

Betongelenke und Teilflächenpressung: Mechanische Modelle und experimentelle Validierung

ETH Zürich

Prof. Dr. Walter Kaufmann Tomislav Markić

cemsuisse-Projekt 201703 – Februar 2023

Diese Forschungsarbeit wurde durch cemsuisse, Verband der Schweizerischen Cementindustrie mitfinanziert.



Marktgasse 53, 3011 Bern Telefon 031 327 97 97, Fax 031 327 97 70 info@cemsuisse.ch

Vorwort der Begleitgruppe

Betongelenke weisen – im Vergleich zu mechanischen Lagern – verschiedene Vorteile auf, woraus ein grosses Anwendungspotential resultiert. Trotzdem zögern Ingenieurinnen und Ingenieure beim Einsatz von Betongelenken. Die Hauptgründe dafür sind das ungenügende mechanische Verständnis des Tragverhaltens und das Fehlen ausreichender experimenteller Daten, was sich in unzureichend fundierten Bemessungsrichtlinien manifestiert.

Ziel dieser Arbeit ist es, die Unsicherheiten bei der Bemessung und Überprüfung von Betongelenken zu beseitigen, indem die für das Tragverhalten grundlegenden Mechanismen theoretisch und experimentell untersucht werden und mechanisch fundierte, experimentell validierte Modelle für die Analyse und Bemessung vorgeschlagen werden.

Der erste Teil des Projekts untersuchte das Tragverhalten unter Teilflächenpressung, d.h. von Bereichen, die durch hohe, konzentrierte Druckkräfte über begrenzte Kontaktflächen belastet werden. Es werden verbesserte Spannungsfelder hergeleitet, welche die mehrachsige Tragwirkung des Betons und die günstige Wirkung einer Umschnürungsbewehrung konsistent berücksichtigen. Im zweiten Teil des Projekts wurde das Tragverhalten von einachsigen Betongelenken unter allgemeiner Belastung untersucht.

Die umfangreichen theoretischen und experimentellen Untersuchungen, die im Rahmen des Projekts durchgeführt wurden, ermöglichen ein besseres Verständnis der grundlegenden Mechanismen, die das Tragverhalten von teilflächenbelasteten Bereichen und Betongelenken bestimmen, und tragen wesentlich dazu bei, eine relevante Wissenslücke zu schliessen.

Die gewonnenen Erkenntnisse liefern deutlich höhere Tragwiderstände, was eine effizientere Bemessung neuer Bauwerken und eine genauere (und wirtschaftlichere) Überprüfungen bestehender Bauwerke ermöglicht, bei denen die aktuellen Bemessungsrichtlinien aufwändige, aber möglicherweise unnötige Verstärkungsmassnahmen erfordern könnten, und die Anwendung von Betongelenken in zukünftigen Projekten fördern dürfte. Damit unterstützt dieses Projekt den nachhaltigen Betonbau auf Seiten der Bemessung und Planung massgeblich.

Kerstin Wassmann, Produktingenieur, Holcim (Schweiz) AG

cemsuisse Forschungsförderung

Die cemsuisse Forschungsförderung unterstützt Forschungsprojekte im Bereich der Betonanwendung, welche von kompetenten Forschergruppen an cemsuisse herangetragen werden. Mit der proaktiven Forschungsförderung definiert cemsuisse zudem Forschungsprojekte von spezifischem Interesse und trägt diese an kompetente Forschergruppen heran oder schreibt sie öffentlich aus. Die Projektnehmer werden jeweils von einer Begleitgruppe aus cemsuisse-Vertretern fachlich unterstützt.

Dr. Martin Tschan, Leiter Umwelt, Technik, Wissenschaft, cemsuisse

Inhaltverzeichnis

| Inhaltverzeichnisi | | | | |
|--------------------|--|---|---|--|
| Bez | Bezeichnungen und Fachausdrückeii | | | |
| 1. | Zusa | mmenfassung | | |
| 2. | Projektvoraussetzungen und -ziele | | | |
| 2 | 2.1. | Problemstellung | | |
| 2 | 2.2. | Ziele | 2 | |
| 3. | Trag | verhalten unter Teilflächenpressung | | |
| | 3.1. | Stand der Technik | | |
| | 3.2. | Experimentelle Untersuchungen | | |
| | 3.3. | Modellierung mit Spannungsfeldern | | |
| 4. | Trag | verhalten von Betongelenken unter allgemeiner Belastung | 6 | |
| 4 | I .1. | Stand der Technik | 6 | |
| 4 | 1.2. | Experimentelle Untersuchungen | 6 | |
| | 4.2.1 | Axiale Druckkraft und Rotation | | |
| | 4.2.2 | Biegemoment um die starke Achse | 9 | |
| | 4.2.3 | Querkräfte | | |
| | 4.2.4 | Torsion | | |
| 4 | 1.3. | Modellierung | | |
| | 4.3.1 | Allgemeine Bemerkungen und Empfehlungen | | |
| | 4.3.2 | Normalkraft und Rotation | | |
| | 4.3.3 | Moment um die starke Achse | | |
| | 4.3.4 | Querkräfte | | |
| | 4.3.5 | Torsion | | |
| 5. | Schlu | ssfolgerungen und Bedeutung für die Praxis | | |
| 6. | Empfehlungen für zukünftige Forschungsarbeiten | | | |
| 7. | . Finanzielles | | | |
| Literatur | | | | |

Bezeichnungen und Fachausdrücke

Im Folgenden werden die wichtigsten in diesem Bericht verwendeten Bezeichnungen definiert. Weitere, nicht hier definierte Bezeichnungen werden im Text bei erstmaliger Benutzung eingeführt.

Koordinaten

- x Axialrichtung
- y Querrichtung (senkrecht zur Gelenkachse)
- *z* Längsrichtung (= Gelenkachse = Rotationsachse)

Geometrische Grössen

- *b* Länge (in *z*-Richtung) des Blocks oder Gelenkanschlusskörpers.
- *b*₁ Länge (in *z*-Richtung) der belasteten Fläche oder des Gelenkhalses
- *b*₂ Länge (in *z*-Richtung) des Blocks oder Gelenkanschlusskörpers, die für die Lastausbreitung zur Verfügung steht
- *d* Breite (in *y*-Richtung) des Blocks oder Gelenkanschlusskörpers
- *d*¹ Breite (in *y*-Richtung) der belasteten Fläche oder des Gelenkhalses
- *d*₂ Breite (in *y*-Richtung) des Blocks oder Gelenkanschlusskörpers, die für die Lastausbreitung zur Verfügung steht
- h Höhe (in x-Richtung) des Blocks oder Gelenkhalses
- *h*_t Höhe (in *x*-Richtung) des Gelenkhalses

Materialkennwerte

- *f*_{c0} Zylinderdruckfestigkeit des Betons
- *f_{cc}* Druckfestigkeit des umschnürten Betons
- *E_c* Elastizitätsmodul des Betons
- ω_y Mechanisches Bewehrungsgehalt in Querrichtung

Einwirkungen und Auswirkungen

- N_x Axialkraft, Normalkraft
- $q_x = \frac{N_x}{b_1 d_1}$ Mittlere axiale Spannung auf der belasteten Fläche oder im Gelenkhals
- r_z Gelenkrotation (um die z-Achse)
- *V_y* Querkraft in *y*-Richtung
- V_z Querkraft in *z*-Richtung
- M_y Biegemoment um starke y-Achse
- M_z Rückstellmoment (um z-Achse)
- σ_{conf} Umschnürungsspannung, die durch die Bewehrung in der Nähe der belasteten Fläche aktiviert wird
- σ_s Umschnürungsspannung, die durch die Bewehrung im Spreizbereich aktiviert wird

Normalkräfte und Normalspannungen werden positiv auf Druck definiert.

Im Text wird an einigen Stellen der englische Fachausdruck *Confinement* benutzt, um den (günstigen) Einfluss von Querpressungen auf die axiale Druckfestigkeit des Betons zu beschreiben, da dieser Begriff allgemeiner ist als der in Deutsch übliche Begriff der "Umschnürungswirkung".



Bild 1 Einachsiges Betongelenk (auch Betonliniengelenk genannt) mit Definition von Achsen und Begriffen: (a) Gelenk unter axialer Druckbelastung (nur die untere Hälfte ist dargestellt), was im Wesentlichen einem teilflächenbelasteten Stahlbetonblock entspricht, (b) Gelenk unter allgemeiner Belastung.

1. Zusammenfassung

Betongelenke weisen – im Vergleich zu mechanischen Lagern – verschiedene Vorteile auf, woraus ein grosses Anwendungspotential resultiert. Trotzdem zögern Ingenieurinnen und Ingenieure beim Einsatz von Betongelenken. Die Hauptgründe dafür sind das ungenügende mechanische Verständnis des Tragverhaltens und das Fehlen ausreichender experimenteller Daten, was sich in unzureichend fundierten Bemessungsrichtlinien manifestiert. Ziel dieser Arbeit ist es, die Unsicherheiten bei der Bemessung und Überprüfung von Betongelenken zu beseitigen, indem die für das Tragverhalten grundlegenden Mechanismen theoretisch und experimentell untersucht werden und mechanisch fundierte, experimentell validierte Modelle für die Analyse und Bemessung vorgeschlagen werden.

Der erste Teil des Projekts untersucht das Tragverhalten unter Teilflächenpressung, d.h. von Bereichen, die durch hohe, konzentrierte Druckkräfte über begrenzte Kontaktflächen belastet werden. Es werden verbesserte Spannungsfelder hergeleitet, welche die mehrachsige Tragwirkung des Betons und die günstige Wirkung einer Umschnürungsbewehrung konsistent berücksichtigen. Die Ergebnisse einer umfangreichen Versuchsserie an 62 teilflächenbelasteten Stahlbetonblöcken zeigen, dass die vorgeschlagenen Spannungsfelder im Vergleich zu den bestehenden, semi-empirischen Bemessungsregeln sehr genaue und deutlich weniger konservative Vorhersagen der Traglast liefern.

Im zweiten Teil des Projekts wird das Tragverhalten von einachsigen Betongelenken unter allgemeiner Belastung untersucht. Um die begrenzte experimentelle Datenbasis zu erweitern, wurden 7 grossmassstäbliche Betongelenke mit moderat bewehrtem Gelenkhals im *Large Universal Shell Element Tester* (LUSET) der *ETH Zürich* getestet. Die Prüfkörper wurden mehrstufigen Belastungsgeschichten unterworfen, welche zu unterschiedlichen Brucharten führten (Versagen infolge von axialem Druck, Gelenkverdrehung, Querkraft parallel oder senkrecht zur Gelenkachse, Biegemoment um die starke Achse und Torsion). Die Experimente (i) bestätigen die bemerkenswert hohe Druckfestigkeit und Verformungsvermögen des Betons im Gelenkhals, (ii) zeigen, dass Betongelenke grosse Querkräfte und Torsionsmomente aufnehmen können, wenn gleichzeitig ausreichende, axiale Druckspannungen wirken, und (iii) verdeutlichen, dass eine moderate, den Gelenkhals querende Bewehrung das spröde Versagen infolge Querkraft verhindert. Aufbauend auf den Erkenntnissen aus den Experimenten und früheren theoretischen Untersuchungen wird die analytische Modellierung von Betongelenken diskutiert und aktualisiert, wobei Ansätze verwendet werden, die mit heutigen Bemessungsnormen im Einklang sind. Insgesamt sind die vorgeschlagenen Modelle mechanisch konsistenter und stimmen besser mit den verfügbaren experimentellen Daten überein als die bisherigen Bemessungsansätze. Zudem liefern sie deutlich höhere Tragwiderstände, was eine effizientere Bemessung ermöglicht und für die Anwendung von Betongelenken in zukünftigen Projekten förderlich sein dürfte.

2. Projektvoraussetzungen und -ziele

2.1. Problemstellung

Betongelenke sind monolithische Verbindungen im Massivbau, die so ausgestaltet sind, dass sie hohe axiale Druckkräfte und erhebliche Rotationen aufnehmen können, ohne dass dabei unzulässig grosse Biegemomente um mindestens eine Gelenkachse resultieren. Dieses Verhalten ist besonders nützlich, um durch hohe axiale Druckkräfte belastete stabförmige Bauteile, wie z.B. Brückenpfeiler und -bögen, gelenkig zu verbinden. Das gewünschte Verhalten wird durch eine geeignete Verjüngung des Bauteilquerschnitts und die Konzentration der Kräfte und Verformungen in einem kleinen Bereich, dem sogenannten Gelenkhals, erreicht (Bilder 1 und 2). Betongelenke werden heute hauptsächlich zur Verringerung von Zwängungen in monolithischen Bauwerken (z.B. integralen Brücken) als Alternative zu mechanischen Lagern eingesetzt [1]. Trotz über einem Jahrhundert an Erfahrungen in der Anwendung, welche die zahlreichen Vorteile von Betongelenken gegenüber konventionellen Lagern bestätigen (insbesondere hinsichtlich Wirtschaftlichkeit, Dauerhaftigkeit, Robustheit, Nachhaltigkeit und Ästhetik) [2], [3], zögern Ingenieurinnen und Ingenieure oft noch, Betongelenke einzusetzen. Die Hauptgründe dafür sind das begrenzte mechanische Verständnis ihres grundlegenden Tragverhaltens und das Fehlen ausreichender experimenteller Daten, was sich in unzureichend fundierten Bemessungsrichtlinien offenbart. Eine erhebliche Wissenslücke besteht sogar für das Verhalten von Gelenken im elementaren Belastungsfall einer axialen Druckkraft ohne Gelenkverdrehung, was im Wesentlichen dem Verhalten teilflächenbelasteter Stahlbetonblöcke entspricht (Bild 1a). Das Verhalten unter allgemeiner Belastung (d.h. Biege-, Torsionsmomente und Querkräfte, siehe Bild 1b) birgt noch grössere Unsicherheiten und offene Fragen. Daher ist das Potenzial von Betongelenken bei weitem nicht ausgeschöpft.



Bild 2 (a) Einachsiges Betongelenk, das Rotationen um die *z*-Achse zulässt und gleichzeitig Biegemomente um die starke *y*-Achse aufnehmen kann; (b) typische Bewehrungsanordnung eines Freyssinet-Gelenks mit stark bewehrten Anschlusskörpern und wenig bis gar keiner Bewehrung, welche den Gelenkhals quert.

2.2. Ziele

Ziel der vorliegenden Arbeit ist es, die Unsicherheiten bei der Bemessung und Überprüfung von Betongelenken zu beseitigen, indem die dem Tragverhalten zugrunde liegenden Mechanismen theoretisch und experimentell untersucht und mechanisch begründete, experimentell validierte Modelle für die Analyse und Bemessung vorgeschlagen werden.

Um dieses Ziel zu erreichen, beinhaltet der erste Teil der Arbeit eine eingehende Untersuchung des Tragverhaltens unter Teilflächenpressung, d.h. von Bereichen, auf denen hohe, konzentrierte Druckkräfte über begrenzte Kontaktflächen aufgebracht werden. Das genauere Verständnis und die Modellierung dieser grundlegenden Belastungssituation sind von entscheidender Bedeutung, um das nochmals komplexere Verhalten von Betongelenken unter allgemeiner Belastung konsistent modellieren zu können, welches im zweiten Teil der Arbeit untersucht wird. Der Fokus der Arbeit liegt auf einachsigen Freyssinet-Betongelenken: die häufigste Art von Betongelenken, welche Rotationen um eine Achse ermöglichen (während sie senkrecht dazu biegesteif sind) und nur wenig bis gar keine den Gelenkhals querende Bewehrung enthalten (Bild 2).

Diese Arbeit konzentriert sich auf das kurzfristige Tragverhalten. Langfristige und wiederholte Belastungseffekte werden nicht untersucht. Zudem werden die vorgeschlagenen Modelle mit mittleren Werkstoffeigenschaften formuliert. Bei der praktischen Bemessung müssen selbstverständlich charakteristische Werte und angemessene Sicherheitsfaktoren für die Materialeigenschaften und Einwirkungen gemäss den geltenden Tragwerksnormen angewendet werden.

Dieser gezielt kurz gehaltene Bericht bietet einen Überblick und eine Zusammenfassung des Projekts, einschliesslich der Problemstellung, der durchgeführten experimentellen und theoretischen Arbeiten und der wichtigsten Ergebnisse. Für eine ausführliche Beschreibung des Projektes (inkl. der mathematischen Herleitung und Formulierung der vorgeschlagene Modelle) wird auf die frei zugängliche Dissertation des Erstautors [4] und die daraus resultierenden wissenschaftlichen Publikationen [5]–[8] verwiesen.

3. Tragverhalten unter Teilflächenpressung

3.1. Stand der Technik

Wenn konzentrierte Lasten auf ein Betonbauteil über begrenzte Kontaktflächen aufgebracht werden, führt die daraus resultierende Ausbreitung der Druckspannungen unterhalb der belasteten Fläche zu Querdruckspannungen im *umschnürten Bereich* unmittelbar unterhalb der belasteten Fläche und zu Querspaltzugspannungen im weiter davon entfernten *Spreizbereich*. Abhängig davon, ob die Kraftausbreitung in eine oder zwei Richtungen senkrecht zur axialen Druckrichtung erfolgt, spricht man vom *ebenen* oder *räumlichen Fall der Teilflächenpressung* [9], [10]. Der Beton im umschnürten Bereich kann Druckspannungen aushalten, die um ein Vielfaches höher sind als die einachsige Druckfestigkeit f_{c0} . Dies ist auf die günstige Wirkung des *Confinements* zurückzuführen, welche durch (i) die Umlenkung der Hauptdrucktrajektorien (*geometrisches Confinement*) und (ii) die Behinderung der Querdehnungen durch den danebenliegenden, axial weitgehend unbelasteten Teil des Bauteils (*passives Confinement*) entsteht [5], [10].

Eine Literaturrecherche von früheren theoretischen Arbeiten zeigt eine bemerkenswerte Wissenslücke trotz der hohen praktischen Relevanz dieser Problemstellung: Es existiert kein mechanisch konsistentes Modell für das Tragverhalten von Stahlbeton unter Teilflächenpressung [10]. Die meisten aktuellen Normen behandeln das Problem daher sehr

vereinfachend und verwenden die sogenannten "Quadratwurzelbeziehung" als Bemessungsgrundlage, während andere Autoren die "Kubikwurzelbeziehung " für ebene Fälle der Teilflächenpressung vorschlagen. Diese empirischen Gleichungen, die auf der Grundlage von Versuchen an unbewehrten Betonblöcken vorgeschlagen wurden, erwiesen sich als zu konservativ für bewehrte Probekörper und sind vermutlich noch konservativer für stark bewehrte Blöcke, die einer Streifenbelastung über eine sehr schmale Breite ausgesetzt sind, wie das bei Betongelenken typisch ist [10]. Zusätzliche theoretische und experimentelle Untersuchungen sind notwendig, um das vermutete Optimierungspotenzial zu bestätigen und genauere Bemessungsmodelle zu entwickeln.

3.2. Experimentelle Untersuchungen

Zur Ergänzung der vorhandenen Versuchsdatenbank wurde ein umfangreiches Versuchsprogramm (bestehend aus drei Serien) an 62 teilflächenbelasteten Betonblöcken durchgeführt, wobei der Einfluss folgender Parameter untersucht wurde: (i) die Probengeometrie, (ii) die Geometrie der belasteten Fläche, (iii) die Betondruckfestigkeit, (iv) der Gehalt, die Anordnung und die konstruktive Ausbildung der konventionellen Bewehrung, (v) der Stahlfasergehalt und (vi) die Art des Krafteinleitungssystems [6]. Während der Schwerpunkt auf streifenbelasteten Probekörpern lag (siehe z.B. Bild 3a), wurden auch allgemeinere Fälle der Teilflächenpressung (Bild 3b und c) untersucht, um einen Beitrag zu einem breiteren Anwendungsgebiet des Massivbaus leisten zu können. Dank moderner Messsysteme konnten wertvolle Einblicke in das Tragverhalten der Prüfkörper gewonnen werden. Das Rissverhalten entlang der Probekörperoberfläche wurde mit digitalen Bildkorrelationssystemen beobachtet. Mehrere mit faseroptischen Sensoren (Glasfasern) ausgestattete Bewehrungsstäbe ermöglichten die Erfassung ihres Anteils an der Lastabtragung. Eine neu entwickelte, mit Dehnungsmessstreifen ausgestattete Stahlbürste diente zur Messung der Verteilung der Kontaktspannungen über die belastete Fläche.

In den durchgeführten Experimenten wurden Bruchspannungen $q_{x,u}$ (d.h. durchschnittliche Druckspannungen über die belastete Fläche) erreicht, die ein Mehrfaches der einachsigen Betondruckfestigkeit betragen. Besonders vielversprechend für Betongelenke sind die Ergebnisse aus schmalen Streifenbelastungen von stark bewehrten Blöcken, die ein sehr duktiles Tragverhalten zeigten und Bruchspannungen über 6· f_{c0} erreichten. Die wichtigsten Parameter, die das Tragverhalten beeinflussen, sind (i) die Geometrien der belasteten Fläche und des Blocks und (ii) der Gehalt und die Anordnung der Bewehrung. Zum erstgenannten Punkt ist anzumerken, dass:

- mit abnehmendem Verhältnis zwischen belasteter Fläche b_1d_1 und Blockfläche *bd* das geometrische Confinement und damit die Bruchspannung überproportional ansteigen. Dieser Trend gilt für alle untersuchten Last- und Probenkonfigurationen: Ebene und räumliche Fälle der Teilflächenpressung sowie bewehrte und unbewehrte Probekörper. Zu beachten ist jedoch, dass trotz einer Zunahme der Bruchspannung $q_{x,u}$ die Höchstlast $N_{x,u} = b_1d_1q_{x,u}$ aufgrund der reduzierten belasteten Fläche abnimmt.
- in ebenen Fällen der Teilflächenpressung das passive Confinement in Längsrichtung, welches aufgrund der Querdehnungsbehinderung infolge der unbewehrten Blockschultern neben dem belasteten Streifen erzeugt wird, zunimmt, wenn die Blocklänge b_1 in Längsrichtung relativ zur belasteten Breite d_1 zunimmt. Die Bruchspannung teilflächenbelasteter, scheibenartiger Bauteile ($b_1/d_1 < 2$) sollte auf die biaxiale Betondruckfestigkeit 1,25 f_{c0} begrenzt werden, sofern nicht ein dreidimensionaler Spannungszustand gewährleistet werden kann, z.B. durch eine entsprechend bemessene Längsbewehrung.



Bild 3 Versuchsprogramm zu teilflächenbelasteten Betonblöcken: Probengeometrie und Belastungskonfigurationen von (a) Serie I, (b) Serie II und (c) Serie III. Abmessungen in mm.

Hinsichtlich der Bewehrung wird festgestellt, dass:

- der Bewehrungsgehalt und ihre Anordnung eine wichtige Rolle für die Duktilität und die Tragsicherheit des Bauteils spielen, und zwar sowohl im Spreizbereich zur Aufnahme der durch die Lastausbreitung verursachten Spaltzugkräfte als auch direkt unter der belasteten Fläche zur Erzeugung eines zusätzlichen passiven Confinements.
- die Bruchspannung mit steigendem Bewehrungsgehalt zunimmt. Diese offensichtliche Tendenz wird von den meisten Normen nicht abgebildet, die typischerweise die Anordnung einer Bewehrung zur Aufnahme der Spaltzugkräfte vorschreiben, aber den Einfluss dieser Bewehrung auf die Bruchspannung nicht berücksichtigen. Die Bruchspannung wird in den meisten Normen durch die Quadratwurzelbeziehung bestimmt, welche lediglich auf geometrischen Parametern (Quadratwurzel des Verhältnisses von totaler zu belasteter Fläche) und der Betondruckfestigkeit basiert.
- die Bewehrung so nah wie möglich an der Oberseite des Blocks beginnen sollte und sich nicht weiter als bis zur Höhe des optimalen Spannungsfeldes erstrecken muss. Es wird empfohlen, geschlossene Bügel (oder bei begrenzten Platzverhältnissen Stäbe mit Kopfankern) zu verwenden.
- bei Blöcken, die einer ebenen Teilflächenpressung (Streifenpressung) unterliegen, eine angemessene Bewehrung in Längsrichtung (parallel zum belasteten Streifen) wichtig ist, um das Confinement auch bei hohen Lasten und Verformungen sicherzustellen und ein duktiles Bruchverhalten zu gewährleisten.
- Stahlfasern sich dank ihrer Fähigkeit, Zugspannungen über Risse zu übertragen, positiv auf das Tragverhalten auswirken und potentiell einen Teil der konventionellen Umschnürungs- und Spreizbewehrung zu ersetzen vermögen, was die Bauausführung von dicht bewehrten Bauteilen stark erleichtern würde.

Viele weitere Informationen zu den durchgeführten Experimenten, einschliesslich der Ergebnisse zum Rissverhalten, der Bewehrungsaktivierung und der Verteilung der Druckspannungen innerhalb der Kontaktfläche, sind in [6] frei zugänglich verfügbar.

3.3. Modellierung mit Spannungsfeldern

Die bestehende theoretische Wissenslücke zur Teilflächenpressung in Stahlbeton war die Motivation, das Thema mit Spannungsfeldern zu untersuchen. Diese mechanisch konsistenten Modelle basieren auf dem unteren Grenzwertsatz der Plastizitätstheorie und ermöglichen die Verfolgung des Kraftflusses, wodurch ein sicherer Entwurf und eine konsistente Bemessung und konstruktive Durchbildung der Bewehrung gewährleistet werden. Basierend auf zwei früheren Spannungsfeldern der Autoren [10], [11] und Ansätzen aus der Literatur [12] werden zwei optimierte und vereinfachte Spannungsfelder für ebene und rotationssymmetrische Fälle von Teilflächenbelastung vorgeschlagen: das Dual-Wedge (DW) und das Dual-Cone (DC) Spannungsfeld (Bild 4) [5]. Die Spannungsfelder bestehen aus einem oberen (ABK in Bild 4) und einem unteren (BEF) keil- resp. kegelförmigen Knotenbereich, die durch eine diagonale Strebe (BFK) verbunden sind. Dieses Spannungsfeld wird von horizontalen Spannungsfeldern (ABIJ und BEFI) überlagert, die horizontale Druckspannungen (σ_{conf} und σ_s) aufnehmen, die durch eine Umschnürungsbewehrung in der Nähe der belasteten Fläche bzw. im Spreizbereich weiter entfernt von der belasteten Fläche aktiviert werden. Die Spannungsfelder ermöglichen eine konsistente Berücksichtigung der günstigen Wirkung von geometrischem und passivem Confinement sowie der mehrachsigen Tragwirkung des Betons (mit einer modifizierte Fliessbedingung von Coulomb). Im Gegensatz zu den bestehenden semi-empirischen Beziehungen, die in den meisten Bemessungsrichtlinien enthalten sind, können die DW- und DC-Spannungsfelder die Auswirkungen auf die Bruchspannung aller in der Versuchskampagne untersuchten Parameter modellieren und reproduzieren (Abschnitt 3.2). Besonders wichtig für die Praxis ist die genaue Abbildung der positiven Wirkung der Bewehrung. Dies zeigt Bild 5, wo das Verhältnis zwischen der von verschiedenen Modellen vorhergesagten Bruchspannung $q_{x,u,Model}$ und der in Versuchen (eigene Versuche und in der Literatur verfügbare Versuchsdaten) gemessenen Bruchspannung $q_{x,u,Test}$ in Abhängigkeit vom mechanischen Bewehrungsgehalt ω_{y} in Querrichtung dargestellt ist. Die Quadrat- und Kubikwurzelbeziehungen zeigen eine deutliche Zunahme der Ungenauigkeit des Modells mit zunehmendem Bewehrungsgehalt, wobei die vorhergesagten Bruchspannungen bis zu 4-mal kleiner sind als der tatsächliche Bruchwiderstand. Es ist zu beachten, dass die Unterschätzungen für den ebenen Fall noch signifikanter (bis zu 5.3 mal kleiner) wären, würden die empirischen Gleichungen mit einer Obergrenze von $3 \cdot f_{c0}$ für die Bruchspannung und mit den Bedingungen für die geometrische Ähnlichkeit zwischen der belasteten Fläche und der Blockfläche angewandt, wie sie typischerweise in Normen vorgeschrieben sind. Andererseits korrelieren die Vorhersagen der entwickelten DW- und DC-Spannungsfelder viel besser mit den experimentellen Daten, insbesondere für moderat bis stark bewehrte Blöcke. Im Vergleich zu den bestehenden Bemessungsregeln ermöglichen die vorgeschlagenen Spannungsfelder daher eine wesentlich bessere Ausnutzung des Tragwiderstands mit geringeren Unsicherheiten [5], [6].



Bild 4 (a) Dual-Wedge (DW) Spannungsfelder für ebene Fälle der Teilflächenpressung und (b) Dual-Cone (DC) Spannungsfelder für räumliche (näherungsweise rotationssymmetrische) Fälle der Teilflächenpressung. Aus Symmetriegründen wird nur ein Teil des Spannungsfeldes angezeigt.

Bild 5 Verhältnis zwischen der tatsächlichen und der vorhergesagten Bruchspannung als Funktion des mechanischen Bewehrungsgehalts ω_y in Querrichtung: Vergleich zwischen verschiedenen Modellen und experimentellen Daten [13]–[18].

4. Tragverhalten von Betongelenken unter allgemeiner Belastung

4.1. Stand der Technik

Die durchgeführte theoretische und experimentelle Untersuchungen zur Teilflächenpressung bieten wesentliche Erkenntnisse über das Verhalten von Betongelenken unter axialer Druckbelastung. Ihr Tragverhalten unter allgemeiner Belastung ist jedoch noch längst nicht ausreichend geklärt.

Die bisherigen experimentellen Untersuchungen konzentrierten sich auf das Verhalten unter dem Standardlastfall, sprich axiale Druckbelastung und Gelenkrotationen [19]–[30]. Versuche mit allgemeineren Belastungen - einschliesslich Querkräften, Biegemomenten um die starke Achse oder Torsion - sind dementsprechend rar [31]–[36], was auf die Komplexität der Versuchseinrichtungen und der Laststeuerung zurückzuführen ist, die bereits beim Standardlastfall sehr anspruchsvoll sind.

Das Fehlen ausreichender experimenteller Daten führt zu einem begrenzten mechanischen Verständnis des Tragverhaltens von Betongelenken, was sich schliesslich in unzureichend fundierten Bemessungsrichtlinien manifestiert. Seit einem halben Jahrhundert basiert die Bemessung von Betongelenken auf semi-empirischen Richtlinien, die oft auf begrenzten Erfahrungen und ingenieursmässigen Beurteilungen beruhen und mit den heutigen Tragwerksnormen (Partialsicherheitsfaktoren, Plastizitätstheorie) nur eingeschränkt kompatibel sind [1]. Die prominentesten Bemessungsregeln für Betongelenke wurden ursprünglich in den 1960er Jahren von Leonhardt, Reimann, Mönnig und Netzel [26], [37], [38] vorgeschlagen und vor kurzem zu einem semiprobabilistischen Bemessungskonzept von Marx und Schacht [3] aktualisiert. Diese Richtlinien waren damals zwar relevant und sind noch immer wertvoll, führen aber mutmasslich in vielen Fällen zu stark konservativen Bemessungen, besonders hinsichtlich allgemeiner Beanspruchungskombinationen (Querkräfte und Biegemomente um die starke Achse), die nach den heutigen Tragwerksnormen (z.B. infolge Erdbeben) praktisch immer auftreten und oft massegebend sind.

Um das komplexe Tragverhalten von Betongelenken zu verstehen und geeignete Modelle für die Bemessung zu entwickeln, sind zusätzliche experimentelle und theoretische Untersuchungen somit unumgänglich.

4.2. Experimentelle Untersuchungen

Um die sehr begrenzte experimentelle Datenbasis zu erweitern, wurden sieben grossmassstäbliche Betongelenke unter allgemeiner Belastung (d.h. unter Berücksichtigung aller sechs Schnittgrössen eines stabförmigen Elements) im *Large Universal Shell Element Tester (LUSET)* der *ETH Zürich* getestet (Bild 6a) [7]. Die Wahl der Probengeometrie und der konstruktiven Durchbildung (Bilder 6c-e) erfolgte anhand der bestehenden Richtlinien, der Erfahrungen aus der Praxis und vergangenen Versuchen sowie der Erkenntnisse aus dem ersten Teil des Projekts zur Teilflächenpressung. Fünf Prüf-körper (CH1-2, CH4-6) hatten einen sehr schmalen ($d_1 = 38$ mm) und nahezu unbewehrten Gelenkhals (nur 2 Bewehrungsstäbe mit Durchmesser von 8 mm); an den beiden verbleibenden Prüfkörpern (CH7 und CH3) wurde der Einfluss eines breiteren Gelenkhalses ($d_1 = 114$ mm) bzw. einer den Gelenkhals querenden Bewehrung untersucht. Die Prüfkörper wurden mehrstufigen Belastungsgeschichten unterworfen, wobei in der ersten Phase alle Proben einer axialen Druckbelastung und mehreren Rotationszyklen ausgesetzt wurden, um typische Belastungsszenarien zu simulieren und einen gerissenen Gelenkhals zu erzeugen. In der zweiten Phase wurde jeder Prüfkörper mit unterschiedlichen Einwirkungskombinationen belastet, so dass unterschiedliche Versagensarten auftraten (Bild 6b): Versagen infolge von axialem Druck, Gelenkverdrehung, Querkraft parallel resp. senkrecht zur Gelenkachse, Biegemoment um die starke Achse und Torsion. Durch die Kombination von digitaler Bildkorrelation und quasi-kontinuierlichen faseroptischen Messungen konnte ein tieferer Einblick in das Tragverhalten der Prüfkörper, insbesondere des Gelenkhalses, gewonnen werden.

In den nächsten Abschnitten werden die wichtigsten experimentellen Ergebnisse vorgestellt, die bei den verschiedenen Belastungskombinationen beobachtet wurden. Detailliertere Informationen sind in [7] (frei zugänglich) zu finden.

Bild 6 Grossversuche an Betongelenken: (a) Prüfkorper im Large Universal Shell Element Tester (LUSET) an der ETH Zürich;
 (b) aufgebrachte Belastungskombinationen beim Versagen; (c) Geometrie des Gelenkes; (d) den Gelenkhals querende Bewehrung; (e) Bewehrung in den Gelenkanschlusskörpern.

4.2.1. Axiale Druckkraft und Rotation

Die lokale Verjüngung des Querschnitts an der Stelle des Gelenkhalses erzeugt ein unvollkommenes Gelenk, in dem sowohl die Gelenkverdrehung (Biegeverformung) als auch die Gelenkstauchung (axiale Verformung) lokalisiert sind. Die erste lässt sich mit dem Drehwinkel r_z zwischen dem oberen und dem unteren Gelenkanschlusskörper angemessen beschreiben. Dank des triaxialen Druckspannungszustands, der sich im Bereich des Gelenkhalses entwickelt, kann der Beton axiale Druckspannungen, welche ein Vielfaches höher sind als f_{c0} , und grossen (inelastischen) Dehnungen aufnehmen. So wurden z.B. die Prüfkörper CH1 und CH2 mit schmalem, unbewehrtem Gelenkhals Rotationen bis zu $r_z \approx 60$ mrad (viel höher als die in der Praxis zu erwartenden Rotationen) und gleichzeitig einwirkenden durchschnittlichen Axialspannungen über den Gelenkhalsquerschnitt von $q_x = 75$ MPa $\approx 2 \cdot f_{c0}$ ausgesetzt, ohne ein Versagen zu induzieren. CH1 wurde später auf Druck bis zum Versagen belastet, wobei es bei $q_x = 150$ MN $\approx 4.5 \cdot f_{c0}$ und $r_z \approx 23$ mrad zu einer vollständigen Stauchung des Betons im Gelenkhals kam. Dennoch konnte die axiale Belastung weiter deutlich erhöht werden, während die beiden Gelenkanschlusskörper in direkten Kontakt traten. Im Gelenkhals des Prüfkörpers CH7 wurden Stauchungen von bis zu 120 mm/m = 12% gemessen, d.h. etwa das 40...60-fache der üblicherweise angenommenen kurzfristigen einaxialer Bruchdehnung von Beton.

Unter Druckbelastung N_x und Rotation r_z wiesen alle Prüfkörper feine Spaltrisse in den Gelenkanschlusskörpern, oberflächliche Abplatzungen von feinen Zementsplittern entlang der ausgerundeten Gelenkhalsumrandung (Bild 7a), inelastische Verformungen im Gelenkhalsbereich und Biegerisse im Gelenkhals (siehe unten) auf. Die Versuchsresultate zeigen, dass diese Phänomene keine Anzeichen für das Gelenksversagen sind, sondern lediglich normale Auswirkungen des Tragverhaltens eines Betongelenks unter moderaten (Betriebs-) Lasten, welche das Tragverhalten nicht beeinträchtigen.

Wird einem axial gedrückten Gelenk eine Drehung r_z aufgezwungen, nehmen die Normalspannungen auf einer Seite des Gelenkhalses zu und auf der gegenüberliegenden Seite ab. Mit zunehmender Drehung reduziert ein auf der Zugseite des Gelenkhalses entstehender Riss die Gelenkhalsbreite, über welche die Axiallast effektiv übertragen wird [26] (siehe Bild 7b). Die Rotation verschiebt die Position der resultierenden Axialkraft vom Schwerpunkt des Querschnitts weg, was zu einem Rückstellmoment M_z führt, das der aufgebrachten Rotation entgegenwirkt; Betongelenke sind somit unvollkommene Gelenke. Bild 8a und b zeigen beispielhafte Rückstellmoment M_z - Rotation r_z – Diagramme für Prüfkörper mit schmalem und breitem unbewehrtem Gelenkhals. Die nichtlineare, progressiv abflachende Form der Moment-Rotations-Kurve ist zu einem Teil auf die fortschreitende Makrorissbildung auf einer Seite des Gelenkhalses und zum anderen Teil auf die inelastischen Dehnungen (inkl. Kriechen) zurückzuführen, die selbst bei kurzfristiger Belastung auftreten. Bei Rotationszyklen führen die inelastischen Dehnungen zu M_z - r_z Kurven mit breiten Hystereseschleifen, wie in Bild 8a und b dargestellt, und machen die Beziehung zwischen M_z und r_z von der Belastungsgeschichte abhängig. Die inelastischen Verformungen verursachen auch eine axiale Verkürzung des Gelenkhalses während der Rotationszyklen. Grundsätzlich gilt, dass mit zunehmendem N_x und r_z das Rückstellmoment M_z zunimmt und die Hysterese grösser wird, wobei sich M_z bei grossen Drehungen asymptotisch einem Grenzwert zu nähern scheint. Dieser Grenzwert ist der Biegewiderstand des Gelenks und hängt - analog zum Biegewiderstand eines Betondruckglieds bei einer bestimmten Axialkraft ("M-N-Interaktion") - von der Gelenkhalsbreite, der Druckfestigkeit des umschnürten Betons und der Axialkraft ab. Eine moderate, den Gelenkhals querende Bewehrung erhöht M_z nur geringfügig bei praxisrelevanten Drehungen (sofern die Gelenkhalsbewehrung zweckmässig angeordnet wird, d.h. durch die Mittellinie des Gelenkhalses verläuft). Des Weiteren bestätigen die Versuche, dass der Biegewiderstand und die Biegesteifigkeit des Gelenks aufgrund des engen Gelenkhalses deutlich geringer sind als die entsprechenden Werte der Anschlusskörper, und dass sie stark von der Belastungsgeschichte sowie von Kriech- und Relaxationsvorgängen beeinflusst werden.

Bild 7 (a) Oberflächliche Zementabplatzungen am Gelenkhals des Prüfkörpers CH4, (b) Gelenkhals des Prüfkörpers CH7 unter positiver und negativer Verdrehung mit überlagertem axialem Dehnungsfeld (ε_x), wodurch die Biegerisse erkennbar wird (die Abplatzungen entlang des Gelenkhalses traten unmittelbar nach diesen Rotationszyklen ein).

Bild 8 Rückstellmoment M_z (pro Längeneinheit) - Rotation r_z - Diagramm von Prüfkörper (a) CH2 mit schmalem Gelenkhals und (b) CH7 mit breitem Gelenkhals; (c) Moment M_y (um die starke Achse) - Rotation r_y - Diagramm von Prüfkörper CH5.

4.2.2. Biegemoment um die starke Achse

Der Prüfkörper CH5 mit einem schmalen unbewehrten Gelenkhals wurde durch axialen Druck N_x und Biegemomente M_y um die starke Achse beansprucht. Grundsätzlich ist das Biegeverhalten in Längsrichtung ähnlich wie in Querrichtung: Im unbewehrten Gelenkhals entspricht der Biegewiderstand einer Exzentrizität der Axialkraft. Da der Gelenkhals viel länger als breit ist (d.h. $b_1 \gg d_1$), ist auch der Biegewiderstand in Längsrichtung deutlich höher. Dennoch sind der Widerstand und die Biegesteifigkeit des Gelenkhalses deutlich geringer als die entsprechenden Werte der Anschlusskörper. Daher sind die Krümmungen auch im Gelenkhalsbereich lokalisiert und können mit einem Rotationswinkel r_{y} zwischen dem oberen und dem unteren Anschlusskörper treffend beschrieben werden. Ähnlich wie die M_z - r_z -Kurven für die Querrichtung (Bild 8a und b) weisen auch die M_y - r_y -Kurven für die Längsrichtung eine initiale, steife und praktisch lineare Phase auf, gefolgt von einer progressiven Abflachung, die auf einen Steifigkeitsverlust des Gelenks hinweist (Bild 8c). Das Ende der linearen Phase fiel ungefähr mit dem theoretischen Dekompressionsmoment $M_{y,dec} = N_x b_1/6$ des Gelenkhalses zusammen. Bei Prüfkörper CH5 wurde das Moment M_y auf 1230 kNm erhöht, also auf etwa 2.3· $M_{y,dec}$. Zu diesem Zeitpunkt erstreckte sich der Längsbiegeriss im Gelenkhals auf über 600 mm (d.h. mehr als die Gelenkhalshälfte) und hatte sich auf der äussersten Seite etwa 40 mm geöffnet (siehe Bild 9a). Auf der Druckseite war der Gelenkhals auf einer Länge von etwa 250 mm verschwunden (d.h. vollständig zusammengedrückt, siehe Bild 9b). Obwohl das Moment noch weiter hätte erhöht werden können, wurde entschieden, den Prüfkörper zu entlasten und den Versuch zu beenden, da eine stärkere Beschädigung des Prüfkörper der Ausbau aus der Prüfmaschine erschwert hätte und kaum zusätzliche Erkenntnisse gebracht hätte.

Bild 9 Prüfkörper CH5 unter Axialdruck *N_x* und Moment *M_y* um die starke Achse: (a) Vorderansicht des Gelenks bei Spitzenbelastung und (b) Seitenansicht des eingedrückten Gelenkhalses (Aufnahme nach dem Versuch).

4.2.3. Querkräfte

Die äusserst spärliche experimentelle Datenbasis zum Schubwiderstand von Betongelenken war die Motivation, diesen Belastungsfall in vier der sieben durchgeführten Versuche zu untersuchen. Die Prüfkörper CH2, CH3 und CH7 wurden unter Querschub V_y senkrecht zur Gelenkdrehachse geprüft, während CH6 unter Längsschub V_z geprüft wurde. Da der Biegewiderstand der Anschlusskörper für die maximal aufzubringende Querkraft massgebend war, wurden die Prüfkörper zunächst bei einer ausreichend hohen Axialkraft N_x auf Schub belastet; die Axialkraft wurde dann schrittweise bis zum Versagen reduziert während die Querkraft konstant gehalten wurde.

Alle getesteten unbewehrten Freyssinet-Gelenke (CH2, CH6 und CH7) hielten sehr hohen Querkräften stand, sowohl in Quer- als auch in Längsrichtung. Die erreichten Verhältnisse V/N_x beim Versagen nahmen mit zunehmender Axialspannung ab und lagen zwischen $V/N_x = 2.24$ bei $q_x = 2$ MPa und $V/N_x = 0.98$ bei $q_x = 31$ MPa. Diese Verhältnisse sind um ein Vielfaches höher als die von den aktuellen Bemessungsrichtlinien postulierten Grenzwerte, z.B. Leonhardt's Richtlinien [3], [38], welche $V/N_x \le 0.125$ erlauben, und die britische Norm [39], welche $V/N_x \le 0.33$ für unbewehrte Betongelenke fordert. Zudem steht die Abnahme des Verhältnisses V/Nx beim Versagen mit zunehmenden Axialdruckspannungen q_{x} im Widerspruch zu den bestehenden Richtlinien, die ein konstantes Verhältnis annehmen. Die Versuchsergebnisse deuten auch darauf hin, dass Rotationen r_z nur eine begrenzte Auswirkung auf den Schubwiderstand in Querrichtung haben: Der Prüfkörper CH7 wurde beispielsweise einer grossen Rotation (bis zu $r_z = 20$ mrad) unterzogen, ohne dass Anzeichen eines Versagens auftraten, und zwar bei einer Druckkraft, die nur geringfügig höher war als diejenige, die bei $r_z = 0$ zu einem Schubversagen führte. Das Versagen der unbewehrten Prüfkörper war spröde und von einem abrupten Abfall der Axial- und Querkräfte begleitet. Bei allen Prüfkörpern mit engem Gelenkhals verlief die Bruchfläche quer zum Gelenkhals (siehe z.B. Bild 10a). Bei Prüfkörper CH7 mit breitem, unbewehrtem Gelenkhals verlief die Bruchfläche steil nach oben bis zur ersten Bewehrungslage und setzte sich knapp unter dieser fort, siehe Bild 10b. Obwohl der Gelenkhals aufgrund vorheriger Rotationszyklen über seine gesamte Länge gerissen war (siehe Biegeriss in Bild 10b), trat das Schubversagen also - was bemerkenswert ist - entlang einer anderen, steileren Ebene auf.

Der Einfluss einer den Gelenkhals querenden Bewehrung auf den Schubwiderstand wurde mit dem Prüfkörper CH3 untersucht, der eine schmale Gelenkhalsbreite aufwies. Der Prüfkörper konnte eine Querkraft $V_y = 600$ kN aufnehmen, während er einer axialen Zugkraft $N_x = -116$ kN ausgesetzt war. Zu diesem Zeitpunkt war der Beton im Gelenkhals vollständig zerstört und die obere und untere Hälfte des Prüfkörpers wurden von den sichtbar verformten Bewehrungsstäben zusammengehalten, die mutmasslich die gesamte Belastung trugen. Der Versuch beweist, dass eine moderate den Gelenkhals querende Bewehrung den Schubwiderstand bei niedrigen Axiallasten deutlich erhöht und ein duktiles Verhalten unter Querkraft ermöglicht.

Bild 10 Schubversagen in Querrichtung von unbewehrten Gelenken: Prüfkörper (a) CH2 und (b) CH7.

4.2.4. Torsion

Der Torsionswiderstand von Betongelenken wurde am Prüfkörper CH4 mit einem schmalen, unbewehrten Gelenkhals untersucht. Den Autoren sind keine anderen Torsionsversuche an einachsigen Betongelenken bekannt. In der letzten Versuchsphase wurde die Axialkraft auf 3 MN erhöht und das Torsionsmoment M_x schrittweise gesteigert, bis das Versagen bei $M_x = 361$ kNm auftrat. Obwohl das Torsionsversagen nicht so spröde wie die direkten Schubversagen war, kam es zu einem steilen Abfall des Torsionsmoments und der Axialkraft. Die Bruchfläche kreuzte den Gelenkhals und trennte den Probekörper in zwei Teile, die sich axial zueinander tordierten. Unter der Annahme einer dreieckigen Schubspannungsverteilung entlang des Gelenkhalses würde die erreichte Torsion eine Nennschubspannung von ca. 52 MPa an den Enden des Gelenkhalses erfordern. Bei der angelegten Axialspannung von $q_{x,u} = 75$ MPa entspricht dies einem Verhältnis von $V/N_x = 0.69$, was plausibel erscheint und mit dem abnehmenden Trend des Verhältnisses V/N_x mit zunehmendem N_x übereinstimmt, der bei den Schubversuchen beobachtet wurde.

4.3. Modellierung

Aufbauend auf den Erkenntnissen aus den Experimenten und früheren theoretischen Arbeiten wurde die analytische Modellierung von Betongelenken diskutiert und aktualisiert, wobei Ansätze verwendet wurden, die mit modernen Bemessungsnormen im Einklang und mechanisch konsistenter als die bisherigen semi-empirischen Modelle sind. Für eine ausführliche Beschreibung der Modelle wird auf [8] verwiesen.

4.3.1. Allgemeine Bemerkungen und Empfehlungen

Für die Bemessung effizienter und gut funktionierender Betongelenke werden einige wichtige geometrische und konstruktive Empfehlungen gegeben. Diese Empfehlungen beruhen auf grundlegenden mechanischen Überlegungen, praktischen Erfahrungen und vergangenen Versuchskampagnen sowie auf Richtlinien anderer Forscher [2], [30], [32], [38], [40].

Um das Confinement des Betons im Gelenkhals zu gewährleisten, sollten Betongelenke schmale (kleines d_1) und kurze (kleines h_i) Gelenkhälse aufweisen, und die Schultern der Gelenkanschlusskörper (d.h. der Aussparung) sollten nicht stärker geneigt sein als für die Herstellung des Gelenks nötig. Um das Ausmass der Abplatzungen zu begrenzen, sollte sich der Gelenkhals in Längsrichtung nicht über die gesamte Länge *b* der Anschlusskörper erstrecken, sondern an den Stirnseiten leicht eingeschnürt [32] und der Gelenkhals umlaufend kreisförmig ausgerundet sein [40]. Die Umschnürungs- und die Spreizbewehrung in den Gelenkanschlusskörpern sollten unmittelbar nach dem Gelenkeinschnitt beginnen und ausreichend Stäbe in Quer- und Längsrichtung enthalten. Um die Robustheit des Gelenks gegenüber aussergewöhnlichen Belastungen zu verbessern, kann eine moderate Bewehrung (<5%, bezogen auf die Querschnittsfläche des Gelenkhals angeordnet werden, in Anbetracht der erwarteten Rissbildung vorzugsweise mit vertikalen Stäbe naus Edelstahl zur Gewährleistung der Dauerhaftigkeit.

4.3.2. Normalkraft und Rotation

Aufbauend auf den Arbeiten von Leonhardt et al. [26], [37], [38] und Schlappal et al. [41], [42] wird ein verbesserter Ansatz zur Modellierung des Last-Verformungs-Verhaltens und des Tragwiderstands von einachsigen Betongelenken unter axialer Kraft N_x und Rotation r_z vorgeschlagen.

Der komplexe Spannungs- und Dehnungszustand im Gelenkhalsbereich wird vereinfacht modelliert, indem der Gelenkhalsbereich als kurzes Stabelement mit konstantem Rechteckquerschnitt mit der Höhe h_h und der Breite d_1 idealisiert wird, der eine konstante Krümmung χ_z erfährt [41], wie in Bild 11a und b gezeigt. Die idealisierte Höhe h_h des Gelenks wird im vorgeschlagenen Modell zu $0.5d_1$ gewählt, was sich als geeignet zur Vorhersage der Versuchsergebnisse erwies. Es wird angenommen, dass die gesamte Biegeverformung (d.h. die Gelenkverdrehung) sich in diesem idealisierten Gelenkhals lokalisiert und durch Integration der Krümmung über seine Höhe ausgedrückt werden kann: $r_z = \chi_z h_h$. An diesem idealisierten Gelenkhals wird eine Querschnittsanalyse durchgeführt, wobei Ebenbleiben der Querschnitte vorausgesetzt wird (Bild 11c). Der Bewehrungsstahl, welcher den Gelenkhals quert, wird als linear elastisch - ideal plastisch idealisiert (Bild 12a). Das Verhalten des umschnürten Betons im Gelenkhalsbereich wird mit einer einfachen polynomischen (analytisch integrierbaren) Spannungs-Dehnungs-Beziehung modelliert (Bild 12b), wobei die höchste Druckfestigkeit mittels DW-Spannungsfeld bestimmt wird, welches die günstige Wirkung der Bewehrung in den angrenzenden Blöcken konsequent berücksichtigt (siehe Abschnitt 3.3 und Bild 12c). Durch das Kräftegleichgewicht in vertikaler Richtung können die Dehnungs- und Spannungsverteilungen für eine bestimmte Kombination von N_x und r_z ermittelt werden (Bild 11c).

Bild 11 Modell zur Abschätzung der Gelenkrotation *r*_z und des Rückstellmoments *M*_z: (a) Gelenk mit Einwirkungen, (b) Idealisierung als als kurzes Stabelement mit konstantem Rechteckquerschnitt und konstanter Krümmung (angepasst aus [41]), (c) Querschnitt mit exemplarischer Dehnungs- und Spannungsverteilung.

Bild 12 Werkstoffcharakterisierung: Spannungs-Dehnungs-Beziehung für (a) Bewehrungsstahl und (b) umschnürten Beton im Gelenkhals; (c) Dual-Wedge Spannungsfeld zur Ermittlung der Bruchspannung *f*_{cc} des Betons im Gelenkhalsbereich.

Wie in Abschnitt 4.2.1 beschrieben entstehen bei Betongelenken, die zyklischen Rotationen ausgesetzt sind, $M_z - r_z$ -Kurven mit Hystereseschleifen. Der hohe Zusatzaufwand, um ein solch komplexes Verhalten theoretisch zu modellieren (z.B. mit einer inkrementellen Formulierung über den Belastungsverlauf), ist kaum gerechtfertigt und von geringer Relevanz, insbesondere aufgrund (i) der Unbekannten in Bezug auf den effektiven Lastpfad in realen Bauwerken und (ii) der in jedem Fall deutlich kleineren Biegesteifigkeit und -tragfähigkeit des Gelenks im Vergleich zu den Anschlusskörpern. Für die Praxis reicht es daher in der Regel aus, die $M_z - r_z$ Kurve für eine monoton aufgebrachte Rotation zu ermitteln; diese kann sodann in guter Näherung verwendet werden, um die zu erwartenden Rückstellmomente während der Lebensdauer des Bauwerks zu begrenzen. Das Rückstellmoment M_z in einem Gelenk, das einer konstanten Axialkraft N_x und einer monoton aufgebrachten Rotation r_z ausgesetzt ist, kann mit den vorgeschlagenen Querschnittsanalysen durch Formulierung des Momentengleichgewichts direkt berechnet werden. Die so entstehenden $M_z - r_z$ Kurven stimmen deutlich besser mit der Hüllkurve (verlaufend durch die Wendepunkte) der in den Experimenten gemessenen Hystereseschleifen überein als die bisherigen Modellierungsansätze, wie in Bild 8 beispielhaft gezeigt wird.

Für die Bemessung und Überprüfung von Betongelenken sind N_x - r_z Interaktionsdiagramme, die die zulässigen Kombinationen von N_x und r_z beschreiben, sehr nützlich. Solche Diagramme können mit dem vorgeschlagenen Modell definiert werden, indem Grenzwerte für die Druckdehnungen des Betons, die Zugdehnung der den Gelenkhals querenden Bewehrungsstäbe und die Breite der Biegerisse im Gelenkhals festgelegt werden [41], [42]. Einschlägige Grenzwerte Betongelenke

Bild 13 Beispiele von Axialkraft N_x (pro Längeneinheit) - Rotation r_z - Interaktionsdiagrammen eines Betongelenks im Grenzzustand (a) der Gebrauchstauglichkeit und (b) der Tragsicherheit. Verwendete Parameter: d = 1 m, $d_1 = 0.1d$, $f_{c0} = 40$ MPa, $\sigma_{conf} = 0.25 f_{c0}$, $A_{s,eff} = 30$ cm2, $f_{sy} = 500$ MPa, $w_{SLS} = 0.2$ mm, $f_{cc} = 171$ MPa, $\varepsilon_{c,SLS} = 0.5\%$, $\varepsilon_{c,ULS} = 3.5\%$, $\varepsilon_{s,SLS} = 0.24\%$, $\varepsilon_{s,ULS} = 2.5\%$, $h_h = 0.5d_1$.

müssen aufgrund von experimentellen Beobachtungen, Erfahrung und spezifischen Anforderungen für die betrachteten Grenzzustände gewählt werden. Bild 13 zeigt N_x - r_z Interaktionsdiagramme für ein beispielhaftes Betongelenk mit typischer Geometrie und Materialeigenschaften (siehe Bildunterschrift) im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (GZG) und der Tragsicherheit (GZT). Alle Kombinationen von N_x und r_z innerhalb der unteren und oberen Grenze von N_x sind in den betrachteten Grenzzuständen zulässig. Charakteristische Zustände in den Diagrammen - wie Dekompression, maximale Rotation, halb zusammengedrückter Gelenkhals, vollständig dekomprimierter Gelenkhals und Erreichen der Grenzdehnung des Stahls - sind in Bild 13a und b mit Markierungen gekennzeichnet und anhand von Dehnungsebenen erläutert. Vergleicht man diese beiden Diagramme, so wird deutlich, dass bei GZG deutlich niedrigere Werte von N_x und r_z zulässig sind als bei GZT; insbesondere sind die Rotationen in den üblichen Fällen um eine Grössenordnung kleiner. Ein Vergleich mit Versuchsergebnissen und früheren Modellen zeigt, dass das vorgeschlagene Modell im Allgemeinen einen wesentlich grösseren Bereich von $N_x - r_z$ Kombinationen zulässt (insbesondere für Gelenke mit schmalem Gelenkhals und stark bewehrten Gelenkanschlusskörpern) und dennoch konservativ ist.

4.3.3. Moment um die starke Achse

Im Wesentlichen kann die Interaktion zwischen Axialkraft N_x und Moment M_y (oder Rotation r_y) um die starke Achse mit einer Querschnittsanalyse mit umschnürtem Beton untersucht werden (Bild 14), analog zu dem Verfahren, das im vorherigen Abschnitt für die Querrichtung vorgeschlagen wurde. Da die den Gelenkhals querende Bewehrung jedoch in der Regel über die Länge des Gelenkhalses verteilt ist, setzen sich die gesamte Kraft im Stahl und das Moment aus dem Beitrag mehrerer Bewehrungslagen zusammen.

Trotz der vielen Modellvereinfachungen stimmen die vom vorgeschlagenen Modell vorhergesagten Widerstände gut (durchschnittliche Abweichung von 10% auf der konservativen Seite) mit den Versuchsergebnissen der wenigen verfügbaren Experimente zu Betongelenken überein, die unter Momenten um die starke Achse versagten. Bemerkenswert ist, dass die maximalen Biegemomente im Allgemeinen wesentlich (bis zu 6.7-fach) höher waren als das Dekompressionsmoment, welches nach den Richtlinien von Leonhardt [38] und British [39] maximal zulässig wäre.

Bild 14 Querschnittsanalyse des Gelenkhalses unter Normalkraft N_x und Moment M_y um die starke Achse.

4.3.4. Querkräfte

Der Schubwiderstand von Betongelenken wird in der Literatur kontrovers diskutiert [36]. Die Querschnittsverjüngung im Bereich des Gelenkhalses wirkt sich stark auf die Lage und Form des Schubbruches aus, so dass die bewährten Bemessungsansätze für Platten und Balken ohne Schubbewehrung nicht anwendbar sind. Des Weiteren ist ungewiss, ob die bestehenden Ansätze für die Schubübertragung in Betonfugen geeignet sind, den Schubwiderstand von Betongelenken genau vorherzusagen, da diese Ansätze den Einfluss der Gelenkrotation nicht erfassen und für axiale Druckspannungen kalibriert wurden, die wesentlich kleiner sind als für Betongelenke typisch.

Daher wird in diesem Projekt ein anderer Modellierungsansatz vorgeschlagen, der auf der kinematischen Methode der Plastizitätstheorie basiert. Der Schubwiderstand von einachsigen Betongelenken, welche durch Axial- und Querkräfte belastet werden, wird mit zwei Typen von Bruchmechanismen untersucht, deren Geometrie und Kinematik aufgrund der experimentell beobachteten Versagensarten gewählt werden.

In den meisten Experimenten trat das Schubversagen des Gelenks durch die Bildung einer schrägen Bruchfläche auf, die diagonal durch den Gelenkhals verlief. Dieser Bruchmechanismus, der als *Mechanismus A* bezeichnet wird, ist in Bild 15a für ein Schubversagen in Querrichtung schematisch dargestellt. Für Gelenke mit grossen Gelenkhalsbreiten im Verhältnis zur Breite der angrenzenden Blöcke zeigte das Experiment, dass ein anderer Bruchmechanismen massgebend werden könnte (siehe Abschnitt 4.2.3). Die beobachtete Bruchfläche entwickelte sich steil vom Rand des Gelenkhalses aus und drang in das angrenzende Bauteil ein, bis sie die erste Bewehrungslage traf und sich unter dieser bis zum Rand des Bauteils fortsetzte. Ein solcher Versagensmodus, der als *Mechanismus B* bezeichnet wird, ist in Bild 15b schematisch dargestellt. Da es sich um obere Grenzwerte der Traglast handelt, erhält man die beste Näherung der tatsächlichen Traglast durch Minimierung bezüglich der freien geometrischen Parameter (in diesem Fall ψ und θ), wobei der geringere (optimierte) Wert von Mechanismus A und B massgebend ist. Da der Ansatz mit diesen zwei Bruchmechanismen nicht immer direkt ist (ein iteratives Verfahren könnte erforderlich sein und ein empirischer Faktor muss geschätzt werden), wird ein einfacher Ausdruck durch konservative Vereinfachungen der Bruchmechanismen vorgeschlagen. Dieses *vereinfachte Modell* eignet sich besonders für die Vorbemessung und zur konservativen Abschätzung des Schubwiderstandes [8].

Bild 16 vergleicht die Vorhersagen verschiedener Modelle mit den Bruchlasten von Betongelenken, die auf Schub getestet wurden. Der relative Fehler bei der Vorhersage des Schubwiderstands ist gegen die Bezeichnungen der Prüfkörper (Bild 16a) und die normalisierte durchschnittliche Axialspannung am Gelenkhals (Bild 16b) aufgetragen. Bild 16 zeigt, dass sowohl die vorgeschlagenen Bruchmechanismen (nur die Ergebnisse des massgebenden Bruchmechanismus sind aufgetragen) als auch der im Eurocode 2 [43] enthaltene Ausdruck für Betonfugen die beobachteten Bruchlasten im Durchschnitt gut vorhersagen. Beide Ansätze weisen jedoch eine relativ grosse Streuung auf und überschätzen den Schubwiderstand in manchen Fällen, insbesondere bei niedrigen Axialspannungen, $N_x/(b_1 d_1) < 0.15f_{c0}$. Ein plausibler Grund für diese Streuung bei niedrigen Axialspannungen ist, dass der Haftverbund und die mechanische Verzahnung in hohem Masse zum Schubwiderstand bei niedrigen Normalspannungen beitragen. Diese Übertragungsmechanismen weisen eine grosse Streuung auf und sind sehr empfindlich gegenüber Rissen und der Qualität der Betonverdichtung (welche besonders im Gelenkhalsbereich schwierig ist). Bei praxisüblichen höheren Axialspannungen stimmen die vorgeschlagenen Bruchmechanismen deutlich besser mit den Versuchsergebnissen überein und die Vorhersagen liegen leicht auf der konservativen Seite. Das vorgeschlagene vereinfachte Modell liefert sichere Vorhersagen für alle Versuche. Obwohl es deutlich auf der konservativen Seite liegt (-40% Abweichung im Durchschnitt), ermöglicht dieser einfache Ansatz immer noch eine deutlich effizientere Bemessung als die Empfehlungen von Leonhardt [38] (-89% Abweichung im Durchschnitt).

Bild 15 Schubversagensmechanismen eines Betongelenks, das einer Axialkraft N_x und einer Querkraft V_y ausgesetzt ist: (a) Mechanismus A und (b) Mechanismus B.

Bild 16 Relativer Fehler bei der Vorhersage des Schubwiderstands verschiedener Modelle, aufgetragen gegen (a) die Bezeichnung des Prüfkörpers und (b) die durchschnittliche Axialspannung im Bereich des Gelenkhalses, normiert auf die Betondruckfestigkeit. Es ist zu beachten, dass bei den Prüfkörpern CH3 und V2 kein Scherbruch induziert werden konnte, daher sind die tatsächlichen Modellfehler für diese Prüfkörper niedriger. Testdaten von Havlíček et al. [36], Base [32] und Reintjes [44].

4.3.5. Torsion

Dem Torsionswiderstand von Betongelenken wurde in früheren Studien kaum Aufmerksamkeit geschenkt. Die einzige den Autoren bekannte theoretische Studie ist diejenige von Tue und Jankowiak [45]. Aufbauend auf ihrer Arbeit wird hier der Torsionswiderstand von einachsigen Betongelenken unter der Annahme abgeschätzt, dass (i) der Torsionswiderstand ausschliesslich durch Schubspannungen τ_{yx} in y-Richtung erzeugt wird, und (ii) diese Spannungen linear verteilt sind, wie in Bild 17 dargestellt. Die maximal zulässige Schubspannung $\tau_{yx,u}$ an den Enden des Gelenkhalses lässt sich aus dem Schubwiderstand des Gelenks gegen direkte Querkräfte (Abschnitt 4.3.4) wie folgt ableiten: $\tau_{yx,u} = V_{y,u}/(b_1d_1)$.

Der Prüfkörper CH4 ist der einzige den Autoren bekannte Versuch eines einachsigen Betongelenkes, das auf Torsion geprüft wurde. Der vorhergesagte Torsionswiderstand beträgt $M_{x,u} = 310$ kNm, d.h. 14% weniger als der experimentell beobachtete Widerstand. Dieses einzige verfügbare experimentelle Ergebnis deutet somit darauf hin, dass der vorgeschlagene einfache Ansatz zu einer konservativen Schätzung des Torsionswiderstands führt. Es wären jedoch weitere experimentelle Daten erforderlich, um diese Aussagen weiter zu untermauern.

Bild 17 Aufsicht eines Gelenkhalses unter Axialkraft N_x und Torsion M_x mit angenommener Verteilung der Schubspannungen beim Versagen.

5. Schlussfolgerungen und Bedeutung für die Praxis

Die umfangreichen theoretischen und experimentellen Untersuchungen, die im Rahmen des Projekts durchgeführt wurden, ermöglichen ein besseres Verständnis der grundlegenden Mechanismen, die das Tragverhalten von teilflächenbelasteten Bereichen und Betongelenken bestimmen, und tragen wesentlich dazu bei, eine relevante Wissenslücke zu schliessen.

Die durchgeführten Experimente (i) bestätigen die bemerkenswert hohe Druckfestigkeit und Verformungskapazität des eingeschnürten Betons unter Teilflächenpressung und im Gelenkhals, wenn die Bauteile mit einer angemessenen konventionellen Stab- oder Faserbewehrung versehen sind, (ii) verdeutlichen, dass Freyssinet-Betongelenke sehr hohe Lastkombinationen tragen können und sehr robust sind, wenn eine ausreichend hohe axiale Druckkraft vorhanden ist, (iii) bestätigen die Vermutung, dass die bestehenden Bemessungsrichtlinien für Teilflächenpressung und Betongelenke sehr konservativ sind: es konnten mehr als doppelt so grosse Normalkräfte, viermal so grosse Rotationen, achtmal so grosse Querkräfte und doppelt so grosse Biegemomente in starker Richtung aufgenommen werden als von den bestehenden Bemessungsrichtlinien von Leonhardt [3], [46] – ohne Berücksichtigung von Sicherheitsbeiwerten – für die Versagenslast prognostiziert wird.

Aufbauend auf den Erkenntnissen aus den Experimenten und früheren theoretischen Arbeiten wird die analytische Modellierung von Teilflächenpressungen und Betongelenken diskutiert und aktualisiert, wobei Ansätze verwendet werden, die mit modernen Bemessungsnormen im Einklang sind. Insgesamt sind die vorgeschlagenen Modelle mechanisch konsistenter und stimmen besser mit den verfügbaren experimentellen Daten überein als die bisherigen semi-empirischen Modellierungsansätze. Zudem liefern sie deutlich höhere Tragwiderstände, was eine effizientere Bemessung neuer Bauwerken und eine genauere (und wirtschaftlichere) Überprüfungen bestehender Bauwerke ermöglicht, bei denen die aktuellen Bemessungsrichtlinien aufwändige, aber möglicherweise unnötige Verstärkungsmassnahmen erfordern könnten, und die Anwendung von Betongelenken in zukünftigen Projekten fördern dürfte.

Die entwickelten Modelle legen den Grundstein für die Formulierung praktikabler, mechanisch begründeter und effizienterer Bemessungsregeln und stellen sowohl eine valable Alternative zu anspruchsvollen, oft intransparenten nichtlinearen Finite-Elemente-Analysen als auch ein Werkzeug zur Überprüfung der Plausibilität der Ergebnisse solcher Berechnungen dar. Die theoretischen und experimentellen Ergebnisse dieser Arbeit tragen somit dazu bei, die derzeitigen Unsicherheiten im Umgang mit Teilflächenpressungen und Betongelenken zu verringern und damit deren Anwendung in zukünftigen Projekten zu fördern. Darüber hinaus können die vorgeschlagenen Modelle als Grundlage für die Entwicklung spezifischer Modelle für die Analyse anderer Stahlbetonbauteile dienen, bei denen konzentrierte Lasten über eine relativ kleine Fläche eingeleitet werden, z.B. Verankerungszonen von Vorspannkabeln und Bewehrungsstäben mit Kopfverankerung, Anschlüsse von Stützen und Wänden an Fundamente und Längsfugen zwischen Schalensegmenten in Tunnels (Tübbinge). Schliesslich helfen die umfangreichen experimentellen Daten, die im Rahmen dieses Forschungsprogramms gewonnen wurden, anderen Forschern bei der Kalibrierung und Validierung ihrer jeweiligen Modelle.

6. Empfehlungen für zukünftige Forschungsarbeiten

Um die Anwendbarkeit der Spannungsfelder zur Teilflächenpressungen zu erweitern, müssen die Modelle ergänzt werden, um exzentrische Belastungskonfigurationen, allgemeine Formen des Blockquerschnitts und der belasteten Fläche sowie Einflüsse und Interaktion zwischen eng beieinander liegenden belasteten Flächen zu berücksichtigen.

Weitere Versuche an Betongelenken wären hilfreich, um die von den vorgeschlagenen Modellen vorhergesagten erhöhten Widerstände über einen breiteren Bereich von Parametern hinweg konsistent zu validieren. Besonderes Interesse sollte den Lastkombinationen gelten, die Schub, Torsion und verschiedene gleichzeitige Einwirkungen umfassen, sowie dem Langzeitverhalten des hochbelasteten umschnürten Betons.

Angesichts der sehr hohen umschnürten Druckfestigkeit, die durch angemessenes Confinement von normalfestem Beton im Gelenkhals erreicht werden kann, scheint die Verwendung von hochfestem Beton für Betongelenke im Allgemeinen weder erforderlich noch ratsam zu sein [41], [42], [47]. Allerdings könnte er in bestimmten Situationen von Vorteil sein, wenn z.B. ein sehr hoher Schubwiderstand erforderlich ist, hohe Dauerbelastungen auftreten oder wenn vorfabrizierte Gelenkhalseinlagen verwendet werden. Weitere (insbesondere experimentelle) Untersuchungen sind erforderlich, um das Potenzial von hochfestem Beton in diesen speziellen Situationen zu untersuchen.

Die Versuche zur Teilflächenpressung haben gezeigt, dass Stahlfasern einen Teil der konventionellen Bewehrung in den Gelenkanschlusskörpern (wo es in der Praxis häufig zu Verdichtungsproblemen aufgrund von hohen Bewehrungsgehalten kommen kann) ersetzen könnten. Im Gelenkhals hingegen scheint der Einsatz von Fasern nicht notwendig zu sein und könnte sogar kontraproduktiv sein (z.B. erhöhte Rückstellmomente, Behinderung des Schliessens von Biegerissen im Gelenkhals bei Rotationszyklen, Verstopfung des Gelenkhalses beim Betonieren). Es besteht daher ein Bedarf an innovativen Lösungen und Herstellungsverfahren für Betongelenke, die die Vorteile von faserverstärktem Beton nutzen und gleichzeitig die Nachteile vermeiden.

7. Finanzielles

Die vorliegende Arbeit wurde durch cemsuisse mit einem Beitrag von CHF 121'000.– (plus MwSt.) unterstützt, wofür sich die Verfasser aufrichtig bedanken.

Literatur

- [1] W. Kaufmann, T. Markić, and M. Bimschas, 'Betongelenke Stand der Technik und Entwicklungspotential'. cemsuisse-Projekt 201501, Schlussbericht, 2017. doi: 10.3929/ethz-b-000257076
- G. Schacht and S. Marx, 'Unbewehrte Betongelenke 100 Jahre Erfahrung im Brückenbau', *Beton- und Stahlbeton*bau, vol. 105, no. 9, pp. 599–607, 2010, doi: 10.1002/best.201000030.
- [3] S. Marx and G. Schacht, 'Betongelenke im Brückenbau: Bericht zum DBV-Forschungsvorhaben 279', Deutscher Beton- und Bautechnik-Verein E.V., Berlin, Technical Report Nr. 18, 2010.
- [4] T. Markić, 'Structural behaviour of partially loaded areas and concrete hinges', Dissertation, ETH Zürich, Institut für Baustatk und Konstruktion, Zurich, Switzerland, 2023. doi: 0.3929/ethz-b-000592082
- [5] T. Markić, F. Morger, and W. Kaufmann, 'Partially loaded areas in reinforced concrete: Mechanical modelling', *Engineering Structures*, vol. 271, 2022, doi: 10.1016/j.engstruct.2022.114938.
- [6] T. Markić, F. Morger, and W. Kaufmann, 'Partially loaded areas in reinforced concrete: experimental campaign and model validation', *Engineering Structures*, vol. 273, 2022, doi: 10.1016/j.engstruct.2022.114905.
- [7] T. Markić and W. Kaufmann, 'Large-scale experiments on concrete hinges under general loading', *Structural Concrete*, 2022, doi: 10.1002/SUCO.202200940.
- [8] T. Markić and W. Kaufmann, 'Modeling and design of concrete hinges under general loading', *Structural Concrete*, 2023, doi: 10.1002/suco.202201110.
- [9] M. Wichers, Bemessung von bewehrten Betonbauteilen bei Teilflächenbelastung unter Berücksichtigung der Rissbildung. Braunschweig: Techn. Univ., Inst. für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, 2013.
- [10] T. Markić, W. Kaufmann, and A. Amin, 'Stress field solution for strip loaded reinforced concrete blocks', *Enginee-ring Structures*, vol. 171, pp. 911–920, 2018, doi: 10.1016/j.engstruct.2018.03.027.
- [11] T. Markić and W. Kaufmann, 'Bottle-shaped stress field solution for partially loaded reinforced concrete blocks', in Proceedings of the 12th fib International PhD Symposium in Civil Engineering, 2018, vol. 45, pp. 583–591. doi: 10.3929/ethz-b-000270180.
- [12] W. F. Chen, Limit Analysis and Soil Plasticity. Elsevier, 1975.
- [13] R. Bonetti, C. L. R. Wollmann, and J. T. Santos, 'Bearing strength of confined concrete', SJ, vol. 111, no. 6, pp. 1317–1328, 2014, doi: 10.14359/51687163.
- [14] C. Boulay, F. Toutlemonde, J. L. Clément, K. Verók, and P. Fakhri, 'Safety of VHSC structures under concentrated loading: experimental approach', *Magazine of Concrete Research*, no. 9, p. 13, 2004, doi: 10.1680/macr.2004.56.9.523.
- [15] T. J. Ibell and C. J. Burgoyne, 'Experimental investigation of behaviour of anchorage zones', Magazine of Concrete Research, vol. 45, no. 165, pp. 281–291, 1993, doi: 10.1680/macr.1993.45.165.281.
- [16] S. K. Niyogi, 'Bearing Strength of Reinforced Concrete Blocks', J. Struct. Div., ASCE, vol. 101, no. 5, pp. 1125– 1137, 1975, doi: 10.1061/JSDEAG.0004053.
- [17] G. Schmidt-Thrö, M. Smarslik, B. Tabka, W. Scheufler, O. Fischer, and P. Mark, 'Experimental analysis of concrete elements under partial area strip loading', *Civil Engineering Design*, vol. 1, no. 1, pp. 28–38, 2019, doi: 10.1002/cend.201900001.
- [18] P. Wurm and F. Daschner, 'Versuche über Teilflächenbelastung von Normalbeton'. DAfS, no. 286, 1977.
- [19] A. Mesnager, 'Experiences sur une semi-articulation pour routes en Béton armé', Annales de Ponts de Chaussees, vol. 26, no. 2, pp. 180–200, 1907.
- [20] D. E. Parsons and A. H. Stang, 'Tests of Mesnager Hinges', Journal of the American Concrete Institute, vol. 6, p. 304, 1935.
- [21] Jesinghaus and Bieligk, 'Ausbildung unvollkommener Betongelenke', Zement, vol. 19, no. 36 and 37, pp. 850–855 and 873–879, 1930.
- [22] G. D. Base, 'Some tests on a particular design of reinforced concrete structural hinge', Cement and Concrete association, Technical Report #TRA 325, 1959.
- [23] G. D. Base, 'Tests on a reinforced concrete hinge with a large design rotation', Cement and Concrete association, Technical Report #TRA 359, 1962.
- [24] M. M. Tourasse, 'Essais sur articulation Freyssinet.', Annales de l'Institute Technique du Bâtiment et des Travaux Publics, vol. 14, no. 157, pp. 62, 87–90, 1961.

- [25] J. Dix, *Betongelenke unter oftmals wiederholter Druck- und Biegebeanspruchung*. Berlin: Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, 1962.
- [26] F. Leonhardt and H. Reimann, Betongelenke Versuchsbericht, Vorschläge zur Bemessung und konstruktiven Ausbildung. Berlin: Ernst, 1965.
- [27] E. O. Fessler, 'Die EMPA-Versuche an armierten Betongelenken f
 ür den Hardturm-Viadukt', Schweizerische Bauzeitung, vol. 85, no. 34, pp. 623–630, 1967.
- [28] G. Franz and H. D. Fein, *Betongelenke unter wiederholten Gelenkverdrehungen*. Berlin: Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, 1968.
- [29] M. S. Saiidi, Z. Cheng, and D. Sanders, 'Experimental Study of Two-Way Reinforced Concrete Column Hinges under Seismic Loads', SJ, vol. 106, no. 3, pp. 340–348, 2009, doi: 10.14359/56498.
- [30] T. Schlappal, M. Schweigler, S. Gmainer, M. Peyerl, and B. Pichler, 'Creep and cracking of concrete hinges: insight from centric and eccentric compression experiments', *Mater Struct*, vol. 50, no. 6, p. 244, Dec. 2017, doi: 10.1617/s11527-017-1112-9.
- [31] G. Morançay and C. Delmas, 'Essais d'articulation Freyssinet.', *Annales de l'Institute Technique du Bâtiment et des Travaux Publics*, vol. 20, no. 239, pp. 1601–1621, 1967.
- [32] G. D. Base, 'Tests on four prototype reinforced concrete hinges', Cement and Concrete Association, London, Research report Nr. 17, 1965.
- [33] M. Saiidi, J. L. Orie, and B. Douglas, 'Lateral load response of reinforced concrete bridge columns with a one-way pinned end', ACI Structural Journal, vol. 85, no. 6, pp. 609–616, 1988.
- [34] M. Saiidi and D. Straw, 'Monotonic and cyclic response of one-way reinforced concrete bridge pier hinges in the strong direction', ACI Structural Journal, vol. 90, no. 5, pp. 568–573, 1993.
- [35] Y. Jiang and M. "Saiid" Saiidi, 'Response and design of R/C one-way pier hinges in strong direction', *Journal of Structural Engineering*, vol. 121, no. 8, pp. 1236–1244, 1995, doi: 10.1061/(ASCE)0733-9445(1995)121:8(1236).
- [36] P. Havlíček, J. Šoltész, and J. Gašpárek, 'Experimental Investigation of the Shear Resistance of Concrete Hinges Under a Biaxial Load', *Slovak Journal of Civil Engineering*, vol. 28, no. 4, pp. 52–59, 2020, doi: 10.2478/sjce-2020-0031.
- [37] E. Mönnig and D. Netzel, 'Zur Bemessung von Betongelenken', *Der Bauingenieur*, vol. 44, no. 12, pp. 433–439, 1969.
- [38] F. Leonhardt and E. Mönnig, Vorlesungen über Massivbau Teil 2: Sonderfälle der Bemessung im Stahlbetonbau, Dritte Auflage. Springer Berlin Heidelberg, 1986.
- [39] Highways England, 'CS 468 Assessment of Freyssinet concrete hinges in highway structures', 2020.
- [40] P. E. Regan, 'Concrete hinges', Engineering Structures Research Group, Polytechnic of Central London, London, Report to the Department of Transport Monograph, 1981.
- [41] T. Schlappal et al., 'Serviceability limits of reinforced concrete hinges', Engineering Structures, vol. 208, p. 109861, 2020, doi: 10.1016/j.engstruct.2019.109861.
- [42] T. Schlappal, J. Kalliauer, M. Vill, H. A. Mang, J. Eberhardsteiner, and B. L. A. Pichler, 'Ultimate limits of reinforced concrete hinges', *Engineering Structures*, vol. 224, p. 110889, 2020, doi: 10.1016/j.engstruct.2020.110889.
- [43] EN 1992-1-1, 'Eurocode 2: Design of concrete structures Part 1-1: General rules and rules for buildings', Brussels, 2004.
- [44] K.-H. Reintjes, 'Zur Weiterentwicklung einiger Bauweisen für den Brückenbau der A 17', in Neue Entwicklungen im Brückenbau Innovationen im Bauwesen: Beiträge aus Praxis und Wissenschaft, Berlin: Bauwerk, 2004, pp. 217– 230.
- [45] N. V. Tue and H. Jankowiak, 'Betongelenke aus selbstverdichtendem und hochfestem Beton bei der neuen Elbebrücke Mühlberg', *Bautechnik*, vol. 86, no. 10, pp. 637–646, 2009, doi: 10.1002/bate.200910064.
- [46] F. Leonhardt, Vorlesungen über Massivbau. Berlin; New York: Springer-Verlag, 1973.
- [47] S. Gmainer, M. Vill, B. Pichler, T. Schlappal, and J. Kalliauer, 'Optimierte Bemessungsregeln f
 ür dauerhafte bewehrte Betongelenke', Smartminerals GmbH, Vienna, Austria, 2016.