delta \sigma_{to,tsh} = \pm 2,3 \text{ N/mm}^2 \quad \Delta \sigma_{tu,tsh} = \pm 1,4 \text{ N/mm}^2$$

Die in Feldmitte durch das Schwinden bzw. Quellen des Holzes hervorgerufene Durchbiegung beträgt gemäß Gl. (7.54):

$$\Delta w_{tsh} = \pm 166,7 \cdot 3,0 \cdot 10^{-4} \cdot [0,007 - 0,125] \cdot \frac{600^4}{11,7} \cdot \frac{15}{28800 \cdot 427 + 11600 \cdot 9333} = \pm 8 \text{ mm}$$

E.2.3 Lastfall Schwinden des Betons

Die Berechnung des Steifigkeitsbeiwertes α_n erfolgt mit Hilfe von Gl. (7.56). Entsprechend der Aufgabenstellung wird eine Schubsteifigkeit k von $166,7 \text{ N/mm}^2$ sowie ein Schwerpunktabstand der Teilquerschnitte z_s von 15 cm berücksichtigt.

$$\alpha_n = \sqrt{\frac{166,7 \cdot 600^2}{1 + 2,8} \cdot \left[\frac{1 + 0,6 \cdot 6,5}{28800 \cdot 320} + \frac{1 + 1,4}{11600 \cdot 280} + \frac{15^2}{\frac{11600 \cdot 9333}{1 + 1,4} + \frac{28800 \cdot 427}{1 + 0,6 \cdot 6,5}} \right]} = 9,8$$

Der Hilfswert ω_3 kann mit Hilfe von Abb. 7-2 ermittelt werden.

$$\omega_3 = 0,010$$

Der Hilfswert ω_4 wird mit Gl. (7.59) berechnet.

$$\omega_4 = \frac{28800 \cdot 427 \cdot (1 + 1,4)}{11600 \cdot 9333 \cdot (1 + 0,6 \cdot 6,5)} = 0,056$$

Mit diesen Werten können die Schnittgrößen in den Teilquerschnitten aus Holz und Beton bestimmt werden. Die Berechnung erfolgt mit Hilfe der Gln. (7.55), (7.57) und (7.58).

$$\Delta N_{t,csh}(t_\infty) = -\Delta N_{c,csh}(t_\infty) = \frac{166,7 \cdot 10^{-1} \cdot 600^2}{1 + 2,8} \cdot -6,7 \cdot 10^{-4} \cdot 0,010 = -10,6 \text{ kN}$$

$$\Delta M_{c,csh}(t_\infty) = 10,6 \cdot 15 \cdot 10^{-2} \cdot \frac{0,056}{1 + 0,056} = 0,1 \text{ kNm}$$

$$\Delta M_{t,csh}(t_\infty) = 10,6 \cdot 15 \cdot 10^{-2} \cdot \frac{1}{1 + 0,056} = 1,5 \text{ kNm}$$

Aus diesen Werten lassen sich die Änderungen der Randspannungen in den Teilquerschnitten infolge des Lastfalles Betonschwinden bestimmen.

$$\Delta\sigma_{\text{co, csh}}(t_\infty) = -0,1 \text{ N/mm}^2 \quad \Delta\sigma_{\text{cu, csh}}(t_\infty) = 0,7 \text{ N/mm}^2$$

$$\Delta\sigma_{\text{to, csh}}(t_\infty) = -2,0 \text{ N/mm}^2 \quad \Delta\sigma_{\text{tu, csh}}(t_\infty) = 1,2 \text{ N/mm}^2$$

Die Durchbiegung kann mit Hilfe von Gl. (7.61) berechnet werden.

$$\Delta w_{\text{csh}}(t_\infty) = \frac{166,7 \cdot 600^4}{1+2,8} \cdot \frac{-6,7 \cdot 10^{-4}}{9,8^2} \cdot \frac{1+1,4}{11600 \cdot 9333} \cdot \frac{15 \cdot 10}{1+0,056} \cdot [0,010 - 0,125] = 15 \text{ mm}$$

E.2.4 Verformung des Verbundträgers im Endzustand

Im Endzustand ergibt sich damit für den Verbundträger in Feldmitte die folgende maximale Durchbiegung.

$$\max w(t_\infty) = w_{\text{g+q}}(t_\infty) + \Delta w_{\text{tsh}} + \Delta w_{\text{csh}}(t_\infty) = 25 + 8 + 15 = 48 \text{ mm}$$

Diese Verformung ist deutlich größer als der zulässige Wert von 24 mm (gemäß [DIN 1045-1] $l_{\text{eff}}/250$).

E.3 Nachweis im Grenzzustand der Tragfähigkeit

E.3.1 Erstbelastung

Die Berechnung der Randspannungen in Gurt und Steg im GZT erfolgt wie bereits in Abschnitt E.2.1 mit dem γ -Verfahren. Beim Nachweis im GZT ist der Verschiebungsmodul des Schubverbindungsmitels K_{ser} um 1/3 abzumindern.

$$\gamma_1 = \frac{1}{1 + \frac{\pi^2 \cdot E_c \cdot A_c \cdot e'}{l_{\text{eff}}^2 \cdot \frac{2}{3} \cdot K_{\text{ser}}}} = \frac{1}{1 + \frac{\pi^2 \cdot 28800 \cdot 320 \cdot 150}{600^2 \cdot \frac{2}{3} \cdot 25000}} = 0,31$$

Anstatt des Rechenganges sind im Folgenden nur die Ergebnisse dokumentiert.

$$a_1 = 7,5 \text{ cm} \quad a_2 = 6,5 \text{ cm}$$

Flächenträgheitsmoment des Verbundquerschnitts:

$$\text{eff } I_y = 36000 \text{ cm}^4$$

Mit Hilfe dieses Wertes können die Randspannungen am Holz- bzw. Betonquerschnitt im GZT zum Zeitpunkt der Erstbelastung berechnet werden.

$$\begin{aligned} \sigma_{\text{co}}(t_0) &= -\frac{M_{\text{Ed}}}{\text{eff } I_y} \cdot \frac{E_c}{E_t} \cdot \left(\gamma_1 \cdot a_1 + \frac{\text{red } h_c}{2} \right) \\ &= -\frac{22,6 \cdot 10^2}{36000} \cdot \frac{28800}{11600} \cdot \left(0,31 \cdot 7,5 + \frac{4}{2} \right) \\ &= -6,7 \text{ N/mm}^2 \geq f_{\text{cd}} = -0,85 \cdot \frac{20}{1,5} = -11,3 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\sigma_{\text{cu}}(t_0) = -0,4 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{\text{to}}(t_0) = -2,2 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned} \sigma_{\text{tu}}(t_0) &= \frac{M_{\text{Ed}}}{\text{eff } I_y} \cdot \left(a_2 + \frac{h_t}{2} \right) \\ &= \frac{22,6 \cdot 10^2}{36000} \cdot \left(6,5 + \frac{20}{2} \right) = 10,4 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

E.3.2 Endzustand

Zu den für den Zeitpunkt t_0 berechneten Randspannungen müssen die im GZG berechneten Spannungsänderungen infolge der Lastfälle zeitlich konstante Last, Schwinden bzw. Quellen des Holzes und Betonschwinden addiert werden.

$$\begin{aligned} \min \sigma_{\text{co}}(t_\infty) &= \sigma_{\text{co}}(t_0) + \Delta\sigma_{\text{co,g+q}}(t_\infty) + \Delta\sigma_{\text{co,tsh}} + \Delta\sigma_{\text{co,csh}}(t_\infty) \\ &= -6,7 + 1,5 - 0,5 - 0,1 = -5,8 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\sigma_{\text{cu}}(t_\infty) = -0,9 \dots 1,7 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{\text{to}}(t_\infty) = -6,4 \dots -1,8 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned} \max \sigma_{\text{tu}}(t_\infty) &= \sigma_{\text{tu}}(t_0) + \Delta\sigma_{\text{tu,g+q}}(t_\infty) + \Delta\sigma_{\text{tu,ts}} + \Delta\sigma_{\text{tu,cs}}(t_\infty) \\ &= 10,5 + 1,0 + 1,4 + 1,2 \\ &= 14,1 \text{ N/mm}^2 \leq f_{\text{m,d}} = \frac{0,8 \cdot 24}{1,3} = 14,8 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$