

Lehrstuhl für Massivbau
Institut für Baustoffe und Konstruktion
Technische Universität München

Grenzwertanalyse des Frischbetondrucks von selbstverdichtendem Beton bei rotationssymmetrischen Sonderschalungen

Christian Ralph Stettner

Vollständiger Abdruck der von der Fakultät für Bauingenieur- und Vermessungswesen der Technischen Universität München zur Erlangung des akademischen Grades eines

Doktor-Ingenieurs

genehmigten Dissertation.

Vorsitzender:

Univ.-Prof. Dr.-Ing. Josef Zimmermann

Prüfer der Dissertation:

1. Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil. Dr.-Ing. E.h. Konrad Zilch
2. Hon.-Prof. Dr.-Ing. Frank Dehn, Universität Leipzig

Die Dissertation wurde am 15.06.2009 bei der Technischen Universität München eingereicht und durch die Fakultät für Bauingenieur- und Vermessungswesen am 23.07.2010 angenommen.

Kurzfassung

Im Behälterbau lassen sich beim Einsatz von selbstverdichtendem Beton (SVB) in Kombination mit rotationssymmetrischen Schalungen hohe Anforderungen an die Dichtigkeit des zu erstellenden Bauwerkes erfüllen. Es kann wegen der vorhandenen Rotationssymmetrie bei Geometrie und Belastung auf Durchdringungen des Querschnittes mit Schalungsankern verzichtet werden. Aufgrund der thixotropen Eigenschaft von SVB können bei Einwirkung von Erschütterungen erhebliche Schwankungen im Frischbetondruck über den Umfang der Schalungskonstruktion entstehen. Diese beeinflussen das Tragverhalten maßgeblich. Im Rahmen dieser Arbeit wurden theoretische und experimentelle Untersuchungen für eine Grenzwertanalyse des Frischbetondrucks von SVB bei rotationssymmetrischen Schalungen durchgeführt. Aus den Ergebnissen konnte ein Bemessungsmodell abgeleitet werden, welches die Berücksichtigung von Schwankungen im Frischbetondruck ermöglicht.

Abstract

For tank constructions the use of self consolidating concrete (SCC) can achieve in combination with rotationally symmetric formwork systems high requirements on the tightness of the build structure. Because of the rotational symmetry of the load and the geometry the usual formwork ties are not necessary. So the cross section of the structure is not penetrated. Due to the thixotropy of SCC there can be variations in lateral pressure around the structure if dynamic energy was brought in the fresh concrete. These variations influence decisively the load bearing behaviour of the whole structure. This work contains theoretical and experimental research to find a minimal and maximal threshold for the formwork pressure of SCC on rotationally symmetric formwork systems. The results of these analyses made the development of a design model possible regarding the variations of formwork pressure.

Vorwort

Die vorliegende Arbeit entstand auf der Grundlage eines Verbundforschungsvorhabens, bei welchem ich als wissenschaftlicher Mitarbeiter am Lehrstuhl für Massivbau der Technischen Universität München mitwirken konnte. Den Einstieg in das Thema und eine intensive Auseinandersetzung mit der behandelten Problemstellung erfolgte davor im Rahmen meiner Tätigkeit als Projektleiter bei der Zilch + Müller Ingenieure GmbH.

Mein besonderer Dank gilt Herrn Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil. Dr.-Ing. E.h. Konrad Zilch für die Möglichkeit, die in der Praxis gewonnene Erfahrung wissenschaftlich zu vertiefen. Aufgrund der Chance diese Arbeit zu erstellen, erhielt ich zudem einen weiteren Einblick in die Vielseitigkeit des Berufs des Bauingenieurs.

Herrn Prof. Dr.-Ing. Frank Dehn möchte ich ganz herzlich für sein Interesse an der vorliegenden Arbeit und die Übernahme des Koreferates danken. Für die Übernahme des Vorsitzes der Prüfungskommission gilt Herrn Univ.-Prof. Dr.-Ing. Josef Zimmermann mein besonderer Dank.

Die vertrauensvolle Unterstützung von Herrn Dr.-Ing. André Müller und Herrn Dr.-Ing. Markus Hennecke von der Zilch + Müller Ingenieure GmbH waren ein wichtiger Baustein für die Erstellung dieser Arbeit.

Die fachlich anregende und persönlich sehr angenehme Zusammenarbeit mit Herrn Prof. Dr.-Ing. Frank Dehn, Herrn Dipl.-Ing. Andreas König und Herrn Dipl.-Ing. Klaus Pistol bei der Durchführung des Verbundforschungsvorhabens und der Erstellung verschiedener gemeinsamer Veröffentlichungen war sehr motivierend und somit maßgeblich für das Gelingen der gemeinsamen wissenschaftlichen Arbeit.

Bedanken möchte ich mich auch beim Bundesamt für Bau- und Raumordnung für die Förderung des Verbundforschungsvorhabens, dessen Ergebnisse eine wichtige Grundlage für die weiteren Untersuchungen in dieser Arbeit bildeten.

Nicht zuletzt gilt mein ganz besonderer Dank meiner Frau und meiner Familie für die uneingeschränkte Unterstützung, die entscheidend für das Gelingen dieser Arbeit war.

Freising, im September 2010

Christian Stettner

Inhaltsverzeichnis

Inhaltsverzeichnis	5
Abbildungsverzeichnis	8
Tabellenverzeichnis	12
Formelzeichen ohne/mit Indizes	13
1 Einleitung	19
1.1 Problemstellung	19
1.2 Ziel der Arbeit	20
1.3 Aufbau der Arbeit	20
2 Rundschalungen	22
2.1 Allgemeine Klassifizierung von Rundschalungen	22
2.2 Klassifizierung von Rundschalungen nach deren Tragverhalten	26
2.2.1 Schalungen mit modularem Tragverhalten	27
2.2.2 Rotationssymmetrische Sonderschalungen	28
2.3 Anwendungsbereich von rotationssymmetrischen Sonderschalungen	30
2.4 Zusammenfassung	31
3 Frischbetondruck unter Verwendung von selbstverdichtendem Beton – Stand der Technik	32
3.1 Modellvorstellungen zur Beschreibung des maximalen Frischbetondrucks	33
3.1.1 Modellansätze unter Verwendung eines Seitendruckbeiwertes	36
3.1.2 Rheologische Modelle	37
3.1.3 Ansatz einer Silowirkung	39
3.1.4 Reibungskräfte zwischen Betonstahl und Frischbeton	40
3.1.5 Geneigte Schalungen	41
3.2 Normative Grundlagen	42
3.3 Frischbetondruck bei niedrigen Steiggeschwindigkeiten - Bauteilversuche	43
3.4 Zeitabhängige Veränderung des Frischbetondrucks	47
3.5 Einfluss der Schalungssteifigkeit auf den Frischbetondruck	51
3.6 Einfluss von Erschütterungen auf den Frischbetondruck	53
3.7 Zusammenfassung	55

4 Untersuchungen zum Tragverhalten rotationssymmetrischer Sonderschalungen	57
4.1 Tragverhalten rotationssymmetrischer Sonderschalungen	57
4.1.1 Lagerungsbedingungen für den Ringträger	59
4.1.2 Tragverhalten der Ringträger unter rotationssymmetrischer Belastung	63
4.1.3 Tragverhalten der Ringträger unter nicht-rotationssymmetrischer Belastung	79
4.1.4 Zusammenfassung	93
4.2 Einfluss der Verformbarkeit der Schalung auf den Verlauf des Frischbetondrucks	95
4.2.1 Auflagersteifigkeiten im Teilmodell	96
4.2.2 Bettung des Vertikalträgers am erstarrten Beton	97
4.2.3 Modellrechnung zum Einfluss der Lagersteifigkeit	99
5 Experimentelle Untersuchungen	103
5.1 Materialversuche	104
5.1.1 Verwendete Betonrezepturen	104
5.1.2 Versuchsdurchführung	106
5.1.3 Ergebnisse	107
5.2 Kleinkörperversuche	108
5.2.1 Versuchsaufbau und Versuchsdurchführung	108
5.2.2 Ergebnisse	110
5.3 Großversuch	111
5.3.1 Versuchseinrichtung	111
5.3.2 Versuchsdurchführung	113
5.3.3 Ergebnisse	114
5.4 Messung der dynamischen Einwirkungen	118
5.4.1 Baustellenmessung an einer Trichterschalung	118
5.4.2 Messungen während des Großversuchs	121
5.4.3 Vergleich der Baustellenmessungen mit den Messungen während des Großversuchs	122
6 Bemessungsmodell für rotationssymmetrische Sonderschalungen	123
6.1 Lastmodell für die Bemessung rotationssymmetrischer Sonderschalungen – Modellparameter und getroffene Annahmen	123
6.1.1 Unterer Grenzwert für den Frischbetondruck	125
6.1.2 Oberer Grenzwert für den Frischbetondruck	127
6.1.3 Verlauf des Frischbetondrucks über die Höhe der Schalung	129
6.1.4 Verlauf des oberen Grenzwertes über den Umfang der Schalung	130
6.1.5 Zeitabhängiger Verlauf des unteren Grenzwertes des Frischbetondrucks	131
6.1.6 Zusammenfassung Lastbilder	133
6.1.7 Anwendung des Lastmodells bei geeigneten Schalungen	134

6.2	Vergleich des Lastmodells mit Versuchsergebnissen	137
6.2.1	Betrachtungen zum unteren Grenzwert des Anfangsdrucks	137
6.2.2	Betrachtungen zum oberen Grenzwert	139
6.3	Überlegungen zur Zuverlässigkeit der gewählten Ansätze	142
6.3.1	Definition der Bemessungssituationen und des Zuverlässigkeitsniveaus	143
6.3.2	Statistische Kennwerte der Basisvariablen	144
6.3.3	Kalibrierung der Teilsicherheitsbeiwerte nach DIN 1055-100	146
6.3.4	Kalibrierung der Teilsicherheitsbeiwerte durch eine Monte-Carlo Simulation	151
6.4	Bemessungsvorschlag für rotationssymmetrische Sonderschalungen	153
6.5	Vergleich des Bemessungsvorschlags mit DIN 18218:2009	155
7	Zusammenfassung und Ausblick	157
8	Literatur	161
9	Anhang	165
9.1	Extremwertbetrachtung zur Knicklast des elastisch gebetteten Kreisrings	165
9.2	Ermittlung der Durchschlagslast für das elastisch gestützte Spreizwerk	168
9.2.1	Berechnung der tangentialen Ersatzfeder	171
9.2.2	Umrechnung des Drehwinkels φ in die Scheiteldurchsenkung w	175
9.3	Ermittlung der Durchschlagslast für das Spreizwerk mit Koppelfedern	176
9.3.1	Durchschlagslast	176
9.3.2	Drehfedersteifigkeit für das Biegetragverhalten	178
9.4	Eingangswert für die Anwendung des Weggrößenverfahrens in Kapitel 4.1.3.3	180
9.5	Bestimmung der statistischen Kenngrößen für die Kalibrierung der Lastmodelle	186
9.5.1	Auswertung der Messergebnisse aus Kapitel 5.3	186
9.5.2	Auswertung der Messergebnisse aus Kapitel 5.2	187
9.5.3	Auswertung der Versuchsergebnisse des Teilprojekts C in [5.1]	188
9.5.4	Ermittlung der Streuungen zu den Erstarrungszeitpunkten $t_{A,Knet}$ und $t_{E,Vicat}$	193

Abbildungsverzeichnis

- Abbildung 2-1: Einsatz einer Rahmenschalung im Behälterbau (Firma PERI [F.1])
- Abbildung 2-2: Trägerschalung mit flexibler Schalhaut (Firma Hünnebeck [F.2])
- Abbildung 2-3: Konstruktion einer Gleitschalung aus [2.2]
- Abbildung 2-4: Darstellung einer drehbaren Segmentschalung beim Bau von Faulbehältern in Hamburg (aus Zell [2.3])
- Abbildung 2-5: Schematischer Schnitt durch eine Rahmenschalung mit Darstellung des Kräftegleichgewichts
- Abbildung 2-6: Geometrie und Haupttragelemente rotationssymmetrischer Sonderschalungen
- Abbildung 2-7: Beispiele zu rotationssymmetrischen Sonderschalungen (Foto links: Fa. RSB, aus [F.3], Foto rechts: Fa. PERI, aus [F.4])
- Abbildung 3-1: Einflussparameter auf den sich einstellenden Frischbetondruck bei Verwendung von SVB (aus Graubner, et al. [3.2])
- Abbildung 3-2: Zeitlicher Verlauf des Seitendruckbeiwertes nach Proske [3.5]
- Abbildung 3-3: Schematische Darstellung eines Vertikalschnittes durch ein Viskosimeter NT (Beitrag Dehn, et al. in [3.2])
- Abbildung 3-4: Fließkurven von Stoffen mit unterschiedlichem rheologischen Materialverhalten
- Abbildung 3-5: Darstellung thixotropen Verhaltens aus dem Beitrag von Beitzel, et al. in [3.2]
- Abbildung 3-6: Ermittlung einer Bruchfläche (Breakdown area) zur Quantifizierung des thixotropen Verhaltens (aus Khayat [3.14])
- Abbildung 3-7: Kräftegleichgewicht am einem Scheibenelement aus Proske [3.5]
- Abbildung 3-8: Berechnungsvorschlag für schmale, geneigte Schalungen mit konstanter Bauteildicke nach Proske [3.5]
- Abbildung 3-9: Erfassung des Verdichtungseinflusses in DIN 18218 (nach Specht [3.10])
- Abbildung 3-10: Messung des zeitlichen Druckverlaufs bei einem Bauteilversuch in [3.12]
- Abbildung 3-11: Darstellung von Literaturangaben zu Messwerten zum Frischbetondruck von SVB bei Steiggeschwindigkeiten kleiner als 1,2 m/h
- Abbildung 3-12: Einteilung der physikalischen und chemischen Effekte beim Absinken des Frischbetondrucks im Ruhezustand (aus Khayat [3.15])
- Abbildung 3-13: Stützung der Schalung am erstarrten Beton
- Abbildung 3-14: Wiederverflüssigung des Betons nach Tejeda-Dominguez [3.1] (Umrechnung der Einheiten $1 \text{ lbf/in.}^2 = 6,90 \text{ kN/m}^2$; $1 \text{ in.} = 2,54 \text{ cm}$)

- Abbildung 4-1: Grundriss eines Ringträgers mit Definition der Lastanteile und des Lastwinkels
- Abbildung 4-2: Untersuchte statische Systeme für Ringträger von rotationssymmetrischen Sonderschalungen
- Abbildung 4-3: Mögliche Bettungen des Ringträgers bei Verformungen unter nicht-rotationssymmetrischer Belastung
- Abbildung 4-4: Statische Systeme für die Vertikalträger als Beispiele für die Tragsysteme 1 und 2
- Abbildung 4-5: Prinzipieller Verlauf der Festigkeiten von Frischbeton nach Wierig und Gollasch [4.9]
- Abbildung 4-6: Definition des Stichmasses Δw als geometrische Abweichung des Polygons zum Kreis
- Abbildung 4-7: Erforderliche Teilungsanzahl zur Erfüllung der Toleranzen
- Abbildung 4-8: Verformung und Kräftegleichgewicht für das gelenkige Polygon unter rotationssymmetrischer Belastung
- Abbildung 4-9: Statisches System und Belastung einer äquidistant gestützten Gelenkkette
- Abbildung 4-10: Kräfte und Verformung beim Kreisring mit konstanter Krümmung
- Abbildung 4-11: Kinematik (b) und Kräftegleichgewicht (c) für ein Kreisbogenelement (a) (nach Petersen [4.2])
- Abbildung 4-12: Grenzlaster für den einseitig gebetteten Kreisring unter normalentremen Belastung nach Falter [4.4]
- Abbildung 4-13: Kritische Lasten des einseitig gebetteten Rings mit m Gelenken (aus Hain, Falter [4.5])
- Abbildung 4-14: Verlauf des Knickbeiwertes mit unterschiedlichen Kreisringbettungen
- Abbildung 4-15: Knickbeiwert für einseitige und beidseitige Bettung im Anwendungsbereich rotationssymmetrischer Sonderschalungen
- Abbildung 4-16: Verformung und Kräftegleichgewicht für das gelenkige Polygon unter nicht-rotationssymmetrischer Belastung
- Abbildung 4-17: Statisches System Spreizwerk
- Abbildung 4-18: Geometrie des Spreizwerks am halben System (AB Grundzustand, A'B' ausgelenkte Lage)
- Abbildung 4-19: Lastverformungskurve (qualitativ) eines Durchschlagproblems
- Abbildung 4-20: Verhältnis Durchschlagslast P_D zur Knicklast P_{Ki} mit Variation der radialen Auflagersteifigkeit
- Abbildung 4-21: Teilsystem Spreizwerk für ein Polygon mit Gelenkeinspannung
- Abbildung 4-22: Lastverformungsverlauf des Spreizwerkes mit und ohne Drehfeder an den Gelenkpunkten

- Abbildung 4-23: Diametral belasteter Kreisring
- Abbildung 4-24: Verlauf der maximalen Scheitelverformungen im Ring in Abhängigkeit des Lastwinkels
- Abbildung 4-25: Verlauf der maximalen radialen Scheitelverformungen in Abhängigkeit des Lastwinkels für verschiedene Radien bei weicher Bettung
- Abbildung 4-26: Verlauf der maximalen radialen Scheitelverformungen in Abhängigkeit des Lastwinkels für verschiedene Radien bei starrer Bettung
- Abbildung 4-27: Lastverformungskurve für das Ausgangssystem
- Abbildung 4-28: Teilmodell eines Vertikalträgers aus einer Zylinderschalung
- Abbildung 4-29: Vergleich der Auflagersteifigkeit am Ringträger / Schalungsanker
- Abbildung 4-30: Horizontalschnitt durch die Schalung mit Darstellung des Druckauflagers (Krümmung vernachlässigt)
- Abbildung 4-31: Statisches System und Lastbild der Modellrechnung
- Abbildung 4-32: Vergleich der Auflagerkräfte bei unterschiedlichen Lagersteifigkeiten
- Abbildung 5-1: Ergebnisse der Materialversuche
- Abbildung 5-2: Versuchsaufbau zu den Kleinkörperversuchen
- Abbildung 5-3: Kenngrößen Pendelschlagversuch
- Abbildung 5-4: Verlauf des Frischbetondrucks am Messgeber
- Abbildung 5-5: Versuchsaufbau beim Großversuch
- Abbildung 5-6: Versuchsablauf beim Großversuch
- Abbildung 5-7: Gemessener Verlauf des Frischbetondrucks
- Abbildung 5-8: Frischbetondruck an den Messgebern vor und nach dem Pendelschlag
- Abbildung 5-9: Wiederverflüssigungsgrad im Abstand zum Pendelaufschlagpunkt
- Abbildung 5-10: Verlauf des Frischbetondrucks im BA1 (Messwerte \circ , Rechenwerte \square)
- Abbildung 5-11: Verlauf des Frischbetondrucks im BA2 (Messwerte \circ , Rechenwerte \square)
- Abbildung 5-12: Aufbau Messtechnik und Lage der Beschleunigungsaufnehmer
- Abbildung 5-13: Vertikalschnitt durch die Trichterschalung mit Lage der Messpunkte
- Abbildung 5-14: Detaillierter Schwingungsverlauf für das Einklopfen einer Schalttafel
- Abbildung 5-15: Beschleunigungs-Zeit-Verlauf für einen Pendelschlagversuch an der leeren Schalung mit einer Auslenkung von $s(t_0) = 60$ cm
- Abbildung 5-16: Beschleunigungs-Zeit-Verlauf für einen Pendelschlagversuch an der zur Hälfte gefüllten Schalung mit einer Auslenkung von $s(t_0) = 60$ cm
- Abbildung 6-1: Nicht-rotationssymmetrische Belastung und rotationssymmetrische Belastung eines Ringträgers
- Abbildung 6-2: Zeitlicher Verlauf des Frischbetondrucks über den Umfang
- Abbildung 6-3: Lastbilder für oberen und unteren Grenzwert für den Frischbetondruck bei rotationssymmetrischen Sonderschalungen

- Abbildung 6-4: Komponenten des Frischbetondrucks bei einer Deckschalung
- Abbildung 6-5: Komponenten des Frischbetondrucks bei einer Bodenschalung
- Abbildung 6-6: Vergleich des unteren Grenzwertes nach Gleichung (6.1) mit Versuchsergebnissen aus Literaturangaben
- Abbildung 6-7: Vergleich der Rechenwerte mit Messwerten aus Literaturangaben zum unteren Grenzwert des Frischbetondrucks
- Abbildung 6-8: Gemessener Seitendruckbeiwert aus den Versuchen nach Kapitel 5.2 und 5.3 und den Modellversuchen der TU Darmstadt in Graubner, et al. [5.1]
- Abbildung 6-9: Vergleich der rechnerischen Werte mit Versuchswerten für den oberen Grenzwert
- Abbildung 6-10: Vergleich der rechnerischen Werte mit Versuchswerten für den oberen Grenzwert unter Berücksichtigung eines Erhöhungsfaktors κ
- Abbildung 6-11: Verteilungsfunktionen für den Widerstand und die Einwirkungen des unteren Grenzwertes
- Abbildung 6-12: Erzeugung einer Realisation x_i der Basisvariablen X_i mit der Monte-Carlo Methode
- Abbildung 6-13: Verteilungsdichten der Einwirkung, des Widerstandes und der Grenzzustandsfunktion nach der Monte-Carlo Methode
- Abbildung 6-14: Bemessungsvorschlag für den horizontalen Frischbetondruck bei rotationssymmetrischen Sonderschalungen
- Abbildung 9-1: Vergleich der Gleichungen (4.15) und (4.16) anhand des Verlaufes des Knickbeiwertes γ_{ki}
- Abbildung 9-2: Geometrie des Spreizwerks am halben System (AB Grundzustand, A'B' ausgelenkte Lage)
- Abbildung 9-3: Geometrie Auflagerpunkt Spreizwerk
- Abbildung 9-4: Gleichgewicht am Auflagerpunkt A'
- Abbildung 9-5: Berechnung einer tangentialen Ersatzfeder für das Teilsystem Spreizwerk
- Abbildung 9-6: Kinematische Beziehungen am Spreizwerk
- Abbildung 9-7: Statisches System und Weggrößen für biegesteifes regelmäßiges Polygon
- Abbildung 9-8: Transformation der lokalen Verschiebungen
- Abbildung 9-9: Komponenten der globalen Steifigkeitsmatrix k_G eines regelmäßigen, biegesteifen, äquidistant radial gestützten Polygons
- Abbildung 9-10. Aufbau des Rechenprogramms zum Weggrößenverfahren

Tabellenverzeichnis

Tabelle 2-1:	Gliederung unterschiedlicher Rundschalungstypen
Tabelle 2-2:	Beispiele für ausgeführte Behälterbauwerke und deren Geometrie
Tabelle 2-3:	Anwendungsbereich der durchgeführten Untersuchungen
Tabelle 3-1:	Übersicht zu den beschriebenen Modellen für eine Berechnung des Frischbetondrucks von SVB
Tabelle 3-2:	Einfluss verschiedener Parameter auf die zeitabhängige Verringerung des Frischbetondrucks nach dem Ende der Betonage
Tabelle 3-3:	Prozentuale zeitliche Veränderung des Frischbetondrucks gemäß den Versuchsergebnissen aus [3.6], [3.15] - [3.17]
Tabelle 4-1:	Zahlenbeispiel zum Anwendungsbereich rotationssymmetrischer Sonderschalungen
Tabelle 4-2:	Parameter für die Berechnung eines gleichmäßigen biegesteifen Polygons unter Verwendung des Weggrößenverfahrens
Tabelle 4-3:	Entwicklung der Verformungssteifigkeit von jungem Beton
Tabelle 4-4:	Eingangsdaten für die Modellrechnung
Tabelle 5-1:	Aus den Richtrezepturen entwickelte Rezepturen und zugehörige Frischbetonkenngößen
Tabelle 5-2:	Beschreibung des Erstarrungsverhaltens von Frischbeton nach der Knetbeutelmethode (aus Graubner et al. [3.2])
Tabelle 5-3:	Auswertung der Kleinkörperversuche
Tabelle 5-4:	Legende zu den Symbolen in Abbildung 5-5
Tabelle 5-5:	Auflagersteifigkeiten am weichen Rahmenelement 2
Tabelle 5-6:	Maximale gemessene Beschleunigungen aus dem Einklopfen von Schalttafeln in direkter Nähe zum Aufnehmer
Tabelle 5-7:	Gemessener Verlauf der maximalen Beschleunigungen eines diskreten Pendelschlags mit einer Auslenkung von 60 und 120 cm
Tabelle 5-8:	Maximale Beschleunigungen durch einen Pendelschlag/Hammerschlag
Tabelle 6-1:	Annahmen für die Anwendung des vorgeschlagenen Lastmodells
Tabelle 6-2:	Beispiele zu Einwirkungen aus Erschütterungen und vorgeschlagene Versagenswahrscheinlichkeiten
Tabelle 6-3:	Basisvariablen und deren statistische Kenngrößen
Tabelle 6-4:	Kalibrierung des Lastmodells nach DIN 1055-100 [N.4]
Tabelle 6-5:	Teilsicherheitsbeiwerte im Grenzzustand der Tragfähigkeit
Tabelle 6-6:	Vergleich der Grenzwerte für den Frischbetondruck nach DIN 18218 und dem vorgeschlagenen Lastmodell

Formelzeichen ohne/mit Indizes

Kleine lateinische Buchstaben

a	Beschleunigung
a_{\max}	Maximalwert der Beschleunigungen
b_L	Lasteinzugsfläche Schalungsanker
c	Basisvariable nach [5.1] zur Erfassung der Streuung bei der Schnittgrößenermittlung
$c_{r,\text{Polygon}}$	linienförmige radiale Ersatzfedersteifigkeit für ein regelmäßiges Polygon
$c_{r,\text{Ring}}$	linienförmige radiale Ersatzfedersteifigkeit für einen Kreisring
$c_{r,\text{Stütz}}$	linienförmige radiale Auflagerfedersteifigkeit für einen Ringträger
d	Wandstärke des zu betonierenden Bauteils
e	Abstand der Vertikalträger einer rotationssymmetrischen Sonderschalung
Δh	Höhendifferenz zwischen ausgelenktem und abgepralltem Pendel beim Pendelschlagversuch
h_r	Eintauchtiefe Innenrüttler
f	Abminderungsfaktor für den zeitlichen Verlauf des unteren Grenzwert des Frischbetondrucks
\bar{f}	gemittelter Abminderungsfaktor für den zeitlichen Verlauf des unteren Grenzwert des Frischbetondrucks
g	Erdbeschleunigung (9,81 kg·m/s ²)
i	Trägheitsradius
m	Anzahl der Halbwellen beim Ausbeulen eines gebetteten Kreisrings nach Petersen [4.2], bzw. Länge der Einzelwelle als Bruchteil des Umfangs nach Sonntag [4.6]
m_{Pendel}	Masse des Pendels beim Pendelschlagversuch
n	Teilungszahl regelmäßiges Polygon
n_E	Anzahl der gleichzeitig vorhandenen Einfüllstellen während der Betonage an einer rotationssymmetrischen Sonderschalung
p_f	Versagenswahrscheinlichkeit
p_r	radiale veränderliche Linienlast
$p_{r,\text{Ki}}$	Knicklast als radiale Linienlast
r_i	generierte gleichmäßig verteilte Zufallszahl bei der Monte-Carlo-Simulation
s	Auslenkung des Pendels beim Pendelschlagversuch
s_m	Setzfließmaß nach DAfStb Richtlinie „Selbstverdichtender Beton“ [N.2]
t	Zeit

t_0	Zeitpunkt mit ausgelenktem Pendel beim Pendelschlagversuch
t_1	Zeitpunkt nach Eintrag der Pendelschlagenergie beim Pendelschlagversuch
$t_{A,Knet}$	Erstarrungsbeginn nach dem Knetbeutelverfahren nach [3.2]
$\overline{t_{A,Knet}}$	bezogener Erstarrungsbeginn nach dem Knetbeutelverfahren nach [3.2]
t_E	Erstarrungsende nach DIN 18218 [N.1]
$t_{E,Knet}$	Erstarrungsende nach dem Knetbeutelverfahren nach [3.2]
$t_{E,Vicat}$	Erstarrungsende nach dem Vicat-Penetrationsverfahren nach DIN EN 480-2:2006
t_{VB}	Verarbeitungszeit für Frischbeton nach DAfStb Richtlinie „Selbstverdichtender Beton“ [N.2]
u	lokale Verformung eines Kreisrings in tangentialer Richtung
v	Steiggeschwindigkeit
w	lokale Verformung eines Kreisrings in radialer Richtung
Δw	Stichmaß
x	Abstand Messpunkt zur Erschütterungsquelle beim Großversuch nach Kapitel 5.3
x_i	Realisation einer Basisvariablen X_i bei der Monte-Carlo-Simulation
z	Anzahl der Realisationen der Grenzzustandsgleichung G bei der Monte-Carlo-Simulation
z_0	Anzahl der simulierten Versagenszustände von G ($G < 0$) bei der Monte-Carlo-Simulation

Große lateinische Buchstaben

A	Querschnittsfläche
A_b	Bruchfläche zur Bestimmung des Grads der Thixotropie nach Khayat et al. [3.6]
A_c	Fläche des Ersatzstabs für eine Druckbettung der Schalung gemäß Abbildung 4-30
A_{thix}	Proportionalitätsfaktor zur Bestimmung der Grenzschubspannung nach Ovarlez et al. [3.7]
B	Breite
C_{Anker}	horizontale Ersatzfedersteifigkeit für einen Schalungsanker
C_{inf}	Anpassungsfaktor für den unteren Grenzwert des Frischbetondrucks
$C_{h,Stütz}$	diskrete horizontale Ersatzfedersteifigkeit für den rotationssymmetrisch belasteten Teil eines Ringträgers
$C_{r,Polygon}$	diskrete radiale Ersatzfedersteifigkeit für ein regelmäßiges Polygon

$C_{r, \text{Ring}}$	diskrete radiale Ersatzfedersteifigkeit für einen Kreisringträger
$C_{r, \text{Start}}$	Startwert der diskreten radialen Auflagerfedersteifigkeit
$C_{r, \text{Stütz}}$	diskrete radiale Auflagersteifigkeit für einen Ringträger
$C_{t, \text{Stütz}}$	diskrete tangentielle Ersatzfedersteifigkeit für den rotationssymmetrisch belasteten Teil eines Ringträgers
C_{sup}	Anpassungsfaktor für den oberen Grenzwert des Frischbetondrucks
$C_{w, \text{Beton}}$	diskrete Ersatzfedersteifigkeit für eine Bettung der Schalung am Beton
$C_{w, \text{Elastomer}}$	Federsteifigkeit am diskreten Auflagerpunkt eines durch Elastomere weich gelagerten Schalelements
C_{φ}	elastische Drehfedersteifigkeit am Eckpunkt eines regelmäßigen Polygons
D_{K_i}	Knicknormalkraft Kreisring
$D_{K_i, \text{beidseitig}}$	Knicknormalkraft des beidseitig gebetteten Kreisrings
$D_{K_i, \text{Polygon}}$	Knicknormalkraft gelenkiges Polygon
E	Elastizitätsmodul
E_{Anker}	Elastizitätsmodul Schalungsanker
E_c	Elastizitätsmodul Beton
E_d	Bemessungswert einer Beanspruchung, Auswirkung (Grundkombination)
E_{dyn}	eingetragene Energie aus dem Pendelschlag
E_{F_k}	charakteristischer Wert einer unabhängigen Auswirkung (F_k steht für den charakteristischen Wert einer Einwirkung)
$E_{\text{min}, k}$	charakteristischer Wert der Einwirkungen für den unteren Grenzwert
$E_{\text{max}, k}$	charakteristischer Wert der Einwirkungen für den oberen Grenzwert
F_A	Kraft am Schalungsanker
$F_{r, \text{Stütz}}$	Federkraft in der diskreten radialen Stützung eines Ringträgers
G	Grenzzustandsgleichung
H	Höhe
I	Flächenträgheitsmoment
L	Länge
$L(\sigma)$	resultierende Last des horizontalen Frischbetondrucks
L_{max}	resultierende Last für den oberen Grenzwert des horizontalen Frischbetondrucks
L_{min}	resultierende Last für den unteren Grenzwert des horizontalen Frischbetondrucks
L_{Polygon}	Länge Polygonkante
$\Delta L_{\text{Polygon}}$	Verkürzung der Polygonkante
N	Normalkraft

P	radial wirkende Einzellast
P_{nsym}	nicht-rotationssymmetrischer Anteil einer radial wirkenden Einzellast
P_{sym}	rotationssymmetrischer Anteil einer radial wirkenden Einzellast
P_{Ki}	Knicklast als radiale Einzellast
P_{D}	kritische Last für das Durchschlagen eines Spreizwerkes
R	Radius
R_{d}	Bemessungswert eines Tragwiderstands
R_{k}	charakteristischer Wert eines Tragwiderstands
R_{m}	Mittelwert des Materialwiderstandes
$R_{\text{min,k}}$	charakteristischer Wert des Bauwerkswiderstands für den unteren Grenzwert
$R_{\text{max,k}}$	charakteristischer Wert des Bauwerkswiderstands für den oberen Grenzwert
R_{u}	Bruchlast eines Materials
ΔR	Radiusverkürzung
T_{c}	Frischbetontemperatur
V	Variationskoeffizient
V_{pf}	Variationskoeffizient der Versagenswahrscheinlichkeit
X	Basisvariable
Z	Zementanteil einer Betonmischung

Griechische Buchstaben

α	Zentriwinkel eines regelmäßigen Polygons
α_{E}	Wichtungsfaktor auf Einwirkungsseite nach DIN 1055-100 [N.4]
α_{R}	Wichtungsfaktor auf der Widerstandsseite nach DIN 1055-100 [N.4]
β	Bereichswinkel einer rotationssymmetrischen Sonderschalung mit nicht-rotationssymmetrischer Belastung
β	Zuverlässigkeitsindex nach DIN 1055-100 [N.4]
δ	Neigung der Schalung zur Horizontalen
δ_{r}	Bettungsparameter
ε	Dehnung, Stauchung
γ_{c}	Frischbetonwichte
γ_{F}	Teilsicherheitsbeiwert für Einwirkungen unter Berücksichtigung von Modellunsicherheiten und Maßabweichungen
$\gamma_{\text{F,sup}}$	Teilsicherheitsbeiwert für ungünstige Einwirkungen unter Berücksichtigung von Modellunsicherheiten und Maßabweichungen

$\gamma_{F,inf}$	Teilsicherheitsbeiwert für günstige Einwirkungen unter Berücksichtigung von Modellunsicherheiten und Maßabweichungen
γ_{Ki}	Knickbeiwert
γ_M	Teilsicherheitsbeiwert für eine Bauteileigenschaft unter Berücksichtigung von Modellunsicherheiten und Maßabweichungen
$\dot{\gamma}$	Scherrate, Geschwindigkeitsgefälle
φ	Winkelverdrehung einer Polygonkante
φ_D	kritische Winkelverdrehung am Durchschlagspunkt eines Spreizwerks
η	Viskosität
κ	pauschaler Korrekturfaktor für den linearen Verlauf des oberen Grenzwertes des Frischbetondrucks
λ	Seitendruckbeiwert
$\lambda_{max,dyn}$	Seitendruckbeiwert beim Lastbild des oberen Grenzwertes des Frischbetondrucks
μ	Mittelwert
μ_E	Mittelwert der Einwirkungen
μ_R	Mittelwert des Bauteilwerkswiderstands
π	Kreiszahl ($\pi \approx 3,14159$)
σ_E	Streuung der Einwirkungen
σ_h	horizontaler Frischbetondruck
$\sigma_h(t_1)$	horizontaler Frischbetondruck nach Eintrag der Pendelschlagenergie
$\sigma_{h,ini}$	horizontaler Frischbetondruck nach Beendigung des Betoniervorgangs (Initialdruck)
$\sigma_{h,max}$	maximaler horizontaler Frischbetondruck
$\sigma_{h,max,hydr}$	hydrostatischer Frischbetondruck
$\sigma_{hk,max}$	charakteristischer Wert des maximalen horizontalen Frischbetondrucks nach DIN 18218 [N.1]
$\sigma_{hd,max}$	Bemessungswert des maximalen horizontalen Frischbetondrucks nach DIN 18218 [N.1]
$\sigma_{h,max,dyn}$	oberer Grenzwert des Frischbetondrucks bei Einwirkung von Erschütterungen
$\sigma_{hk,max,dyn}$	charakteristischer Wert des oberen Grenzwerts des Frischbetondrucks bei Einwirkung von Erschütterungen
$\sigma_{hd,max,dyn}$	Bemessungswert des oberen Grenzwerts des Frischbetondrucks bei Einwirkung von Erschütterungen
$\sigma_{h,min}$	unterer Grenzwert des Frischbetondrucks
$\sigma_{hk,min}$	charakteristischer Wert des unteren Grenzwerts des Frischbetondrucks

$\sigma_{hd,min}$	Bemessungswert des unteren Grenzwerts des Frischbetondrucks
σ_v	vertikaler Frischbetondruck
σ_R	Streuung des Bauwerkswiderstands
$\Delta\sigma_r$	Anstieg des Frischbetondrucks durch Verdichtungsarbeit (Innenrüttler)
$\tau_0(t)$	zeitlich veränderliche Grenzschubspannung
τ_f	Fließgrenze eines Bingham - Körpers
ϑ	Neigungswinkel einer der Kante eines regelmäßigen Polygons zur Horizontalen

1 Einleitung

Die Verarbeitbarkeit des Betons im frischen Zustand sowie die Festigkeit im ausgehärteten Zustand sind die entscheidenden Faktoren, die bei der Entwicklung einer Betonrezeptur zu beachten sind. Durch diese wird die Standfestigkeit und Gebrauchstauglichkeit des Bauteils maßgeblich bestimmt. Auch die Dauerhaftigkeit des Bauwerks wird sowohl durch eine gute Einbauqualität als auch durch das Erreichen der planerisch geforderten Festigkeiten gewährleistet.

Selbstverdichtender Beton (SVB) bietet durch seine fließfähige Konsistenz erhebliche Vorteile in der Verarbeitung auf der Baustelle. Das Verdichten mittels Rüttelflaschen kann entfallen, da bei SVB das eingeschlossene Luftvolumen entweicht, während sich der Beton in der Schalung durch den Fließvorgang selbst nivelliert. Qualitätseinbußen durch Fehlstellen aufgrund mangelnder Verdichtung können somit ausgeschlossen werden. Das Entfallen der Verdichtungsarbeit ermöglicht eine Reduzierung des Arbeitsaufwandes, was mit einem wirtschaftlicher Vorteil gegenüber Rüttelbetonen verbunden ist.

Vor allem im Großbehälterbau können die Vorteile von SVB wirksam werden. Dessen Eigenschaft Engstellen in der Schalung zu hinterfließen ist bei der Erstellung von Behälterbauwerken hilfreich. Aus den Anforderungen an die Dichtigkeit des Bauwerkes (Rissbreitenbeschränkung) ergibt sich oftmals eine hohe Bewehrungsdichte. In Kombination mit Einbauteilen (Rohrdurchführungen) werden teilweise die Grenzen der Verdichtbarkeit und der Einbaubarkeit von Rüttelbetonen erreicht. Fehlstellen in der Behälterwand durch mangelnde Verdichtung können durch den Einsatz von SVB ausgeschlossen werden.

1.1 Problemstellung

Aus den Vorteilen, die sich aus der erhöhten Fließfähigkeit von SVB zu Rüttelbetonen ergeben, entstehen erhöhte Anforderungen an die Schalungstechnik. Die Eigenschaft von SVB in eng begrenzte Räume hinein zu fließen bedingt die Ausbildung einer möglichst dichten Schalung. Ein Ausfließen des Betons hat aufgrund einer Unterbrechung des Betoniervorgangs möglicherweise einen wirtschaftlichen Schaden zur Folge.

Behälterbauwerke (Flüssigkeitstanks, eiförmige Faulbehälter) ermöglichen durch ihre rotationssymmetrische Geometrie den Einsatz von rotationssymmetrischen Sonderschalungen. Hierbei werden die Schalungsanker, bzw. Abstützböcke durch horizontal verlaufende Elemente (Ringträger) ersetzt. Damit unterscheidet sich dieser Schalungstyp in seinem Tragverhalten maßgeblich zu dem Tragverhalten von Schalungen des üblichen Hochbaus. Voraussetzung für die Wirkung der horizontalen Tragelemente als Druck- oder Zugringe ist eine rotationssymmetrische, über den Umfang des Rings gleichmäßig verteilte Belastung. Nur geringe nicht-rotationssymmetrische Belastungen können über die Biegetragfähigkeit aufgenommen werden.

Wie der erfolgreiche Einsatz dieser Systeme in den vergangenen Jahren zeigte, ist die Voraussetzung für eine Normalkrafttragwirkung der Ringträger bei Betonagen mit Rüttelbetonen gegeben. Der Grund liegt in der Gewährleistung einer über den gesamten Umfang flüssigen Konsistenz des Betons durch die gleichmäßige Verdichtung während der Verarbeitung des Betons.

Bei der Verwendung von SVB fehlt diese Verdichtungsarbeit. Zudem besitzt dieser Beton ein thixotropes Verhalten, d.h. er bildet, sofern er keine Scherbeanspruchung erfährt, eine innere Struktur aus, die eine Verringerung des Frischbetondrucks mit sich bringt. Diese Struktur ist jedoch reversibel, sobald dem Beton dynamische Energie zugeführt wird. Es kann dann, wie

in Forschung und Praxis mehrfach beobachtet wurde, zu einer Wiederanregung des Frischbetondrucks kommen (Wiederverflüssigung).

Bei einer Behälterschalung tritt bei einer lokalen Wiederverflüssigung des Betons der Fall einer nicht-rotationssymmetrischen Belastungsverteilung ein. Aufgrund der geringen Biegesteifigkeit der Ringträger sind rotationssymmetrische Schalungssysteme besonders bei großen Radien empfindlich für nicht-rotationssymmetrische Belastungen.

Eine Berücksichtigung von Druckschwankungen über den Umfang von Rundschalungen ist nach DIN 18218 [N.1] grundsätzlich möglich. Bei günstiger Wirkung des Frischbetondrucks „soll“ ein Teilsicherheitsbeiwert von $\gamma_F = 1,0$ angenommen werden. Ein Fraktilwert für einen minimal möglichen Frischbetondruck wird nicht explizit beschrieben. Somit wäre auf der sicheren Seite kein Frischbetondruck anzusetzen. Als oberer Grenzwert ist für den horizontalen Frischbetondruck beim Auftreten von Erschütterungen, die der Wirkung von Außenrüttlern entsprechen, ein hydrostatischer Druckverlauf für den Frischbetondruck anzunehmen. Unter diesen Annahmen entsteht ein sehr ungünstiger Ansatz der Druckdifferenz über den Umfang der Schalung. Günstige Einflüsse, wie die stützende Wirkung des in Ruhe verbleibenden Betons, sowie eine mögliche Robustheit der Betonrezeptur gegen eine Wiederverflüssigung, können nicht berücksichtigt werden. Aufgrund der genannten Problemstellung ergibt sich folgendes Ziel dieser Arbeit.

1.2 Ziel der Arbeit

Die Interaktion zwischen Tragverhalten und Frischbetondruck von SVB soll für rotationssymmetrische Schalungen im Rahmen dieser Arbeit untersucht werden. Der Schwerpunkt der Untersuchungen liegt bei den lotrechten Zylinderschalungen. Dabei werden die Besonderheiten im Anwendungsbereich dieses Schalungstyps gegenüber den Schalungen des üblichen Hochbaus berücksichtigt. Dies kommt bei rotationssymmetrischen Sonderschalungen vor allem in der Relevanz möglicher Schwankungen im Frischbetondruck zum Tragen. Im Gegensatz dazu ist bei Schalungen des üblichen Hochbaus hauptsächlich die Definition des maximal möglichen Frischbetondrucks entscheidend.

Ziel der Arbeit ist die Entwicklung eines Bemessungsmodells für rotationssymmetrische, selbsttragende Schalungen bei Verwendung von selbstverdichtendem Beton. Im Modell sollen die möglichen Schwankungen des Frischbetondrucks über den Umfang einer rotationssymmetrischen Schalung erfasst werden.

1.3 Aufbau der Arbeit

Durch eine Übersicht zu den in der Baupraxis angewendeten Rundschalungen wird in Kapitel 2 die Grundlage für die weiteren Untersuchungen geschaffen. Dabei werden die Rundschalungen hinsichtlich deren Tragverhalten unterschieden. Der Schwerpunkt dieser Arbeit wird auf die rotationssymmetrischen Sonderschalungen gelegt. Hierzu sind deren Besonderheiten und deren Anwendungsbereich zu definieren.

Im Kapitel 3 wird der Stand der Technik zur Bestimmung des Frischbetondrucks von selbstverdichtendem Beton vorgestellt. Durch die Darstellung unterschiedlicher Modellansätze wird das Verhalten des Frischbetons während der Betonage erläutert. Dadurch sollen die Zusammenhänge verdeutlicht werden, welche den horizontal wirkenden Druck auf die Schalung erzeugen. Bezüglich der Definition von oberen und unteren Grenzwerten des Frischbetondrucks werden veröffentlichte Versuchsergebnisse und Literaturangaben zusammengestellt.

Ein Kernpunkt dieser Problemstellung ist die Bedeutung der Belastungsverteilung für das Tragverhalten von rotationssymmetrischen Sonderschalungen. Aus diesem Grunde wird der Einfluss einer symmetrischen und nicht-rotationssymmetrischen Belastung auf das Tragverhalten in Kapitel 4 eingehend untersucht.

Die Ergebnisse experimenteller Untersuchungen zu den Grenzwerten des Frischbetondruck von selbstverdichtendem Beton werden dann in Kapitel 5 dargestellt.

Auf Grundlage der Ergebnisse der theoretischen und experimentellen Untersuchungen wird in Kapitel 6 ein Lastmodell für die Bemessung von rotationssymmetrischen Sonderschalungen entwickelt. Eine Kalibrierung des Modells gemäß den normativen Anforderungen an die Zuverlässigkeit von Schalungskonstruktionen ermöglicht dessen Umsetzung in ein Bemessungsmodell für rotationssymmetrische Sonderschalungen.

2 Rundschalungen

Rotationssymmetrische Bauwerke werden für die Lagerung und Speicherung von Stoffen im festen, flüssigen und gasförmigen Zustand benötigt (z.B. Silos, Flüssigkeitsbehälter, Flüssiggastanks). Bei kreisförmigem Grundriss erzeugt ein gleichmäßig wirkender Innendruck Normalspannungen in der Behälterwand, dadurch wird eine optimale Ausnutzung des Querschnittes ermöglicht.

Beispielsweise hat sich beim Bau von großen Faulbehältern mit einem Inhalt ab 4 000 m³ die Eiform unter statisch-konstruktiven Gesichtspunkten als besonders wirtschaftlich erwiesen. Verschiedene Beispiele zu Behälterausführungen sind in Hampe [2.1] zu finden. Durch die Krümmung der Behälterwand von eiförmigen Behältern in vertikaler und horizontaler Richtung werden erhöhte Anforderungen an die Ausbildung der Schalung gestellt. Nachfolgend wird ein Überblick über die möglichen Varianten an Rundschalungen gegeben.

2.1 Allgemeine Klassifizierung von Rundschalungen

Für das Schalen von Bauwerken mit runder Form stehen verschiedene Schalungsvarianten zur Verfügung. Eine allgemeine Klassifizierung von Rundschalungen in unterschiedliche Rubriken enthält Tabelle 2-1. Sie dient als Überblick für die in der Praxis eingesetzten Schalungstypen. Einzelne Varianten von Rundschalungen können auch mehreren Rubriken gleichzeitig zugeordnet werden.

Rubrik	Schalungstyp
Einsatzhäufigkeit	Systemschalungen Systemlose Schalungen
Material	Holzschalung Stahlschalung Aluminiumschalung
Haupttragelement	Rahmenschalung Trägerschalung
Beweglichkeit	Standeschalung Kletterschalung Gleitschalung Segmentschalung

Tabelle 2-1: Gliederung unterschiedlicher Rundschalungstypen

Beginnend mit den Systemschalungen sollen nachfolgend verschiedene Ausführungsvarianten von Rundschalungen vorgestellt werden. Aufgrund der Wiederverwendbarkeit und den Vorteilen von typisierten Bauteilen im Auf- und Abbau (Baukastenprinzip) sind Systemschalungen im Hoch- und Ingenieurbau stark vertreten. Einen großen Anteil bei den Systemschalungen bilden die Rahmenschalungen und Trägerschalungen.

Systemschalung – Rahmenschalung

Beim Schalen von Hochbauwänden werden häufig Rahmenschalungen eingesetzt. Die Schalhaut (bestehend aus Holz, Kunststoff oder Metall) wird durch einen umlaufenden Rahmen aus Stahl oder Aluminium unterstützt. Die Felder des Rahmens sind durch Querrippen zusätzlich ausgesteift. Beim Umsetzen der Rahmenelemente entstehen bei einer Aluminiumschalung, durch das geringere Eigengewicht, Vorteile gegenüber einer Stahlschalung. Eine im Grundriss gekrümmte Bauwerksform lässt sich durch eine polygonale Anordnung der Schalelemente annähern (siehe Abbildung 2-1). Die Verbindung im abgewinkelten Bereich zweier Rahmenelemente erfolgt dann durch keilförmige Ausgleichshölzer.

Wegen der robusten Ausführung der Schalelemente zeichnen sich Rahmenschalungen durch eine hohe Einsatzhäufigkeit aus. Zudem bewirkt die Typisierung von Bauteilen eine Zeitersparnis in der Arbeitsvorbereitung und beim Auf- und Abbau der Schalung.

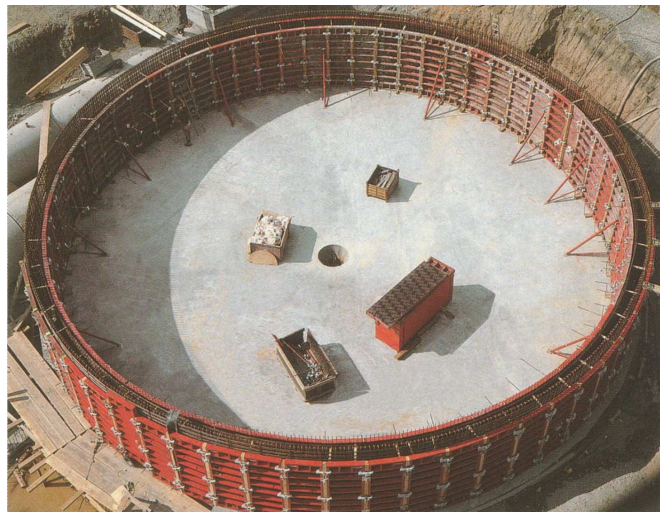


Abbildung 2-1: Einsatz einer Rahmenschalung im Behälterbau (Firma PERI [F.1])

Systemschalung – Trägerschalung

Falls hohe Anforderungen an die Oberfläche des Beton gestellt werden kommen Trägerschalungen zum Einsatz. Diese Systeme bestehen aus einer Schalhaut, die durch dahinter liegende, in vertikaler Richtung verlaufende Träger unterstützt wird (siehe Abbildung 2-2). Die Oberfläche kann gleichmäßig geschalt werden, so dass ein Abdruck der Elemente, wie bei Rahmenschalungen vorhanden, vermieden wird. Durch die Kleinteiligkeit der Trägerschalung ist eine größere Flexibilität in der Form gegeben als bei Rahmenschalungen. Vorgefertigte Großflächenelemente aus Schalhaut und Trägern ermöglichen einen Einsatz im Rasterverfahren.

Mit Hilfe von Trägerschalungen mit flexibler Schalhaut können gekrümmte Oberflächen geschalt werden. Die Schalhaut wird durch Vertikalträger und horizontale Gliedergurte unterstützt. Alternativ können auch zwei Vertikalträger über einen Querriegel mit einem Schalungsanker verbunden werden.



Abbildung 2-2: Trägerschalung mit flexibler Schalhaut (Firma Hünnebeck [F.2])

Die Vertikalträger können aus Stahlträgern mit trapezförmigen Querschnitt bestehen (siehe Abbildung 2-2). Auch ist eine Ausführung mit Holzträgern möglich.

Systemlose Schalungen

Können spezielle Anforderungen an die Geometrie des Bauteils nicht durch Systemschalungen erfüllt werden, sind für das Objekt angepasste Schalkonstruktionen zu entwerfen. Beispielsweise kann durch eine Holzkonstruktion aus Schalhaut und Unterstützungsträgern die Form des Bauteils sehr genau geschalt werden. Diese Variante erfordert meist einen sehr hohen Arbeitsaufwand. Nach Betonage des Bauteils ist eine Wiederverwendung der einzelnen Tragelemente oft nicht mehr möglich.

Bewegliche Schalungen

In besonderen Fällen kann eine Beweglichkeit der Schalung für den Bauablauf Vorteile bringen. Bei der Kletterbauweise entfällt eine Abstützung der Schalkonstruktion am Boden durch deren Verankerung im erhärteten Beton vorangegangener Bauabschnitte. So kann bei der Erstellung von hohen vertikalen Bauteilen (Brückenpfeiler, Silobauwerke, Kühltürme) Material eingespart werden.

Ein kontinuierliches Betonieren ohne horizontale Fugen ermöglicht die Gleitbauweise. Die Schalkonstruktion bewegt sich mit dem Betonierfortschritt in vertikaler Richtung. Arbeitsbühnen für das Betonieren und Bewehren sind an der Schalkonstruktion befestigt. Die Schalung stützt sich an einem vertikalen Stab ab, dessen Ende sich im unterhalb der Arbeitsebene bereits erstarrten Beton befindet (siehe Abbildung 2-3). Um ein Ausknicken der Kletterstange zu vermeiden wird die Steiggeschwindigkeit an das Erstarrungsverhalten des Betons angepasst.

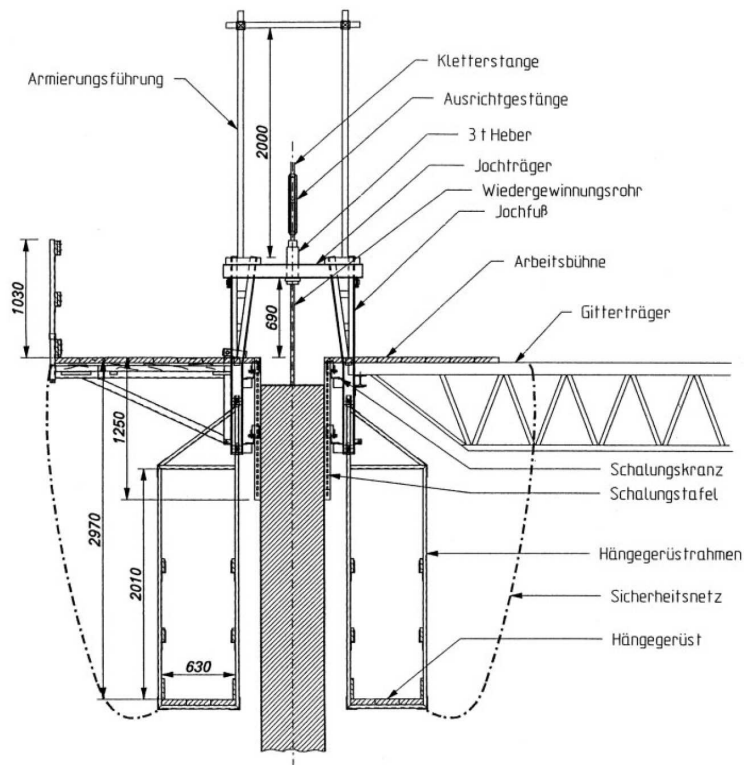


Abbildung 2-3: Konstruktion einer Gleitschalung aus [2.2]

Bei Segmentschalungen wird eine Materialersparnis durch das Anfertigen eines Teilbereichs des Kreises (Segment) erzielt. Nach der Betonage des jeweiligen Abschnittes ist ein Umsetzen, bzw. Verdrehen des Segmentes für die weiteren Abschnitte möglich.

Beispielsweise kam bei der Erstellung von vier Faulbehältern im Jahre 1966 eine Segmentschalung zum Einsatz (siehe Abbildung 2-4). Die Behälter wurden mit drehbar gelagerten Innengerüsten geschalt. Die Außenschalung wurde als Holzschalung ausgeführt. Der Schalenaufwand für die Erstellung der Behälter war beträchtlich, so dass bei einer Erweiterung der Kläranlage im Jahre 1982 eine Kletterschalung zum Einsatz kam.

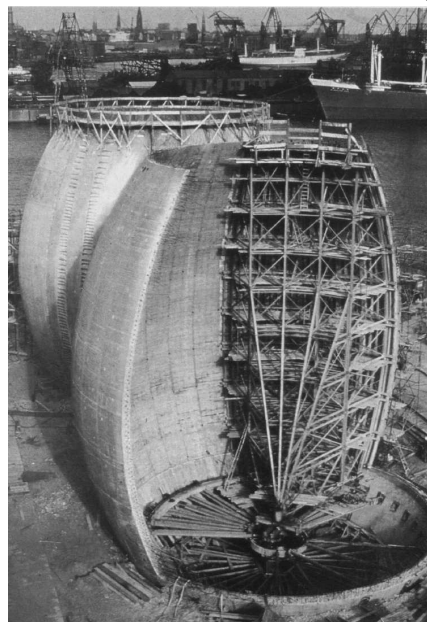


Abbildung 2-4: Darstellung einer drehbaren Segmentschalung beim Bau von Faulbehältern in Hamburg (aus Zell [2.3])

2.2 Klassifizierung von Rundschalungen nach deren Tragverhalten

Für die im Rahmen dieser Arbeit durchzuführenden Untersuchungen ist das Tragverhalten der Schalung entscheidend. Daher ist eine Einteilung der Rundschalungen in die praxisüblichen Rubriken nach Tabelle 2-1 nicht zielführend. Aus diesem Grunde erfolgt eine Gliederung der Rundschalungen in

- Schalungen mit modularem Tragverhalten
- Rotationssymmetrische Sonderschalungen.

Schalungen können der ersten Gruppe zugeordnet werden, wenn für das Gleichgewicht der äußeren und inneren Kräfte ein Teilbereich der Gesamtkonstruktion (Modul) ausreichend ist. Vertreter dieser Gruppe sind die durchgeankerten, einhäuptigen und doppelhäuptigen Schalungen.

Im Gegensatz dazu ist bei der zweiten Gruppe ein Kräftegleichgewicht nur unter Berücksichtigung der Rotationssymmetrie des Tragwerks möglich. Da diese Schalungskonstruktionen vorwiegend bei Spezialanwendungen zum Einsatz kommen (Behälterbau), werden diese im weiteren Verlauf als rotationssymmetrische Sonderschalungen bezeichnet.

2.2.1 Schalungen mit modularem Tragverhalten

Bei einem Großteil der im vorangegangenen Kapitel vorgestellten Schalungstypen wird das Kräftegleichgewicht zwischen beiden Schalungsseiten durch eine Verbindung mittels Schalanker erreicht. Es handelt sich hierbei um durchgeankerte Systeme.

In Abbildung 2-5 sind die auf eine Rahmenschalung mit der Höhe H wirkenden Kräfte dargestellt. Die resultierende Kraft des auf die Rahmenelemente wirkenden Frischbetondrucks steht mit den Kräften in den Schalungsankern $F_{A,unten}$ und $F_{A,oben}$ im Gleichgewicht.

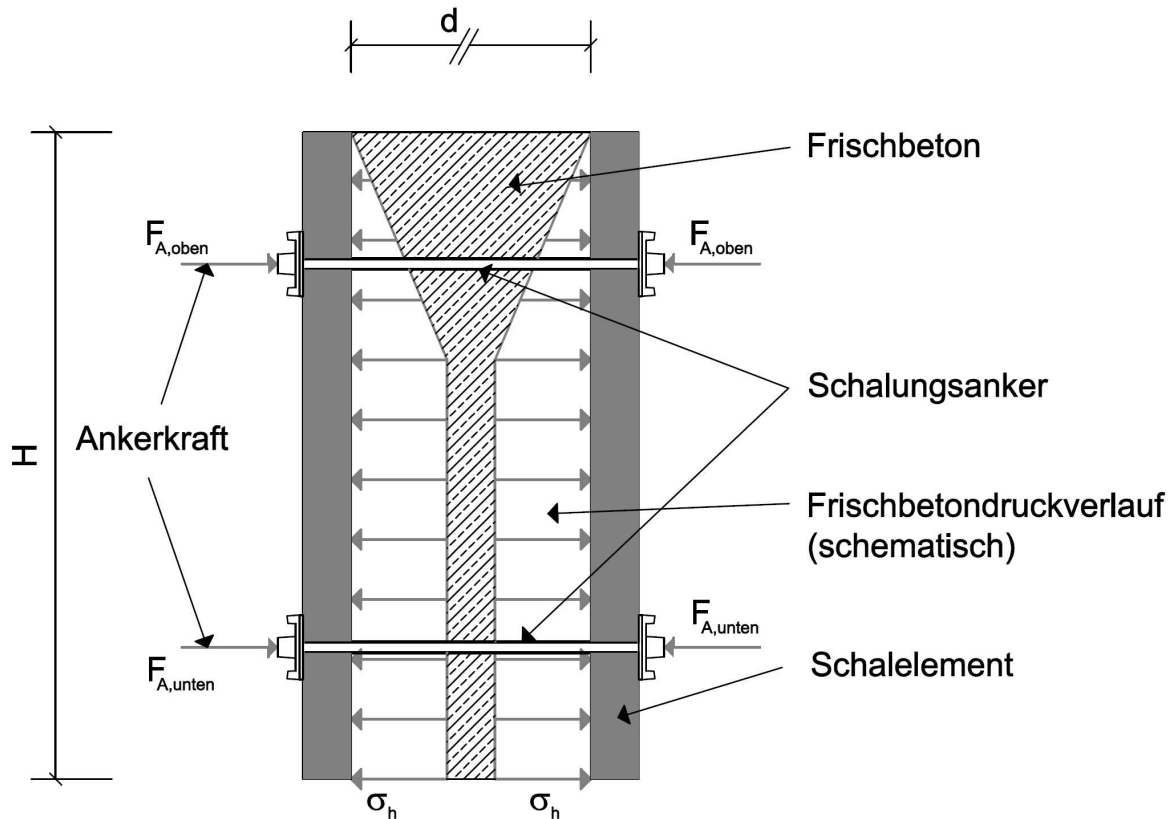


Abbildung 2-5: Schematischer Schnitt durch eine Rahmenschalung mit Darstellung des Kräftegleichgewichts

Allerdings bildet die Verbindung der Elemente durch Schalungsanker im Betonquerschnitt eine Schwachstelle für die Dichtigkeit des Bauwerks. Sind aufgrund hoher Dichtigkeitsanforderungen keine Durchankerungen erwünscht, können die Schalelemente auf Abstützböcken (einhäuptige Schalung, doppelhäuptige Schalung) gelagert werden. Die in die Stützkonstruktion eingeleiteten Kräfte müssen in angrenzende Bauteile (z.B. vorab erstellte Fundamentkörper) abgeleitet werden. Dies erfordert aufwändige Schalungskonstruktionen bei der Erstellung hoher Bauwerke. Hinsichtlich der Höhe der Wände sind damit Grenzen gesetzt.

Der Einflussbereich der Gleichgewichtsbetrachtung bei durchgeankerten, einhäuptigen und doppelhäuptigen Schalungen erstreckt sich auf einen begrenzten Teil (Modul) des zu erstellenden Bauwerkes. Für die folgenden Betrachtungen in dieser Arbeit wird dieser Schalungstyp nicht weiter untersucht. Er dient als Abgrenzung zu den rotationssymmetrischen Sonderschalungen.

2.2.2 Rotationssymmetrische Sonderschalungen

Die Ausbildung einer tragenden Gesamtstruktur bietet eine weitere Möglichkeit auf einen Verzicht von Durchankerungen bei Rundschalungen. Dabei wird die Rotationssymmetrie der Tragstruktur für das Kräftegleichgewicht genutzt. Es handelt sich bei derartigen Konstruktionen um rotationssymmetrische Sonderschalungen.

Die Haupttragelemente dieser Schalungsart sind die Schalnhaut, die Vertikalträger (Spanten) und horizontal verlaufende Ringträger (siehe Abbildung 2-6).

Die Schalnhaut liegt an den Spanten auf. Die Verbindung Spante/Schalnhaut kann durch Befestigungsmittel (Schrauben) erfolgen oder durch ein Verkeilen von konfektionierten Schaltafeln mit den Vertikalträgern.

Die Ringträger wirken als elastische Auflagerung der Spanten. Am Auflagerpunkt wird die Last aus den Spanten als Einzellast in die Ringträger eingeleitet.

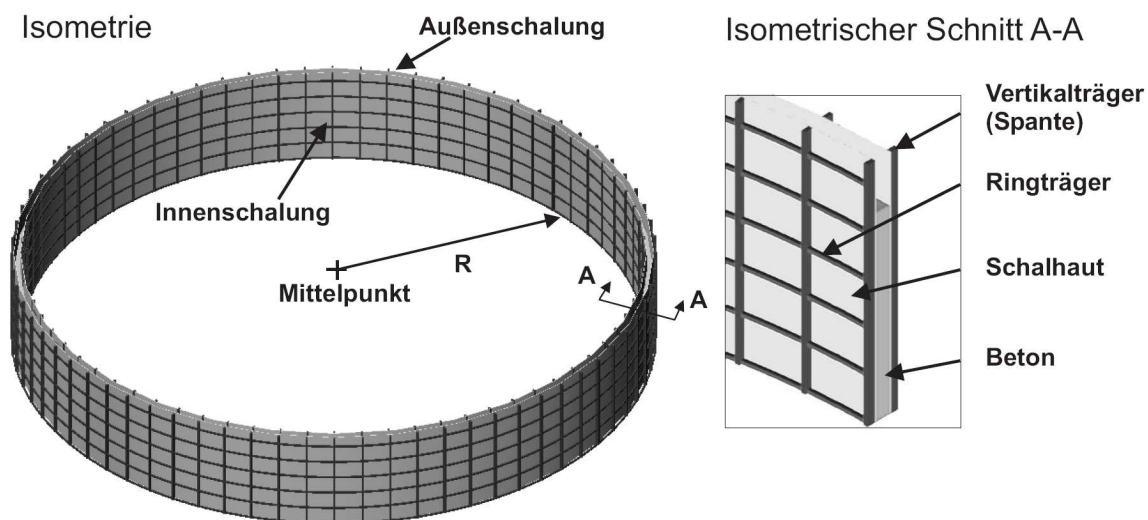


Abbildung 2-6: Geometrie und Haupttragelemente rotationssymmetrischer Sonderschalungen

Wirkt auf die Ringträger eine über den Umfang gleichmäßige Belastung aus den Spanten erzeugt diese in den Ringträgern eine konstante Normalkraft. Diese berechnet sich nach der „Kesselformel“:

$$N = R \cdot p_r \quad (2.1)$$

R Radius des Kreisrings [m]

p_r radiale Linienlast [kN/m]

N Normalkraft im Ring [kN]

Die Ringträger ersetzen bei rotationssymmetrischen Sonderschalungen die Funktion der Schalungsanker bzw. der Stützböcke bei Schalungen mit tragendem Einzelmodul.

Für das Vorzeichen der Normalkraft ist zwischen Außenschalung und Innenschalung zu unterscheiden. Bei einer Innenschalung zeigt die Richtung der Normalen des Frischbetondrucks radial zum Mittelpunkt des Kreises, bei der Außenschalung in die entgegengesetzte Richtung. Somit entstehen bei einer Innenschalung Druckkräfte in den

Ringträgern, bei einer Außenschalung Zugkräfte. Im Gegensatz zur Außenschalung kann bei den Ringträgern der Innenschalung ein Stabilitätsversagen eintreten. Diese weisen auch eine größere Empfindlichkeit gegenüber nicht-rotationssymmetrischen Belastungen auf, da die daraus bedingten Biegeverformungen in den Ringträgern in Kombination mit den Druckkräften Verformungszuwächse nach Theorie II. Ordnung bewirken. Die Tragfähigkeit der Außenringe wird durch die zulässigen Materialspannungen und die aufnehmbaren Beanspruchungen der Verbindungsmittel begrenzt.

Ein großer Anwendungsbereich für rotationssymmetrische Sonderschalungen ist die Erstellung von Behälterbauwerken. Der mögliche Verzicht auf Schalungsanker verringert das Risiko undichter Stellen beim fertig gestellten Bauwerk. In [2.4] und durch Sutter in [2.5] wird das Schalungssystem der Firma RSB vorgestellt. Es besteht aus einer tragenden Stahlträgerstruktur deren Felder während der Betonage durch das Verkeilen von vorkonfektionierter Schaltafeln mit den Stahlträgern verschlossen wird. Bei einer Höhe der Schaltafeln von etwa 50 cm ist somit eine kontrollierte Betoneinbringung von der Innenseite, z.B. bei Trichterbauwerken möglich. Als Alternative zu den horizontal verlaufenden Stahlträgern können auf spindelbare Ringträger eingesetzt werden. In Abbildung 2-7 sind beide Systeme dargestellt.



Abbildung 2-7: Beispiele zu rotationssymmetrischen Sonderschalungen (Foto links: Fa. RSB, aus [F.3], Foto rechts: Fa. PERI, aus [F.4])

2.3 Anwendungsbereich von rotationssymmetrischen Sonderschalungen

Im zentralen Interesse dieser Arbeit stehen die rotationssymmetrischen Sonderschalungen. Deren Hauptanwendungsbereich ist die Erstellung von Bauwerken mit besonderen geometrischen Anforderungen. Sie können aufgrund der anpassungsfähigen Konstruktion bei der Errichtung von Behältern mit doppelt gekrümmten Wandflächen, wie bei eiförmigen Faulbehältern verwendet werden. Dabei sind Radien bis zu einer Größe von $R = 15,0$ m realisierbar ([F.3]). Mit Anwendung der Klettertechnik können beliebige Höhen geschalt werden. Die Schalung wird mittels Ankerkonen im erhärteten Beton des vorab betonierten Abschnitts verankert.

Die Wandstärken im Anwendungsbereich resultieren aus der Bemessung des Tragwerkes und der konstruktiven Durchbildung des Bauteilquerschnitts. Eine Wandbreite von 0,30 m bis 0,80 m deckt einen großen Bereich bei Behälterbauwerken ab (siehe Tabelle 2-2). Sehr massive Querschnitte bringen den Nachteil mit sich, dass zur Gewährleistung der Dichtigkeit hohe Bewehrungsgrade an Betonstahl und Spannstahl zur Rissbreitenbegrenzung erforderlich sind und werden daher selten realisiert.

Bauwerk	Max. Radius R [m]	Wandstärken d [m]	Baujahr	Quelle
Faulbehälter	12,2	0,35 ÷ 0,70	1993	[2.6]
Faulbehälter	14,7	0,40 ÷ 0,75	1996	[2.7]
Faulbehälter	13,6	0,40 ÷ 0,75	1991	[2.8]
Rundbehälter	6,30	0,30	k.A.	[F.4]
Faulbehälter	15,75	0,50 ÷ 0,70 Sonderbereiche d = 3,50 m	2002- 2006	[2.9]

Tabelle 2-2: Beispiele für ausgeführte Behälterbauwerke und deren Geometrie

Der im Rahmen dieser Arbeit untersuchte Anwendungsbereich wird durch die folgenden geometrischen Randbedingungen eingegrenzt:

Geometrische Größe	Bezeichnung [Einheit]	Minimalwert	Maximalwert
Radius der Schalung	R [m]	5,0	20,0
Wanddicke des zu betonierenden Bauwerks	d [m]	0,30	1,0

Tabelle 2-3: Anwendungsbereich der durchgeführten Untersuchungen

Bei rotationssymmetrischen Sonderschalungen wirken horizontale Ringträger als Auflager für die Schalkonstruktion. Proportional zum Radius erhöhen sich die in den Ringen wirkenden Normalkräfte (siehe Gleichung (2.1)). Um die Tragfähigkeit der Ringträger nicht zu

überschreiten sind bei Verwendung von Rüttelbetonen niedrige Steiggeschwindigkeiten bis maximal 1,0 m/h in der Praxis üblich. Die Annahme ist aufgrund des höheren maximalen Frischbetondrucks auch für die Betonage mit selbstverdichtendem Beton gültig. Bei der Erstellung von Faulbehältern in München wurden beispielsweise die Steiggeschwindigkeiten bei Verwendung von SVB sogar auf $v = 0,20$ m/h begrenzt (Berchtenbreiter, et. al. [2.11]). Dies kann als unterer Grenzwert angesehen werden, da eine weitere Reduzierung die Gefahr mit sich bringt, dass bei schichtweisem Einbau die Verbindung zwischen zwei Schüttungen nicht mehr gewährleistet ist und sich eine Trennschicht bildet. Eine Vernadelung der einzelnen Schichten durch das Eintauchen von Innenrüttlern, erfolgt bei Verwendung von SVB nicht. So waren bei genanntem Projekt die einzelnen Schüttlagen durch Trennlinien optisch sichtbar, wie Blasch in [2.10] berichtet.

Aus statischen und baubetrieblichen Aspekten findet ein Pumpen des Betons von unten in die Schalung bei rotationssymmetrischen Sonderschalungen keine Anwendung. Zumeist wird mittels einer oder mehreren über den Umfang verteilten Betonpumpen der Beton von oben in die Schalung eingebracht.

2.4 Zusammenfassung

Die Gesamtheit aller Schalungstypen kann nach unterschiedlichen Rubriken (siehe Tabelle 2-1) gegliedert werden. Für die weiteren Untersuchungen ist der Schalungstyp einer rotationssymmetrischen Sonderschalung von Relevanz. Er zeichnet sich dadurch aus, dass für das Kräftegleichgewicht im System die gesamte Tragstruktur von Bedeutung ist. Im Gegensatz lässt sich bei Systemen mit modularer Tragstruktur ein Gleichgewicht am einzelnen Schalelement, also auf Modulebene, erreichen.

Zur Begrenzung des Anwendungsbereiches im Hinblick auf nachfolgende rechnerische Untersuchungen wurden anhand von ausgeführten Behälterbauwerken die Kenngrößen verschiedener geometrischer Parameter (siehe Tabelle 2-3) festgelegt. Des Weiteren sind bei rotationssymmetrischen Schalungssystemen Steiggeschwindigkeiten unterhalb von $v = 1,0$ m/h praxisüblich. Dies begründet sich in einer möglichst wirtschaftlichen Dimensionierung der Tragelemente (Ringträger). Aus demselben Grund erfolgt die Betonage durch ein Einfüllen des Betons entgegen der Steigrichtung, da ein Einpumpen des Betons mit Druck aufgrund der zu erwartenden hohen Betonierdrücke auf die Schalung nicht realisierbar ist. Dieser Fall wird daher nicht weiter betrachtet.

3 Frischbetondruck unter Verwendung von selbstverdichtendem Beton – Stand der Technik

Der derzeitige Stand der Technik zur Vorhersage des Frischbetondrucks von SVB wird im Folgenden anhand relevanter Untersuchungsergebnisse und analytischer Modelle dargestellt. Ziel aller aufgeführten Untersuchungen ist die Ermittlung des maximal auftretenden Frischbetondrucks und dessen zeitlichen Verlaufs im Hinblick auf eine Bemessung der Schalung. Anhand der beschriebenen Modelle werden die relevanten Einflussgrößen auf den Frischbetondruck von SVB deutlich.

Mit DIN 18218 [N.1] ist erstmals der Frischbetondruck von selbstverdichtendem Beton normativ geregelt. Die dort festgelegten Ansätze hinsichtlich Größe und Verlauf des Frischbetondrucks werden anschließend dargestellt.

Eine Recherche zu gemessenen Frischbetondrücken bei niedrigen Steiggeschwindigkeiten ($v < 1,5$ m/h) soll als Grundlage für die Festlegung eines unteren Grenzwertes für den Frischbetondruck dienen.

Die zeitliche Veränderung des sich einstellenden Frischbetondrucks wird anhand veröffentlichter Modell- und Bauteilversuche beschrieben. Die gefundenen Messwerte bilden einen Ausgangspunkt für die Untersuchung von Schwankungen des Frischbetondrucks über den Umfang einer rotationssymmetrischen Sonderschalung.

Ein maßgeblicher Parameter für den Verlauf des Frischbetondrucks über die Höhe der Schalung ist neben dem Erstarrungsverhalten des Betons die Verformbarkeit der Konstruktion. In der Literatur beschriebene Untersuchungen bilden die Grundlage für weiterführende Überlegungen im Rahmen dieser Arbeit.

Wie in eigenen Untersuchungen (siehe Kapitel 5) und u.a. durch Tejeda-Dominguez, et al. in [3.1] festgestellt wurde, kann der mit der Zeit gesunkene Frischbetondruck von SVB bei Einwirkung von Erschütterungen reaktiviert werden. Zur Beschreibung der Vorgänge im Frischbeton bei dynamischen Einwirkungen werden die Erkenntnisse aus der Erforschung der Wirkungsweise von Verdichtungsgeräten bei Rüttelbetonen herangezogen.

Die Zusammenstellung des derzeitigen Wissensstandes bildet somit die Grundlage für eigene Untersuchungen zu einer möglichen nicht-rotationssymmetrischen Belastung bei rotationssymmetrischen Schalungssystemen.

3.1 Modellvorstellungen zur Beschreibung des maximalen Frischbetondrucks

Die Größe des maximalen Frischbetondrucks ist abhängig von unterschiedlichen Einflussgrößen. In Abbildung 3-1 sind diese mit einer Beurteilung zu deren Auswirkung auf den Frischbetondruck zusammengestellt.

	Auswirkung auf den Frischbetondruck ¹⁾ (zu beachten ist die Interaktion zwischen den einzelnen Einflussparametern)	
Einflussgrößen	Hoch	Mittel bis gering
Schalung und Bewehrung	Betonierhöhe, Schalungsquerschnittsgeometrie, Dichtheit der Schalhaut	Steifigkeit der Schalung, Bewehrungsgehalt und Anordnung der Bewehrung, Rauigkeit der Schalhaut
Mischungszusammensetzung und Frischbetoneigenschaften	Frischbetonwichte, Frischbetonkonsistenz (Fließgrenze, Winkel der inneren Reibung), Ansteif- und Erstarrungsverhalten, Frischbetontemperatur, Porenwasserdruck, Blüten des Betons bzw. Permeabilität	Frühschwinden
	Art und Menge der Mischungskomponenten (Zement, Betonzusatzstoffe, Gesteinskörnungen, Betonzusatzmittel, Wasser), relative Mengenanteile, wie z.B. Wasser/Mehlkorgehalt	
Kontaktzone zwischen Beton und Schalhaut sowie Bewehrung	Reibung zwischen Beton und Schalung sowie Beton und Bewehrung	Haftung zwischen Beton und Schalung sowie Beton und Bewehrung, Trennmittel
Betonherstellung, Transport und Einbringtechnik	Steiggeschwindigkeit, Verdichtungsenergie, Verdichtungstiefe, Betonierrichtung (von oben/unten)	Verdichtungsart, Einfüllprozess (Pumpen oder Kübel), Fallhöhe, Füllgeschwindigkeit (Volumenstrom), Transportzeiten, Mischprozess
Externe Einflüsse	externe Erschütterungen	Außentemperatur

¹⁾ Je nach Randbedingung können die einzelnen Parameter unterschiedliche Auswirkungen auf den Frischbetondruck haben.

Abbildung 3-1: Einflussparameter auf den sich einstellenden Frischbetondruck bei Verwendung von SVB (aus Graubner, et al. [3.2])

Die Einflüsse der in Abbildung 3-1 zusammengestellten Parameter auf den Frischbetondruck wurden im Rahmen verschiedener Forschungsarbeiten experimentell und theoretisch untersucht. Um einen Überblick zu geben, werden nachfolgend einzelne Modelle zur Ermittlung des Frischbetondrucks kurz erläutert und gegenübergestellt. Für eine detaillierte Darstellung der entwickelten Modelle wird auf Graubner et al. [3.2] verwiesen.

Wegen seiner flüssigen Konsistenz wird in der DAfStb-Richtlinie [N.2] für selbstverdichtenden Beton zur Bestimmung des maximalen Frischbetondrucks der hydrostatische Ansatz gewählt. In der Praxis wurden aber auch weitaus geringere Frischbetondrücke gemessen. Ikäheimonen beobachtete in [3.3] Maximalwerte des Seitendrucks bei der Betonage von Wänden, die deutlich unterhalb des hydrostatischen Drucks lagen. Unterschiedliche Modellansätze versuchen diesen Sachverhalt durch Berücksichtigung von Tragwirkungen innerhalb des Betons, als auch zwischen Beton und Schalung zu beschreiben. Eine Gliederung der unterschiedlichen Ansätze kann anhand der Beschreibung dieser Tragwirkungen erfolgen:

- Ansatz einer inneren Reibung, die sich im Verhältnis Vertikalspannung zu Horizontalspannung (Seitendruckbeiwert) ausdrückt
- Ansatz einer inneren Reibung, beschrieben durch rheologische Parameter (Viskosität, Fließgrenze)
- Ansatz einer Reibung zwischen Beton und Schalung (Silotheorie)
- Ansatz einer Reibung zwischen Beton und Bewehrung

Die in Tabelle 3-1 dargestellten analytischen Modelle wurden vom jeweiligen Verfasser an den Ergebnissen experimenteller Untersuchungen kalibriert. Dies erfolgte überwiegend für Steiggeschwindigkeiten größer als $v = 1,0$ m/h. Ziel der Untersuchungen war die Ermittlung eines oberen Grenzwertes für den zu erwartenden Frischbetondruck von selbstverdichtenden Betonen. Minimal mögliche Frischbetondrücke, die vor allem bei niedrigen Betoniergeschwindigkeiten entstehen, waren bei den Untersuchungen von untergeordneter Bedeutung.

Modell Verfasser	Gewählte Ansatz	Beschreibender Parameter	Variablen	Quelle
hydrostatischer Ansatz	Beton verhält sich wie eine Flüssigkeit		Wichte des Betons Betonierhöhe	[N.2]
Proske/ Schuon	Innere Reibung	Seitendruckbeiwert (zeitlich veränderlich)	Frischbetonwichte Steiggeschwindigkeit Erstarrungsverhalten	[3.2]
Vanhove	Innere Reibung	Seitendruckbeiwert (zeitlich konstant)	Frischbetonwichte Schalungsquerschnitts- geometrie	[3.4]
	Silotheorie	Reibungsbeiwert (zeitlich konstant)	Reibung zwischen Beton und Schalung Winkel der inneren Reibung Pauschale Berücksichtigung des Schalungsaufbaus, des Einbauprozesses und eines dynamischen Einflusses	
Proske	Innere Reibung	Seitendruckbeiwert (zeitlich veränderlich)	Frischbetonwichte Steiggeschwindigkeit Erstarrungsverhalten	[3.5]
	Silotheorie	Reibungsbeiwert (zeitlich veränderlich)	Schalungsquerschnitts- geometrie Reibung zwischen Beton und Schalung Winkel der inneren Reibung	
Ovarlez	Innere Reibung	Rheologische Parameter (zeitlich veränderlich)	Frischbetonwichte Luftporengehalt Steiggeschwindigkeit	[3.7]
	Silotheorie	Innere Reibung = Reibung Beton/Schalhaut	Innere Scherbruchfestigkeit Schalungsquerschnitts- geometrie	
Khayat	Innere Reibung	Rheologische Parameter (zeitlich veränderlich)	Innere Scherbruchfestigkeit	[3.6]

Tabelle 3-1: Übersicht zu den beschriebenen Modellen für eine Berechnung des Frischbetondrucks von SVB

3.1.1 Modellansätze unter Verwendung eines Seitendruckbeiwertes

Der sich in einer vertikalen Schalung befindliche Frischbeton erfährt bei fortlaufender Schüttung eine wachsende Auflast durch das Eigengewicht der neu eingebrachten Betonschichten. Aufgrund seiner anfangs flüssigen Konsistenz würde sich der Beton durch ein seitliches Wegfließen dem Druck entziehen. Um formstabil zu bleiben benötigt er die Stützkraft der Schalung. Diese erfährt daher eine horizontale Belastung aus dem Frischbetondruck. Das Verhältnis zwischen Vertikaldruck und Horizontaldruck kann in diskreten Punkten durch einen Seitendruckbeiwert λ beschrieben werden. Liegt hydrostatisches Verhalten vor, hat der Seitendruckbeiwert den Wert $\lambda = 1,0$. Entsteht eine Tragfähigkeit des Frischbetons für die Auflast, verringert sich der Zuwachs der horizontalen Belastung auf die Schalung und der Seitendruckbeiwert fällt ab.

Für die Beschreibung der Größe und des zeitlichen Verlaufs des Seitendruckbeiwertes existieren unterschiedliche Ansätze. Vanhove [3.4] ermittelt den Seitendruckbeiwert auf Grundlage der Beziehungen für den Erdruhedruck mit Ansatz eines inneren Reibungswinkels von $\varphi = 6^\circ$ und setzt damit eine unendlich starre Schalung g voraus.

Anhand der Ergebnisse umfangreicher Modellversuche wird im Modell Proske [3.5] hingegen ein zeitabhängiges Verhalten der inneren Reibung berücksichtigt. Der Seitendruckbeiwert verändert sich mit fortschreitendem Erstarren des Betons (siehe Abbildung 3-2). Einflüsse auf das Erstarrungsverhalten werden durch eine Variation der Betonrezepturen in den Modellversuchen erfasst.

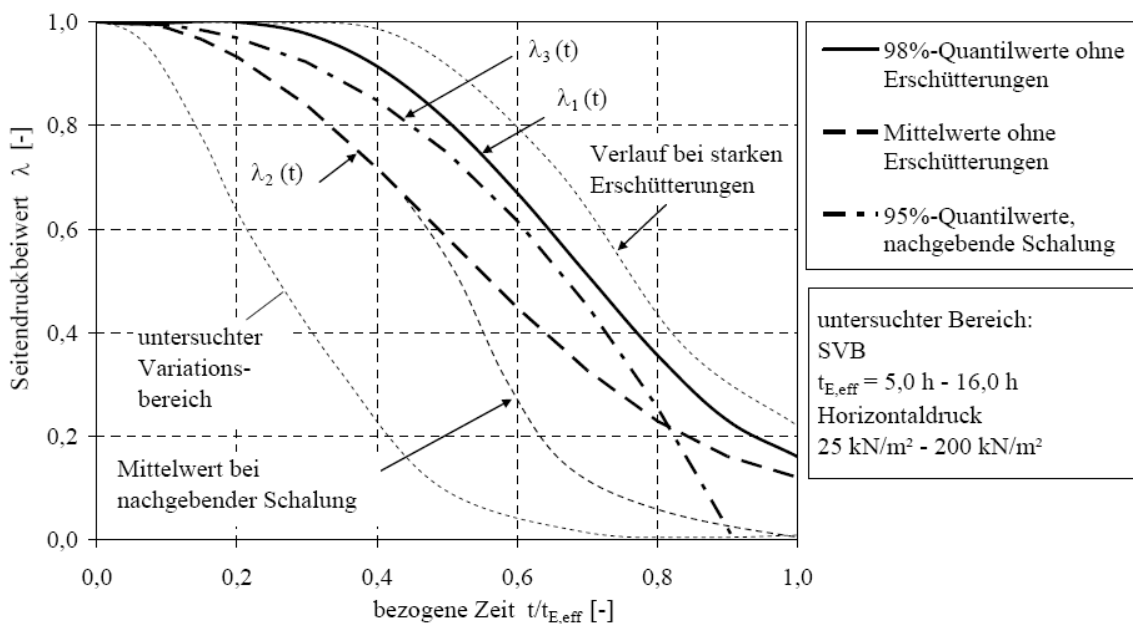


Abbildung 3-2: Zeitlicher Verlauf des Seitendruckbeiwertes nach Proske [3.5]

3.1.2 Rheologische Modelle

Durch die Viskosität wird das rheologischen Verhaltens von flüssigen Stoffen (Fluide) beschrieben. Sie ist ein Kennwert für die Zähflüssigkeit. Quantitativ wird das Fließverhalten durch eine Messung der Schubspannungen möglich, die durch eine mechanische Beanspruchung (Scherströmung) auf ein Fluid aufgebracht wird. Für Zementleime kann dies mit Hilfe eines Viskosimeters erfolgen (siehe Abbildung 3-3).

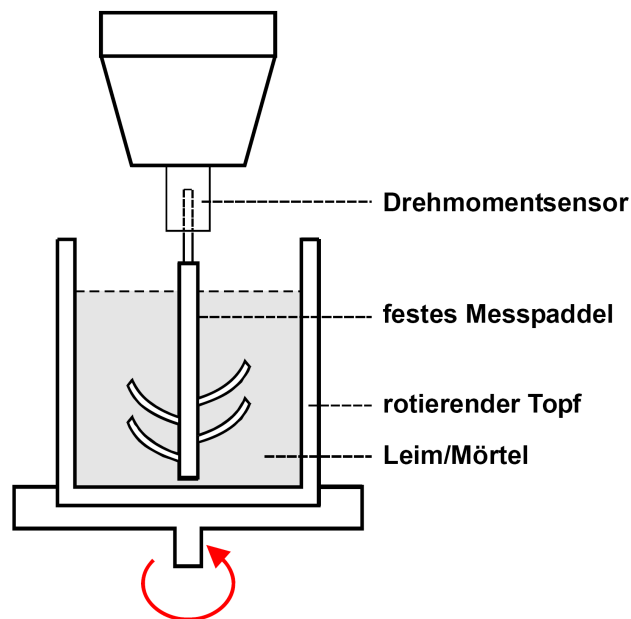


Abbildung 3-3: Schematische Darstellung eines Vertikalschnitts durch ein Viskosimeter NT (Beitrag Dehn, et al. in [3.2])

Dazu wird eine Materialprobe in ein Gefäß gefüllt, in welches ein lotrechter Stab mit einem Messpaddel gestellt wird. Die Drehgeschwindigkeit des Topfes kann gesteuert werden. Der durch die Materialprobe dem Paddel entgegen gesetzte Widerstand ist anhand des erforderlichen Drehmomentes messbar. Das Drehmoment kann in eine Schubspannung umgerechnet werden. Anhand einer Fließkurve wird der Verlauf der Schubspannung τ in Abhängigkeit vom Geschwindigkeitsgefälle (Scherrate) $\dot{\gamma}$ dargestellt (siehe Abbildung 3-4).

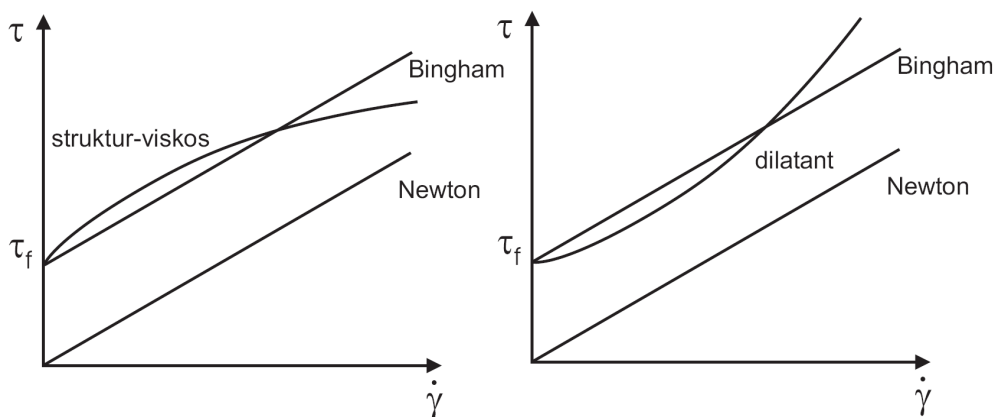


Abbildung 3-4: Fließkurven von Stoffen mit unterschiedlichem rheologischen Materialverhalten

Ist das Verhältnis von Drehgeschwindigkeit zu Schubspannung konstant liegt ein newtonsches Verhalten vor. Bei einer Abhängigkeit der Schubspannung von der Größe der aufgetragenen Schergeschwindigkeit wird zwischen dilatantem und struktur-viskosem Verhalten unterschieden. Bei Stoffen mit struktur-viskoser Eigenschaft nehmen im Gegensatz zur Dilatanz die Schubspannungen mit steigender Scherrate weniger stark zu. Ist eine bestimmte Schubspannung für die Verflüssigung eines Fluides zu überwinden, liegt eine Fließgrenze τ_f vor. Im Diagramm ist diese als Schnittpunkt der Fließkurve mit der Achse der Schubspannung oberhalb des Ursprungs ablesbar. Stoffe mit ausgeprägter Fließgrenze und einem linearen Anstieg der Schubspannungen werden als Bingham - Körper bezeichnet. Zeitabhängige Veränderungen des Fließverhaltens werden durch die Begriffe Thixotropie und Rheopexie definiert. Bei thixotropen Stoffen nimmt die Viskosität bei andauernder mechanischer Beanspruchung vom Anfangswert im Ruhezustand her gegen einen Endwert ab. Nach Beendigung der Beanspruchung nimmt die Viskosität wieder zu. Den zeitlichen Verlauf der Viskosität η bei konstanter Scherrate $\dot{\gamma}$ ist in Abbildung 3-5 für thixotropes Verhalten dargestellt.

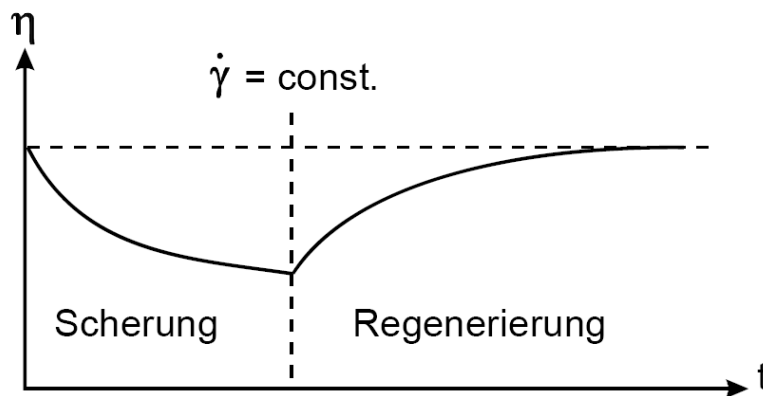


Abbildung 3-5: Darstellung thixotropen Verhaltens aus dem Beitrag von Beitzel, et al. in [3.2]

Der Frischbeton von Rüttelbetonen kann die rheologischen Eigenschaften eines Bingham-Körpers oder auch struktur-viskoses Verhalten aufweisen (Beitrag Dehn, et al. in [3.2]). Mit der Hilfe von Verdichtungsenergie kann die Fließgrenze überwunden und dadurch ein Fließen des Betons in der Schalung ermöglicht werden. Bei selbstverdichtendem Beton wird durch die Zugabe von Zusatzmitteln die Fließgrenze soweit reduziert, dass ein Fließen des Betons in der Schalung allein durch die Schwerkraft des eingefüllten Betons möglich ist. Ist der Fließvorgang beendet und der Beton erfährt nach dem Ende des Betoniervorgangs keine Scherbeanspruchungen, kommt es aufgrund der thixotropen Eigenschaft des Frischbetons zum Aufbau einer inneren molekularen Tragstruktur (Regenerierung).

Eine Quantifizierung der thixotropen Eigenschaft des Frischbetons kann durch die Ermittlung einer Bezugsgröße im Betonrheometer erfolgen. Dabei wird für unterschiedliche Drehgeschwindigkeiten die Schubspannung direkt nach dem Aufbringen der Beanspruchung gemessen. Mit fortschreitender Zeit nimmt diese ab, es entsteht ein Gleichgewichtszustand. Trägt man den Startwert und den Gleichgewichtswert für unterschiedliche Geschwindigkeiten graphisch auf, entsteht zwischen beiden Kurven eine Fläche die den Grad der Thixotropie des Betons veranschaulicht. Sie wird Bruchfläche genannt und mit A_b bezeichnet.

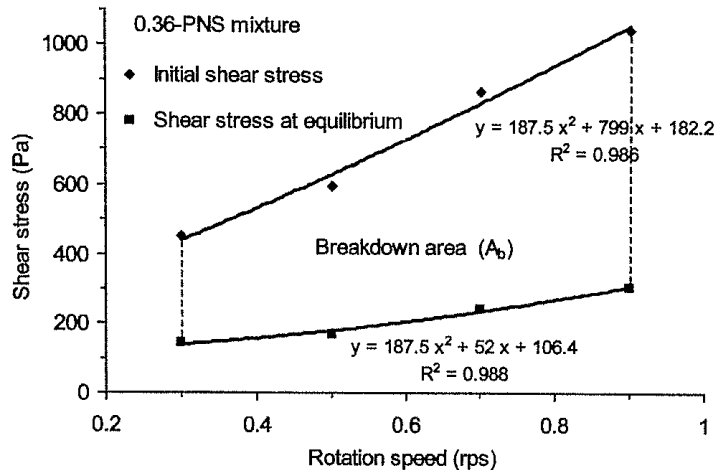


Abbildung 3-6: Ermittlung einer Bruchfläche (Breakdown area) zur Quantifizierung des thixotropen Verhaltens (aus Khayat [3.14])

Eine Korrelation der an Modellproben gemessenen Bruchfläche mit dem in den Modellversuchen gemessenen zeitlichen Verlauf des Frischbetondrucks wurden von Khayat et al. in [3.6] gefunden.

Ovarlez et al. [3.7] übertragen die thixotrope Eigenschaft des Betons in eine aufnehmbare Schubspannung für den Frischbeton. Unter Berücksichtigung der Versagensbedingung von Tresca wird die Tragfähigkeit des Betons im frischen Zustand berücksichtigt. Diese besagt, dass das Fließen eines Werkstoffs beginnt, sobald die maximale Schubspannung einen kritischen Wert erreicht. Der kritische Wert der Schubspannungen wird der möglichen Reibung zwischen Beton und Schalung gleichgesetzt. Er nimmt vom Betonierspiegel bis zur Höhe des erstarrten Betons linear zu. Eine zeitliche Veränderung der aufnehmbaren Schubspannungen wird durch einen Parameter A_{thix} berücksichtigt.

$$\tau_0(t) = A_{thix} \cdot t \quad (3.1)$$

$\tau_0(t)$ zeitlich veränderliche Grenzschubspannung [N/m^2]

A_{thix} Proportionalitätsfaktor zur Bestimmung der Fließgrenze [Pa/s]

t Zeit [s]

A_{thix} bezeichnet den linearen Proportionalitätsfaktor des mit Hilfe eines Betonrheometers gemessenen Fließgrenzenverlaufes über die Zeit. In Abhängigkeit von der Betonzusammensetzung verändert sich A_{thix} .

3.1.3 Ansatz einer Silowirkung

Weiterführend zum Ansatz eines inneren Reibungswinkels wird ein Lastabtrag durch Reibungskräfte zwischen Frischbeton und Schalung bei der Ermittlung des horizontalen Frischbetondrucks berücksichtigt. Die Grundlage hierfür liefert die Theorie nach Janssen [3.8], welche zur Bestimmung der Belastung aus Schüttgütern (Getreide) auf Silobauwerke entwickelt wurde. Im Betonbau entstehen Reibungskräfte durch vertikale Differenzverformungen zwischen Beton und Schalung. Durch die Kraftübertragung zwischen Frischbeton und Schalung kann sich eine Stützwirkung bilden (siehe Abbildung 3-7), welche die Belastung aus neu eingebrachten Betonschichten abträgt und damit den Zuwachs der horizontalen Spannungen σ_h auf die Schalung verringert.

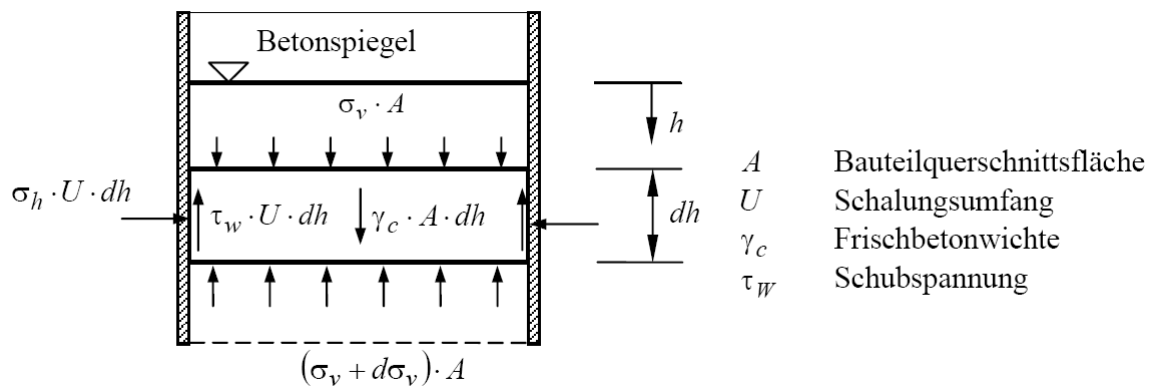


Abbildung 3-7: Kräftegleichgewicht am einem Scheibenelement aus Proske [3.5]

Es gilt hierbei zu beachten, dass bei Einwirkung von Erschütterungen die entstandenen Reibungskräfte wieder aufgehoben werden.

Sowohl Modelle unter Ansatz eines Seitendruckbeiwertes (Proske [3.5]) als auch rheologische Modelle (Ovarlez et al. [3.7]) berücksichtigen die stützende Wirkung aus der Reibung zwischen Frischbeton und Schalung.

3.1.4 Reibungskräfte zwischen Betonstahl und Frischbeton

Auch bei dichter Bewehrung kann durch das Bewehrungsnetz eine stützende Wirkung entstehen. Verbindungen der inneren und äußeren Bewehrung mittels Abstandhalter, sowie eine Biegesteifigkeit des Bewehrungskorbs durch eine Einbindung im erstarrten Beton können eine Reduzierung des Frischbetondrucks bewirken.

Proske berücksichtigt in [3.5] einen Einfluss der Reibungskräfte zwischen Frischbeton und Bewehrung beim Ansatz der Silotragwirkung. Er stellt fest, dass bei stark bewehrten Querschnitten eine Reduzierung des Frischbetondrucks erfolgen kann. Bauteile werden von Proske als stark bewehrt definiert, wenn der Stababstand 12,5 cm nicht überschreitet, die Horizontalbewehrung einen Durchmesser von mindestens $d = 8$ mm besitzt und die Vertikalbewehrung aus Stäben mit mindestens $d = 12$ mm besteht.

3.1.5 Geneigte Schalungen

Ist die Schalhaut gegen die Lotrechte geneigt, entstehen zusätzlich zum horizontal wirkenden Frischbetondruck weitere Lastanteile, die durch das System abzutragen sind. Liegt die Schalhaut unterhalb des Frischbetons, ist das Eigengewicht des Betons durch das Tragwerk aufzunehmen. Begrenzt die Schalhaut oberseitig den Frischbeton (Deck- oder Konterschalung) wirken Auftriebskräfte auf die Konstruktion. Die Größe der in das System eingeleiteten Kräfte ist hauptsächlich abhängig von der möglichen Reibung zwischen Frischbeton und Schalhaut sowie der Neigung des Systems zur Horizontalen. Durch den erhärteten Beton können Stützkkräfte aufgenommen werden, welche die Belastungen auf die Schalhaut reduzieren. Ansätze zum Frischbetondruck von Rüttelbetonen bei geneigten Schalungen sind von Specht in [3.22] beschrieben worden. Von Proske wurden in [3.5] mit Hilfe Finiter Elemente geneigte Schalungen modelliert. Der Frischbeton konnte durch Scheibenelemente abgebildet werden. Deren Materialkennwerte wurden aus Modellversuchen zum Seitendruckbeiwert von selbstverdichtenden Betonen abgeleitet. Reibungskräfte zwischen Beton und Schalhaut blieben in der Berechnung unberücksichtigt. Die Ergebnisse für den bei rotationssymmetrischen Sonderschalungen maßgeblichen Anwendungsfall der geneigten Wand sind in Abbildung 3-8 dargestellt. In Abhängigkeit vom Neigungswinkel wächst der Unterschied zum Frischbetondruck bei lotrechten Wänden. Aus den errechneten Ergebnissen wurde ein Berechnungsvorschlag für geneigte Wände erarbeitet.

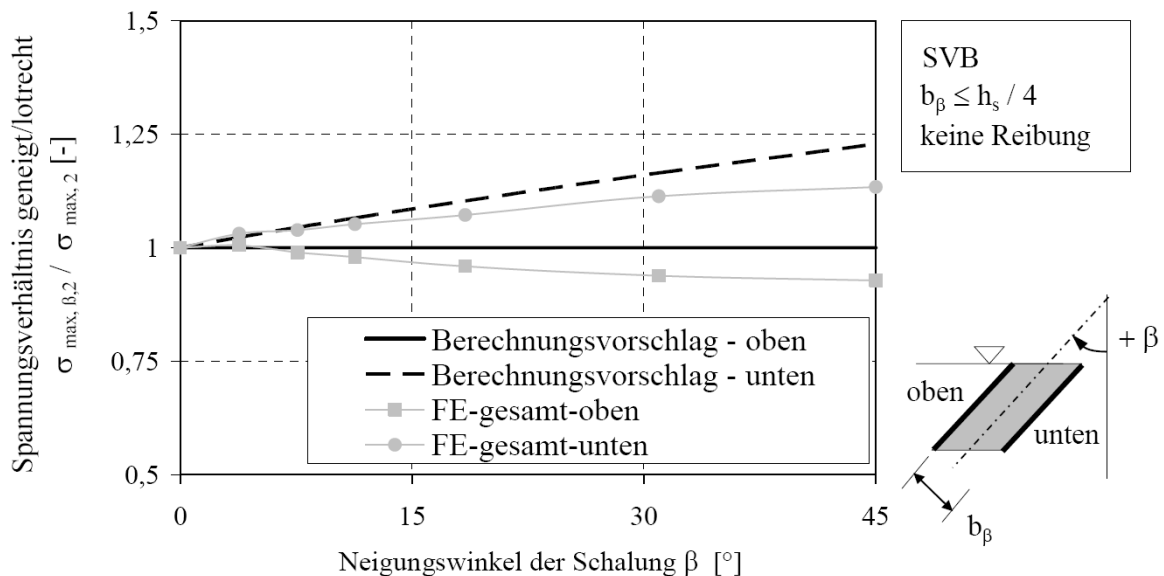


Abbildung 3-8: Berechnungsvorschlag für schmale, geneigte Schalungen mit konstanter Bauteildicke nach Proske [3.5]

Für selbstverdichtenden Beton existieren derzeit keine experimentellen Untersuchungen mit geneigten Schalungen, die einen Vergleich zu modellhaften Beschreibungen des Frischbetondrucks ermöglichen.

3.2 Normative Grundlagen

Mit der Neufassung der DIN 18218 [N.1] ist erstmals eine normative Berechnung des Frischbetondrucks von selbstverdichtendem Beton auf lotrechte Schalungen möglich. Bisher konnte ein Ansatz des Frischbetondrucks nach der DAfStb-Richtlinie [N.2] gewählt werden. Dieser sah einen hydrostatischen Druck über die gesamte Wandhöhe vor.

Das normative Bemessungsverfahren beruht auf einem analytischen Modell, welches im Rahmen eines Verbundforschungsvorhabens zur Untersuchung des Frischbetondrucks von fließfähigen Betonen entwickelt wurde. Eine detaillierte Beschreibung des Modells ist in Graubner, et al. [3.9] zu finden. Durch die Berücksichtigung eines zeitabhängigen Erstarrungsverhaltens bei der Berechnung des maximalen Frischbetondrucks sind günstigere Lastwerte möglich als bei einem hydrostatischen Ansatz.

Der charakteristische Wert für den horizontalen Frischbetondruck von SVB ist nach folgender Gleichung zu ermitteln:

$$\sigma_{hk,max} = 25 + 33 \cdot v \cdot K1 \geq 30 \text{ mit } K1 = \frac{t_E}{5} \quad (3.2)$$

$\sigma_{hk,max}$ charakteristischer Wert des maximalen Frischbetondrucks beim Einbau
entgegen der Steigrichtung [kN/m²]

t_E Erstarrungsende des Betons [h]
(5 h < t_E < 20 h)

v Steiggeschwindigkeit

Die Einbindung des Teilsicherheitskonzeptes in die Neufassung der Norm ermöglicht die Berücksichtigung eines günstigen und ungünstigen Einflusses des Frischbetondrucks bei der Bemessung von Schalungen durch unterschiedliche Teilsicherheitsbeiwerte $\gamma_F = 1,5$ und $\gamma_F = 1,0$. Damit ist eine Berücksichtigung von Druckschwankungen über den Umfang von Rundschalungen grundsätzlich möglich. Bei günstiger Wirkung des Frischbetondrucks „soll“ ein Teilsicherheitsbeiwerte von $\gamma_F = 1,0$ angenommen werden. Ein Fraktilwert für einen minimal möglichen Frischbetondruck wird nicht explizit beschrieben. Somit wäre auf der sicheren Seite kein Frischbetondruck anzusetzen.

Der Einfluss von Erschütterungen auf den Frischbetondruck von SVB wird durch einen hydrostatischen Lastansatz bis auf Höhe des erstarrten Betons erfasst.

Analog zum bisher bekannten Lastbild verläuft der Frischbetondruck bilinear über die Höhe der Schalung. Nach Erreichen des Maximalwertes verbleibt der Druck konstant bis auf Höhe des Erstarrungsendes. Danach ist kein Frischbetondruck mehr anzusetzen. Somit ergibt sich hohen Wänden eine Wanderlast als Lastbild.

Die vorliegende Fassung enthält keine Regelungen für geneigte Schalungen.

3.3 Frischbetondruck bei niedrigen Steiggeschwindigkeiten - Bauteilversuche

Der Einfluss der Steiggeschwindigkeit gewinnt bei SVB, gerade im Bereich niedriger Geschwindigkeiten, wegen des Entfallens der Verdichtung an Bedeutung. Durch die bei Rüttelbetonen eingebrachte Verdichtungsenergie, kann bis zur Eintauchtiefe des Rüttlers von hydrostatischen Druckverhältnissen ausgegangen werden. Erst unterhalb des Einflussbereichs des Innenrüttlers kann sich mit fortschreitendem Erstarren eine Tragwirkung des Frischbetons, verbunden mit einem Druckabfall für die Schalung, bemerkbar machen.

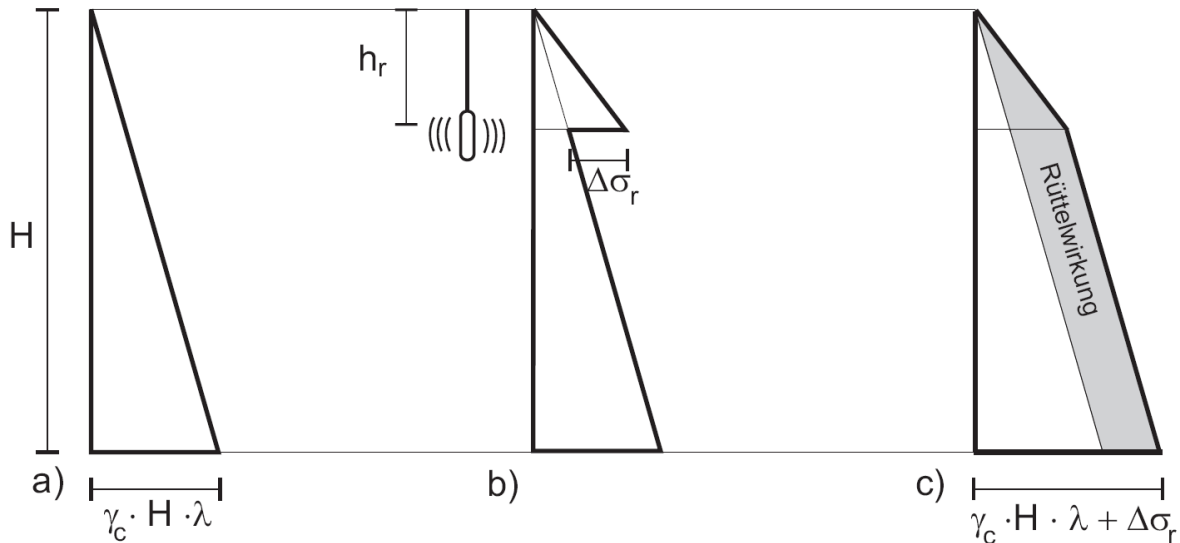


Abbildung 3-9: Erfassung des Verdichtungseinflusses in DIN 18218 (nach Specht [3.10])

Teilbild a in Abbildung 3-9 zeigt den vertikalen Verlauf des Frischbetondrucks unter Berücksichtigung eines zeitabhängigen Erstarrungsverhaltens des Betons. Das Verhältnis des horizontalen Frischbetondrucks zur vertikalen Auflast in der betrachteten Höhe wird durch einen Seitendruckbeiwert λ beschrieben.

Das Eintauchen eines Innenrüttlers erzeugt einen Anstieg des Frischbetondrucks $\Delta\sigma_r$, wie in Teilbild b dargestellt. Durch den additiven Zuschlag dieses Druckanstieges bis zum Ende des Lastbildes wird ein Einfluss der Rüttlerschwingungen auf tiefer liegende Betonschichten berücksichtigt (Teilbild c).

Überträgt man das Teilbild a auf den Verlauf des Frischbetondrucks eines selbstverdichtenden Betons kann bei niedrigen Steiggeschwindigkeiten durch die thixotrope Eigenschaft ein geringerer Frischbetondruck entstehen als bei Verwendung von Rüttelbeton, wie nachfolgend bei den Bauteilversuchen beschrieben.

Wie bereits in Kapitel 2.3 dargestellt, wird im betrachteten Anwendungsbereich von rotationssymmetrischen Sonderschalungen mit niedrigen Steiggeschwindigkeiten betoniert. Zur Veranschaulichung des sich dabei einstellenden Frischbetondrucks werden Messergebnisse aus Veröffentlichungen vorgestellt, die bei Betonagen mit Geschwindigkeiten kleiner als $v = 1,5$ m/h gewonnen wurden.

Bauteilversuche

Im Zuge eines Brückenneubaus in Schweden im Jahre 1998 wurde eine Widerlagerwand mit selbstverdichtendem Beton erstellt und die Kräfte in den Schalungsankern während der Betonage gemessen (siehe Ikäheimonen [3.3]). Die Steiggeschwindigkeit betrug $v = 0,9$ m/h. Der Maximalwert des gemessenen Frischbetondrucks wurde mit 17 kN/m² gemessen, und lag damit bei 14 % eines vollen hydrostatischen Drucks in Höhe des Messankers. Die Abweichungen zum hydrostatischen Druck wiesen auf ein thixotropes Verhalten des selbstverdichtenden Betons hin. Um dieses weiter zu studieren wurden 2001 zusätzliche Großversuche an Wänden mit den Abmessungen $L \times B \times H = 3,50$ m \times $0,30$ m \times $3,0$ m durchgeführt. Die Versuchsergebnisse werden in Billberg [3.11] vorgestellt. Die Steiggeschwindigkeiten variierten bei den Großversuchen im Bereich von $v = 0,8$ m/h bis $2,3$ m/h, der Beton wurde mit Temperaturen von 14°C – 20°C eingebaut. Für die niedrigste Steiggeschwindigkeit von $0,8$ m/h erreichten die Messwerte einen Maximalwert von 12 kN/m², was nur 17% des Wertes bei Ansatz des hydrostatischen Drucks über die gesamte Höhe der Wand bedeutet.

In München wurden bei der Erweiterung der Kläranlage Gut Großlappen vier neue Faulbehälter erstellt. Aufgrund der massiven Dichte der Bewehrung kam im Trichterbereich des Behälters selbstverdichtender Beton zum Einsatz. Wegen der bereichsweise sehr massiven Querschnitte wurde die Frischbetontemperatur auf einen Bereich von 15°C bis 17°C eingegrenzt. Zur Ermittlung des zu erwartenden Frischbetondrucks bei der Betonage mit SVB wurden von Koschier [3.12] Druckmessungen an Wandbauteilen durchgeführt. An lotrechten Modellwänden mit den Abmessungen $L \times B \times H = 1,50$ m \times $0,30$ m \times $5,0$ m wurde mittels Ventilgebern der auf die Schalung wirkende Druck gemessen. Die mittlere Steiggeschwindigkeit variierte in den Versuchen von $v = 0,35$ m/h bis $1,1$ m/h. In Abbildung 3-10 ist der zeitliche Anstieg der Betonierhöhe mit dem verbundenen Anstieg an den Ventilgebern 1 und 2 dargestellt. Ventilgeber 1 befand sich auf einer Höhe von $0,60$ m über dem Wandfuß, Ventilgeber 2 lag $0,70$ m oberhalb Ventilgeber 1.

Der maximale Frischbetondruck erreichte am untersten Geber (Ventilgeber 1) der Wand einen Wert von $16,0$ kN/m². Eine Steigerung der Steiggeschwindigkeit während der Betonage im oberen Teil der Wand erzeugte 4 h nach Beginn der Betonage keinen Wiederanstieg des Druckes am unteren Geber. Am darüber liegenden Messgeber konnte eine Druckerhöhung bei Steigerung der Steiggeschwindigkeit gemessen werden.

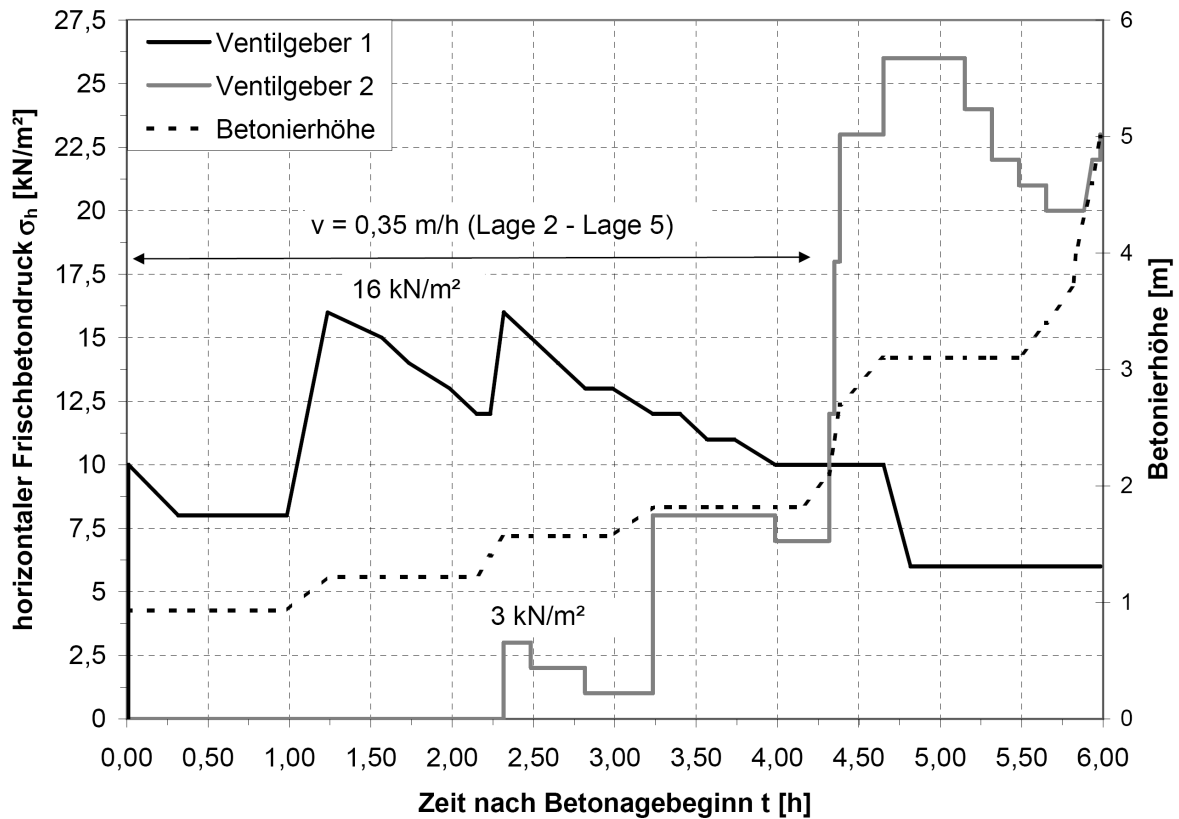


Abbildung 3-10: Messung des zeitlichen Druckverlaufs bei einem Bauteilversuch in [3.12]

Das Maximum von 16 kN/m² am Ventilgeber 1 wird etwa 1 h nach Beginn der Betonage erreicht. Dieser Wert wird auch nach dem Einbringen weiterer Schichten nicht mehr überschritten. Im Vergleich zu Ventilgeber 2 startet Ventilgeber 1 aufgrund der hohen Abschnittsgeschwindigkeit beim Einbringen der ersten Betonierlage mit einem Anfangsdruck von 10 kN/m². Die Steiggeschwindigkeit verbleibt bei den nachfolgenden Lagen 2-5 nahezu konstant mit 0,35 m/h. Überträgt man die Messergebnisse auf eine über den gesamten Versuch gleichbleibende Steiggeschwindigkeit von $v = 0,35$ m/h, wäre bei einem Startwert von 3 kN/m² wie bei Ventilgeber 2 ein Maximaldruck von 9 kN/m² zu erwarten.

Weitere Untersuchungen zum Frischbetondruck unter Verwendung von SVB wurden bei der Erstellung einer L-förmigen, 13 m hohen Wandscheibe am Bowen Laboratory der Purdue University durchgeführt (Fedroff/Frosch [3.13]). Die Betonage erfolgte in drei Betonierabschnitten mit Höhen von 5,0 m und zweimal 4,0 m. Da beim ersten Betonierabschnitt etwa vier Stunden nach Betonierbeginn der Beton einem eingeführten Bewehrungsstab keinen Widerstand entgegenbrachte, also noch flüssige Konsistenz besaß, entschied man sich, den Frischbetondruck bei den nachfolgenden zwei Abschnitten mittels Druckmessdosen zu überprüfen. Die Messungen ergaben beim zweiten Betonierabschnitt maximale Frischbetondrücke von 26 kN/m², während des dritten Betonierabschnittes wurden geringere Maximalwerte von 17 kN/m² bis 21 kN/m² gemessen. Die Steiggeschwindigkeit wurde mit 1,0 m/h in beiden Abschnitten konstant gehalten. Betonrezeptur und Höhe der Messgeber blieb ebenso bei beiden Abschnitten unverändert. Die Frischbetontemperatur wurde während der Betonage beider Abschnitte gemessen und betrug zu Beginn 30°C, bzw. 32°C.

Der erste Messgeber lag in einer Höhe von $h = 0,30$ m über dem oberen Ende des vorherigen Bauabschnittes. Bei Annahme hydrostatischer Druckverhältnisse wäre dort ein Frischbetondruck von $85,8$ kN/m² zu erwarten (Frischbetonwichte $\gamma_c = 23,2$ kN/m³). Die gemessenen Maximalwerte am Messgeber erreichten 24% bzw. 30 % des hydrostatischen Wertes.

Tejeda-Dominguez, et. al. untersuchten in [3.1] den Frischbetondruck bei Bauteilversuchen an Wänden und Stützen. Während der Betonage einer massiven und dicht bewehrten Wandscheibe ($L \times B \times H = 24,0$ m x $1,50$ m x $8,40$ m) konnte mit Hilfe von Druckmesssensoren ein maximaler Druck von $39,4$ kN/m² in einer Höhe von $1,80$ m gemessen werden. Die mittlere Steiggeschwindigkeit lag bei $1,22$ m/h und schwankte während des Betoniervorgangs zwischen $0,6$ und $1,7$ m/h. Die Frischbetontemperatur lag bei 16°C . Bei einem Vergleich zum hydrostatischen Wert, bezogen auf die Höhe des Messgebers, liegt der gemessene Wert bei 25 % (Frischbetonwichte $\gamma_c = 24,0$ kN/m³).

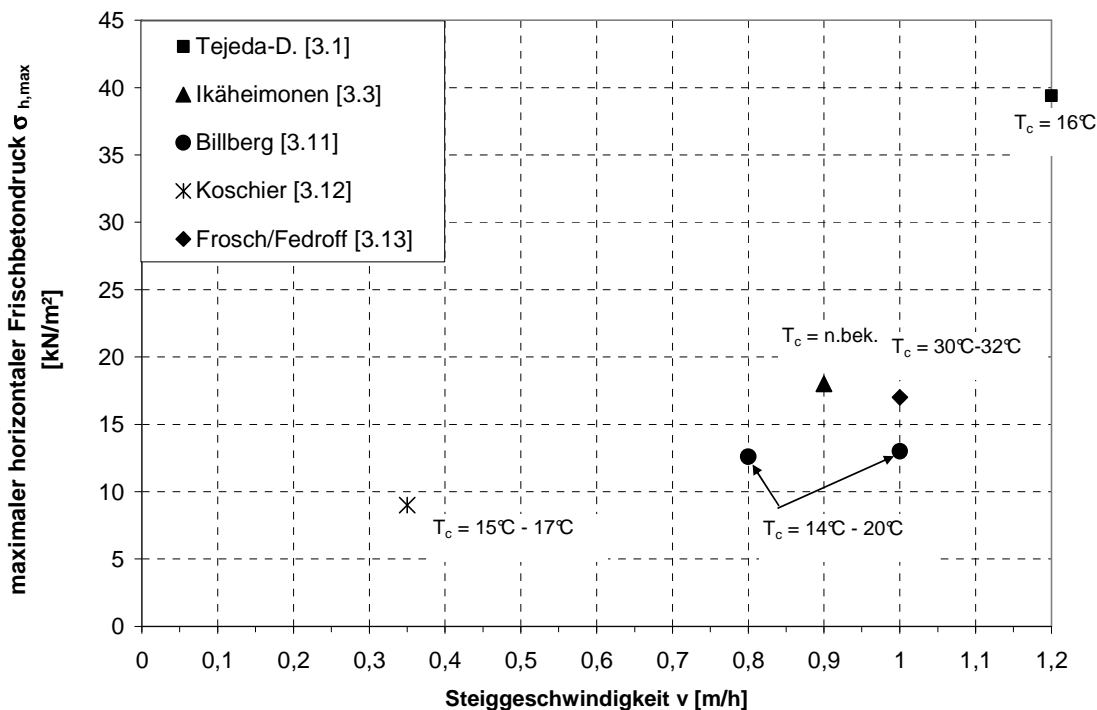


Abbildung 3-11: Darstellung von Literaturangaben zu Messwerten zum Frischbetondruck von SVB bei Steiggeschwindigkeiten kleiner als 1,2 m/h

Abbildung 3-11 zeigt die geringe Anzahl an Versuchsergebnisse zum Frischbetondruck von SVB bei niedrigen Steiggeschwindigkeiten. Anhand der vorliegenden Ergebnisse kann festgestellt werden, dass der maximale Druck im betrachteten Bereich weit unter dem Druck bei hydrostatischen Verhältnissen liegt. Zur Bestimmung eines unteren Grenzwerts für den Frischbetondruck sind zusätzlich zu den gefundenen Versuchswerten noch weiterführende Betrachtungen erforderlich.

3.4 Zeitabhängige Veränderung des Frischbetondrucks

Im Rahmen der Forschungsarbeiten zum maximalen Frischbetondruck von SVB wurde auch dessen zeitliche Veränderung untersucht. Nach Beendigung des Betonierens konnte bei allen Versuchen ein stetiger Rückgang des Frischbetondrucks beobachtet werden. Anhand von Versuchsergebnissen sollen Erkenntnisse zur Reifeentwicklung des Betons gefunden werden, um die Schalungsplanung auf der Baustelle zu erleichtern und damit wirtschaftliche Vorteile zu erlangen.

Für den Verlauf des Frischbetondrucks bei rotationssymmetrischen Schalungssystemen bedeutet das Absinken des Drucks in Entfernung zur Einfüllstelle eine Druckschwankung über den Umfang der Konstruktion. Anhand der gefundenen Ergebnisse sollen die Einflussparameter und die Größenordnung dieses Druckabfalls beschrieben werden.

Die folgenden Betrachtungen begrenzen sich auf Versuchsdurchführungen, die zur Untersuchung einer Verringerung des Frischbetondrucks aufgrund des zeitabhängigen Strukturaufbaus (Thixotropie) innerhalb des Betons dienen. Dazu ist im Versuch ein möglichst rasches Erreichen des maximalen Frischbetondrucks erforderlich und ein anschließendes Verbleiben des Betons im Ruhezustand. In diesem Stadium bilden sich innerhalb des Betons elektrochemische Verbindungen zwischen den einzelnen Partikeln, welche eine Erhöhung der inneren Reibung bewirken (siehe Khayat [3.6]). Notwendige Bedingung für ein Absinken des Frischbetondrucks ist eine Rückverformung der Schalung. Aufgrund der flüssigen bis weichen Konsistenz des Betons ist dies zu diesem Zeitpunkt noch möglich.

Von Khayat et al. ([3.6], [3.14] - [3.19]) wurden anhand von Modellversuchen durch eine Variation verschiedener Parameter deren Einfluss auf den maximalen Frischbetondruck und den zeitlichen Verlauf des Drucks experimentell untersucht. Die Druckmessungen erfolgten bei allen Versuchen an PVC – Stützenschalungen mit einem Durchmesser $d = 200$ mm. Zur Messung des Frischbetondrucks wurden Druckmesssensoren verwendet. Die Steiggeschwindigkeit war während des Einzelversuchs konstant und durchwegs größer als 5 m/h.

Tabelle 3-2 enthält eine Zusammenstellung der untersuchten Parameter und deren Einfluss auf den Druckabfall.

Parameter	Variationsbereich	Variation Parameter	Auswirkung ↓ vermindert Druckabfall ↑ beschleunigt Druckabfall	Quelle
Wasser-Zement Gehalt w/z-Wert	0,36 – 0,46 [-]	w/z-Wert hoch	↑	[3.14]
Zementfestigkeit		Schnell erhärtende Zemente	↑	[3.15]
Zementanteil Z	450 – 550 kg/m ³	Erhöhung des Zementanteils beschleunigt den Druckabfall	↑	[3.15]
Zementtyp	Zugabe von Flugasche, Silicastaub	Anstieg des Anteils an Zusatzstoffen	↓	[3.16], [3.6]
Setzfließmaß s _m (Konsistenz)	540 – 745 [mm]	Setzfließmaß hoch	↓	[3.16]
Frischbeton- temperatur T _c	10 / 20 / 30 °C	Frischbeton- temperatur hoch	↑	[3.17]
Steiggeschwindig- keit v	5 / 10 / 25 [m/h]	kontinuierliche Betonage	unabhängig	[3.17]

Tabelle 3-2: Einfluss verschiedener Parameter auf die zeitabhängige Verringerung des Frischbetondrucks nach dem Ende der Betonage

In weiteren Versuchsreihe von Khayat und Assaad wurde festgestellt, dass die Konzentration an Zusatzmitteln ebenso die zeitliche Veränderung des Frischbetondrucks beeinflussen kann. Beispielsweise wurde [3.18] bei einer Erhöhung der Zugabemenge von Stabilisatoren ein langsamerer Druckabfall beobachtet. Zusatzmittel, welche die thixotropen Eigenschaften des Betons verändern, wirkten sich ebenso auf den zeitlichen Verlauf des Frischbetondrucks aus (siehe [3.19]).

Anhand von Modellversuchen an lotrechten Wandschalungen wurde von Hoffmann und Leemann in [3.20] der Einfluss verschiedener SVB-Mischungen auf die Entwicklung und den Verlauf des Frischbetondrucks analysiert. Der Frischbetondruck wurde mittels Drucksensoren gemessen. Die Versuchsreihe wurde mit drei unterschiedlichen Betonrezepturen durchgeführt. Zwei Mischungen mit Zusatz eines Stabilisators wiesen höhere w/z-Werte ($w/z = 0,43$ und $0,45$) auf als eine Mischung ohne Stabilisator ($w/z = 0,40$). Es konnte beobachtet werden, dass die Mischung mit geringerem w/z-Wert einen langsameren Druckabfall aufwies als die beiden anderen Mischungen. Dies deckt sich auch mit den Ergebnissen von Khayat/Assad in [3.14]. Im Modellversuch waren 10 h nach Betonage noch über 20 % des Anfangsdrucks messbar. Ein Ansteigen der

Frischbetontemperatur nach erst 10 h deutet auf den relativ späten Erstarrungsbeginn bei den verwendeten Rezepturen hin.

Alle Untersuchungen zeigen, dass durch die Betonzusammensetzung der zeitliche Verlauf des Frischbetondrucks beeinflusst wird. Durch die Mischungsbestandteile werden die chemischen und physikalischen Vorgänge im Beton gesteuert, die entscheidend für den Grad des Druckabfalls in den ersten Stunden nach Betonage sind. Die kinetischen Vorgänge im Beton werden auf Basis durchgeführter Versuche von Khayat in [3.15] beschrieben. Dort wird erläutert, dass der Druckabfall zeitlich in einen Abschnitt mit Ablauf von physikalisch/chemischen Vorgängen und einen späteren Abschnitt mit hauptsächlich chemischen Vorgängen gegliedert werden kann. Abbildung 3-12 zeigt den während eines Versuchs gemessenen zeitlichen Verlauf des horizontalen Frischbetondrucks (Lateral Pressure). Die physikalisch/chemischen Vorgänge finden im Stadium plastischer Konsistenz des Betons statt. Es entstehen zwischen den Bestandteilen Bindungskräfte aufgrund elektrochemischer Ladungen, welche die innere Reibung und Kohäsion erhöhen. Danach beginnt der zeitliche Abschnitt mit dem Ablauf des chemischen Reaktionsprozesses. Anzeichen hierfür ist ein Anstieg der Frischbetontemperatur durch die Freisetzung von Wärmeenergie bei der zu diesem Zeitpunkt stattfindenden exothermen Reaktion. Das Absinken des Frischbetondrucks erfolgt nun schneller als während des vorangegangenen ersten Abschnittes. Durch eine Erhöhung der Frischbetontemperatur wird der chemische Abbindeprozess früher eingeleitet.

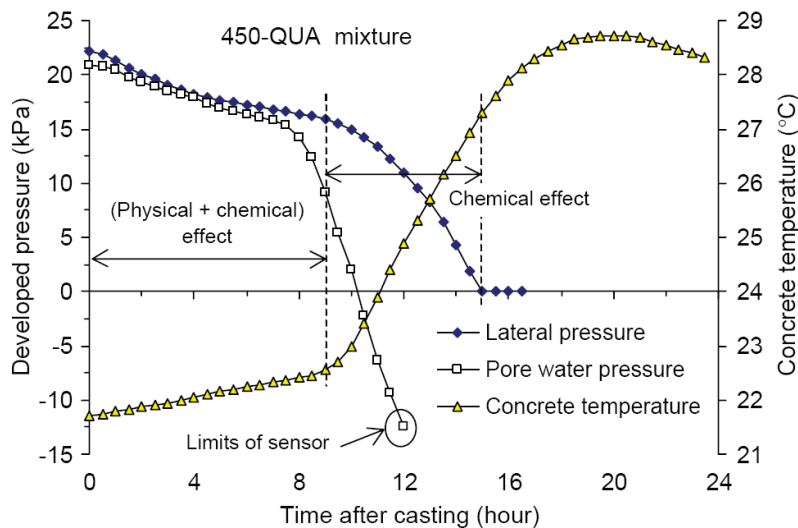


Abbildung 3-12: Einteilung der physikalischen und chemischen Effekte beim Absinken des Frischbetondrucks im Ruhezustand (aus Khayat [3.15])

Der Versuchsaufbau blieb bei allen Versuchen gleich. Eine Variation der Schalungssteifigkeit und deren Einfluss auf den Druckabfall wurden in den vorliegenden Untersuchungen nicht durchgeführt. Auswirkungen unterschiedlicher Anfangsdrücke auf den Verlauf des Druckabfalls wurden ebenso nicht untersucht.

Anhand der beschriebenen Versuchsdaten werden nun die möglichen Schwankungen in der Größe des Frischbetondrucks über den Umfang einer rotationssymmetrischen Sonderschalung abgeschätzt. Tabelle 3-3 enthält die prozentuale Veränderung des Frischbetondrucks in einem zeitlichen Abstand von 60 min und 120 min nach Beendigung des Betonagevorgangs.

Die Zeitspanne wurde im Hinblick auf den Bauablauf und die Randbedingungen aus dem Abbindeprozess des Frischbetons gewählt. Um eine Verbindung neu eingebrachten und vorhandenen Betonierschichten zu gewährleisten wird die Umlaufzeit auf maximal zwei Stunden begrenzt („frisch-in-frisch“ – Betonieren).

Variierter Parameter	Auf hydrostatischen Druck bezogen [%]			Auf Initialdruck bezogen [%]		
	Initialdruck	60 min	120 min	Initialdruck	60 min	120 min
Rezeptur	92	80	71	100	87	77
Schalungsbreite	100	91	87	100	91	87
Temperatur	82	65	55	100	79	67
w/z-Wert	96	75	62	100	78	65
Konsistenz	82	72	64	100	88	78
Zementart/ Zementmenge	83	77	71	100	93	86

Tabelle 3-3: Prozentuale zeitliche Veränderung des Frischbetondrucks gemäß den Versuchsergebnissen aus [3.6], [3.15] - [3.17]

Erfährt der Beton für einen Zeitraum von einer Stunde keine Beanspruchung (Erschütterungen, Einbringen zusätzlicher Betonschichten) reduziert sich der Druck maximal um etwa 20%. Nach einer Dauer von 2 Stunden sind noch etwa 65 % des Anfangsdrucks vorhanden.

Ein Vergleich der Gradienten des Druckabfalls für den Bereich zwischen 0 und 60 min mit dem Gradienten zwischen 60 und 120 min zeigt, dass bei der jeweiligen Betonrezeptur der Abfall nahezu linear verläuft. Ein steilerer Abfall des Frischbetondrucks wurde erst nach Beginn der Hydratation, messbar durch einen signifikanten Anstieg der Frischbetontemperatur festgestellt (siehe Abbildung 3-12).

Die Versuche wurden an PVC-Stützenschalungen durchgeführt, deren Steifigkeit im Vergleich zu der von rotationssymmetrischen Schalungen vergleichsweise hoch ist. Somit bedeuten geringe Rückverformungen einen stärkeren Druckabfall als bei weichen Schalungskonstruktionen.

3.5 Einfluss der Schalungssteifigkeit auf den Frischbetondruck

In verschiedenen Veröffentlichungen wird der Einfluss der Steifigkeit der Schalung auf den sich einstellenden Frischbetondruck beschrieben (siehe Abbildung 3-1). Die Interaktion zwischen Schalungssteifigkeit und Frischbetondruck steht im Zusammenhang mit der Steiggeschwindigkeit und dem Erstarrungsverhalten des Betons.

Während des Einfüllens in die Schalung wird der Beton durch die Schalkonstruktion formstabil gehalten. Der dadurch entstehende Frischbetondruck erzeugt in der Schalung Verformungen. Die Größe der am Träger lokal entstehenden Verformungen ist abhängig von der Steifigkeit des Schalungssystems.

Befindet sich der Beton während der Dauer des Einbringens in die Schalung in einem flüssigen Zustand kann er sich Druckbeanspruchungen durch eine mögliche Rückverformung der Schalung entziehen. Unter diesen Voraussetzungen ist die Steifigkeit der Schalung für die Größe und den Verlauf des Frischbetondrucks von untergeordneter Bedeutung. Dies betrifft Betonagen mit sehr hohen Steiggeschwindigkeiten, bei denen der Beton erst nach Beendigung des Betonierabschnittes eine Steifigkeit entwickelt.

Ist die Steiggeschwindigkeit so gering, dass ein Erstarren des Betons während des Betonierabschnittes beginnt, gewinnt der Einfluss der Schalungssteifigkeit an Bedeutung. Durch den erstarrten Beton entsteht nun ein zusätzliches Auflager für die Schalung, welches das bis dahin vorhandene statische System verändert. Es kann sich eine Druckverbindung im erstarrten Beton zwischen den begrenzenden Schalhautflächen bilden (siehe Abbildung 3-13).

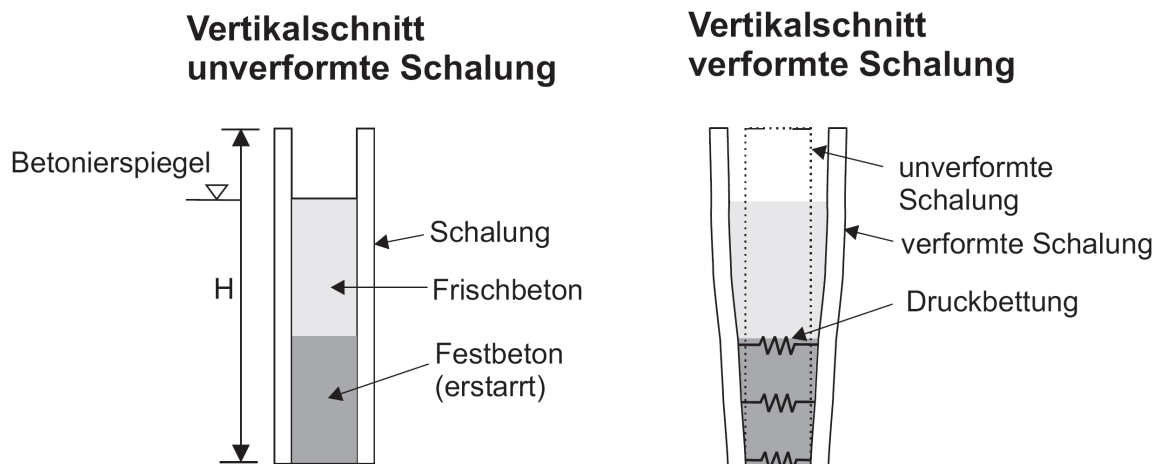


Abbildung 3-13: Stützung der Schalung am erstarrten Beton

Eine Rückfederung der Schalung wird durch diese Druckverbindung behindert, somit bleibt die durch den vormals flüssigen Beton erzeugte Verformung in der Schalung eingepreßt. Die Verteilung von Einwirkung und Widerstand zwischen Schalung und Beton verändert sich nun insoweit, als dass der erstarrte Beton die verformte Schalung stützt. Zwischen Schalung und Beton bildet sich eine Kontaktpressung aus. Größere Verformungen können in diesem Bereich erst nach einer Überwindung dieser Pressung entstehen. Ein planmäßiges Lösen von Schalungsankern bewirkt durch die dadurch erzeugte Rückverformung des Schalungsträgers eine Reduktion der Kontaktpressung.

Ertinghausen beschreibt in [3.21] anhand einer Beispielrechnung, das Verformungsverhalten eines Durchlaufträgersystems unter fortschreitender Belastung der einzelnen Felder.

Betrachtet man ein einzelnes Feld des Durchlaufträgers wird dieses bei Belastung des nachfolgenden Feldes entlastet. Die bei schlaffer Last mögliche Rückverformung des Systems wird durch den erstarrten Beton verhindert. Es kommt daher zu einer Erhöhung der Spannungen zwischen Schalhaut und Beton. Eine Verkürzung des Betons durch ein chemisches Schrumpfen kann diese Spannungen reduzieren und wirkt sich bei steifen Schalungen stärker aus als bei weichen Schalungen.

Anhand einer Parameterstudie an einem FE-Modell wird von Proske in [3.5] der Einfluss des Verformungsverhaltens der Schalung auf den maximalen Frischbetondruck und den Verlauf des Drucks untersucht. Dabei wird der errechnete Betondruckverlauf bei einem schichtweisen Einbringen und einem vollständigen Füllen der Schalung gegenübergestellt.

Bei einer über die Höhe der Schalung gleichmäßigen Bettung der Schaltafel, bleibt beim schichtweisen Einbau der maximale Frischbetondruck im System eingepreßt. Wird die Steifigkeit durch die Ausbildung von Auflagerpunkten über die Höhe unterschiedlich modelliert, kann ein Druckabbau durch Zusatzverformungen an den Auflagerpunkten entstehen. Voraussetzung hierfür ist eine Standfestigkeit des Betons, welche von Proske zu einem Zeitpunkt von 50 % des Erstarrungsendes t_E angegeben wird. Die notwendige Verformbarkeit der Schalung für das Erreichen eines Druckabbaus wird durch einen Vergleich der Verformungen des Schalungsträgers mit den Zusatzverformungen am Auflagerpunkt nach dem Erreichen eines Zeitpunktes von $0,5 t_E$ definiert.

Da der Schalungsanker bei rotationssymmetrischen Sonderschalungen durch horizontale Ringträger ersetzt wird, liegt eine weichere Lagerung vor, als bei durchgeankerten Schalungen. Das schichtweise Einfüllen des Betons an einer über den Umfang des Systems wandernden Betonierstelle ergibt eine maßgebliche Differenz im Betonalter zwischen den unterschiedlichen Betonschichten. In Kombination mit der geringen Steiggeschwindigkeit kann eine Bettung der Schalung für die Zusatzverformungen aus dem Betonierfortschritt durch ein beginnenden Erstarrens der unteren Schichten entstehen. Der Einfluss der Steifigkeit der Schalung ist somit bei rotationssymmetrischen Schalungen für den Verlauf des Frischbetondrucks von maßgeblicher Bedeutung.

3.6 Einfluss von Erschütterungen auf den Frischbetondruck

Bei der Verarbeitung und der Verdichtung von Rüttelbetonen werden in den Frischbeton planmäßig mechanische Schwingungen eingebracht. Der Zweck ist hierbei das Austreiben von Luftvolumen aus der Betonmasse, um eine möglichst hohe Lagerungsdichte des Betons zu erreichen. Durch diese Maßnahme kann die gewünschte Festigkeit und Dauerhaftigkeit des Werkstoffes ermöglicht werden.

Das Verhalten von Rüttelbetonen während des Verdichtens dient als Grundlage für eine Beschreibung des Einflusses von Erschütterungen auf den Frischbetondruck von selbstverdichtendem Beton. Eine Zusammenstellung relevanter Forschungsarbeiten zum genannten Thema enthält [3.23].

Die Vorgänge im Frischbeton während des Verdichtungs Vorganges können nach Popovics [3.24] grob in zwei unterschiedliche Phasen geteilt werden. Nach dem Einfüllen des Betons bilden sich je nach Konsistenz unterschiedlich ausgeprägte Hohlräume in der Betonmasse. Diese Hohlräume können entstehen, da sich aufgrund der Reibungskräfte zwischen den Zuschlägen und den Kohäsionskräften der Zementsuspension Tragstrukturen bilden können, die das System stabilisieren. In der ersten Phase des Verdichtungs Vorgangs wird durch die eingebrachte dynamische Energie die Betonmasse in Schwingung versetzt. Die Reibung zwischen den einzelnen Zuschlagskörnern wird nun aufgehoben, die vorhandene Tragstruktur zerstört. Durch die unterschiedlichen Volumina der einzelnen Zuschlagskörnerschwingen diese in verschiedenen Frequenzen. Bei entsprechender Korngrößenverteilung ist nun eine Verdichtung der vorhandenen Hohlräume durch die angeregte Bewegung der Zuschlagskörner möglich.

Die in Schwingung versetzte Betonmasse erreicht durch das Verfüllen der Hohlräume relativ schnell eine flüssige Konsistenz (Phase 2). Der Beton kann die Schwingungen aus dem Verdichtungsgerät aufgrund der flüssigen Konsistenz nun über eine größere Länge übertragen. Das sich zwischen den Zuschlagskörnern befindliche Zementgel erfährt durch die im Wirkungsbereich des Verdichtungsgerätes eingebrachte dynamische Energie hydraulische Drücke. Diese Drücke pflanzen sich von der Erregerquelle innerhalb der Betonmasse fort. Nach [3.24] kann ein exponentielles Abklingen der Schwingungen mit fortschreitender Entfernung vom Rüttler angenommen werden. Im Kontaktbereich von Zuschlagkörnern entsteht der größte hydraulische Druck, da dort die Wellenausbreitung begrenzt wird. Dieser Druck bewirkt eine Trennung der Zuschläge, die innere Reibung wird somit reduziert. Es liegen für den Frischbeton nun hydrostatische Verhältnisse vor. Befinden sich die Zuschlagskörner in Bewegung können eingeschlossene Luftblasen aufgrund deren Auftriebskräfte an die Oberfläche gelangen. Es kommt zu einer weiteren Verdichtung. Ein Austreiben des gesamten Luftvolumens würde sehr lange dauern. Bei zu langer Verdichtungsarbeit besteht außerdem die Gefahr einer Entmischung des Gefüges.

Überträgt man die Kenntnisse aus der Betonverdichtung auf die Vorgänge bei Erschütterungen bei selbstverdichtendem Beton, so ist die Ausbreitung der Erschütterungen der Phase 2 während der Betonverdichtung zuzuordnen. Der Grund hierfür liegt in der flüssigen Konsistenz des Betons. Eine Verdichtung von Hohlräumen ist nicht mehr erforderlich, eine Übertragung der Schwingungen durch den Zementleim ist möglich.

Bei vorhandenem thixotropem Baustoffverhalten entstehen im Beton Bindungskräfte, die eine Steifigkeit und damit verbunden einen Rückgang des Frischbetondrucks bewirken. Wird der Beton jedoch durch dynamische Belastungen angeregt entstehen im Zementleim hydraulische Drücke (analog zur Betonverdichtung), die die stützenden Bindungen zerstören.

Es kommt zu einer Wiederverflüssigung des Betons und einem Wiederanstieg des Frischbetondrucks.

Im Rahmen von Bauteilversuchen verschiedener Forschungseinrichtungen (Hoffmann, et al. [3.25], Tejeda-Dominguez et al. [3.1]) wurde ein Anstieg des Frischbetondrucks bei Einwirkung von Erschütterungen beobachtet. Die dynamische Anregung des Betons durch vorbeifahrende Fahrzeuge hatte zur Folge, dass dieser trotz beginnenden Ansteifens wieder in den flüssigen Zustand versetzt wurde.

Der Vergleich der gemessenen Frischbetondruckverläufe in Abbildung 3-14 lässt das Abklingen der Schwingungen über die Höhe der Schalung erkennen. Am unteren Druckmesssensor (H = 0,41 m über Boden) fand ein Wiederanstieg des Drucks in höherem Maße als bei dem darüber liegenden Sensor statt. Die Schwingungen wurden über die Höhe gedämpft und damit die Wiederverflüssigung des Betons reduziert.

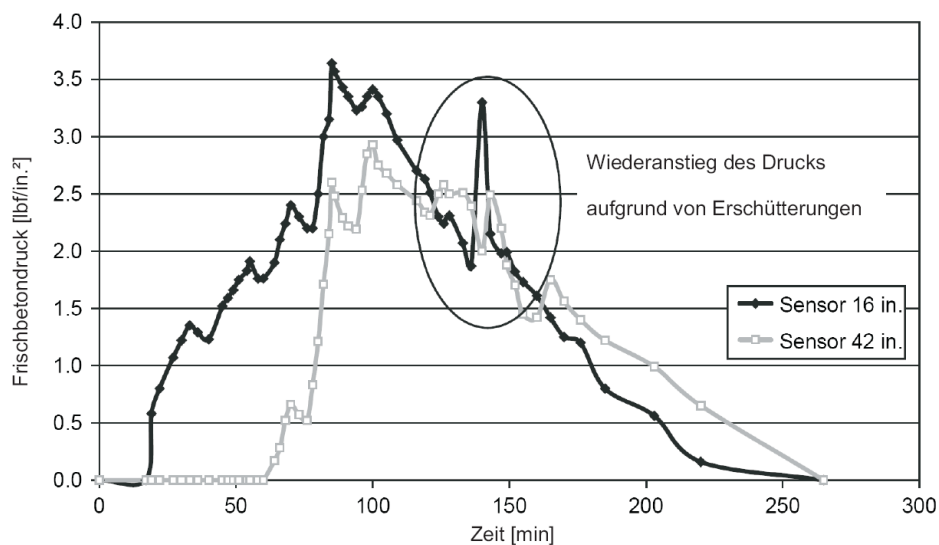


Abbildung 3-14: Wiederverflüssigung des Betons nach Tejeda-Dominguez [3.1]
 (Umrechnung der Einheiten 1 lbf/in.² = 6,90 kN/m²; 1 in. = 2,54 cm)

3.7 Zusammenfassung

Zur Erläuterung des Stands der Technik wurden verschiedene Modelle aus der Literatur dargestellt, die der Beschreibung des Frischbetondrucks von selbstverdichtenden Betonen dienen.

Eine Modellbildung kann auf der Grundlage eines Seitendruckbeiwertes erfolgen. Dieser drückt das Verhältnis zwischen Vertikalspannung und die auf die Schalung wirkenden Horizontalspannungen aus. Das Erstarrungsverhalten des Betons wird durch einen veränderlichen zeitlichen Verlauf des Seitendruckbeiwertes erfasst.

Ein anderer Weg zur Beschreibung des Frischbetondrucks ist mittels rheologischer Kenngrößen möglich. Anhand von Modellversuchen am Betonrheometer wird der Verlauf der Schubspannungen in Abhängigkeit von der Schergeschwindigkeit bestimmt. Hieraus werden Berechnungsparameter abgeleitet (Grenzschubspannung, Bruchfläche A_b), die eine Darstellung des horizontalen Frischbetondrucks ermöglichen.

Eine normative Ermittlung des horizontalen Frischbetondrucks von SVB ist mit DIN 18218 [N.1] für lotrechte Schalungen möglich. Schwankungen im Frischbetondruck können durch Variation der Teilsicherheitsbeiwerte berücksichtigt werden, ein unterer Fraktilwert wird jedoch nicht definiert.

Für die im betrachteten Anwendungsbereich von rotationssymmetrischen Schalungssystemen relevanten niedrigen Steiggeschwindigkeiten ($v \leq 1,0$ m/h) wurden Literaturangaben zu Frischbetondruckmessungen bei Bauteilversuchen herangezogen. Die Ergebnisse der Messungen zeigen allesamt Werte, die weit unterhalb des vollen hydrostatischen Drucks liegen. Allerdings liegt eine stark begrenzte Anzahl an Versuchsergebnissen vor.

Der Einfluss der Betonzusammensetzung auf den zeitlichen Verlauf des Frischbetondrucks konnte anhand von in der Literatur vorhandener Modell- und Bauteilversuche dargestellt werden. Hierbei wurde in den einzelnen Versuchen die Schalung kontinuierlich mit hoher Steiggeschwindigkeit gefüllt und der zeitliche Abfall des Frischbetondrucks in Abhängigkeit vom variierten Parameter deutlich. Die Ergebnisse dienen als Grundlage für die Abschätzung von Druckschwankungen über den Umfang von rotationssymmetrischen Schalungssystemen. Die Schwankungen entstehen durch die Druckdifferenz zwischen dem Ort der Einfüllstelle und davon entfernten Stellen.

Als weiterer Parameter für den Verlauf des Schalungsdrucks wird die Steifigkeit der Schalung bei rotationssymmetrischen selbsttragenden Systemen maßgebend. Aufgrund des langsam fortschreitenden, schichtweisen Einfüllens des Betons ist durch das beginnende Erstarren des Betons in den unteren Schichten eine Druckverbindung zwischen Innenschalung und Außenschalung durch den zwischen liegenden Beton möglich. Das nun vorliegende, veränderte statische System wirkt sich auf den Verlauf des Frischbetondrucks über die Höhe der Schalung aus.

Es zeigt sich somit, dass bei niedrigen Steiggeschwindigkeiten, einem entsprechenden Abstand zur Einfüllstelle des Betons Frischbetondrücke geringer Größe entstehen können.

Hierzu steht im Gegensatz der Anstieg des Frischbetondrucks durch die Einwirkung von Erschütterungen. Um die Vorgänge im Frischbeton bei dynamischer Anregung zu beschreiben, wurde ein Vergleich zur Verdichtung von Beton mittels Innenrüttler gezogen. Hier werden planmäßigen Erschütterungen in den Beton eingebracht. Diese bewirken eine Aufhebung vorhandener physikalischer Bindungen und setzen damit die Fließgrenze des Betons herab. Es kommt zu einer Verflüssigung des Betons, was sich in einem

hydrostatischen Frischbetondruck im Einflussbereich des Innenrüttlers niederschlägt. Analog zum Rüttelbeton kann davon ausgegangen werden, dass bei Einwirkung von Erschütterungen die bei SVB entstehenden physikalischen Bindungen (Thixotropie) aufgehoben werden, und es zu einem Wiederanstieg des Frischbetondrucks kommt.

4 Untersuchungen zum Tragverhalten rotationssymmetrischer Sonderschalungen

Bei rotationssymmetrischen Sonderschalungen besteht die Besonderheit der Interaktion zwischen dem Verlauf des Frischbetondrucks über den Umfang der Schalung und dem Tragverhalten der Konstruktion. Es ist daher zu untersuchen, wie sich die Schalung bei unterschiedlichen Belastungsverläufen verhält. Weiterhin wird die Interaktion zwischen der Verformbarkeit der Schalung und dem Verlauf des Frischbetondrucks über die Höhe der Schalung analysiert.

4.1 Tragverhalten rotationssymmetrischer Sonderschalungen

Der Anwendungsbereich von rotationssymmetrischen Sonderschalungen erstreckt sich hauptsächlich auf die Erstellung von Behälterbauwerken wie Wassertürmen, Tanks oder Faulschlammbehälter von Kläranlagen (siehe Kapitel 2.3). Die Rotationssymmetrie, welche bei der Dimensionierung des Bauwerks Vorteile bringt, kann auch bei der Ausbildung der Schalungskonstruktion genutzt werden. Die kreisförmige Geometrie der Schalung im Grundriss ermöglicht den Verzicht auf eine Durchankerung, bzw. Abstrebung. Die horizontale Belastung wird bei rotationssymmetrischen Sonderschalungen durch Ringträger abgetragen, wie in Kapitel 2.2.2 beschrieben wurde.

Dass die Ringe als horizontales Auflager für die Vertikalträger wirken können, ist eine über den Umfang gleichmäßig verteilte Belastung erforderlich. Das Gesamttragverhalten der Schalungskonstruktion ist damit abhängig von der Verteilung des Frischbetondrucks an den Ringträgern und wird maßgeblich durch deren Tragverhalten unter der jeweiligen Belastung bestimmt.

Ein beliebiger Verlauf einer Linienlast aus dem Frischbetondruck über den Umfang einer Schalung kann in einen rotationssymmetrisch wirkenden und einen nicht-rotationssymmetrischen Anteil gegliedert werden. Die rotationssymmetrische Belastung wird aus dem Mittelwert aller Lastordinaten über den Umfang gebildet. Aus der Differenz der Lastordinaten zu den Mittelwerten ergibt sich das nicht-rotationssymmetrische Lastbild. Die Ausbreitung der nicht-rotationssymmetrischen Belastung wird durch einen Lastwinkel β , welcher das belastete Segment des Kreises/Polygons eingrenzt, definiert (siehe Abbildung 4-1). Die Belastung nur eines Kreissegmentes mit erhöhter Last stellt den ungünstigsten Fall dar. Zusätzliche Bereiche mit erhöhter Last würden eine Stützung des Rings ergeben.

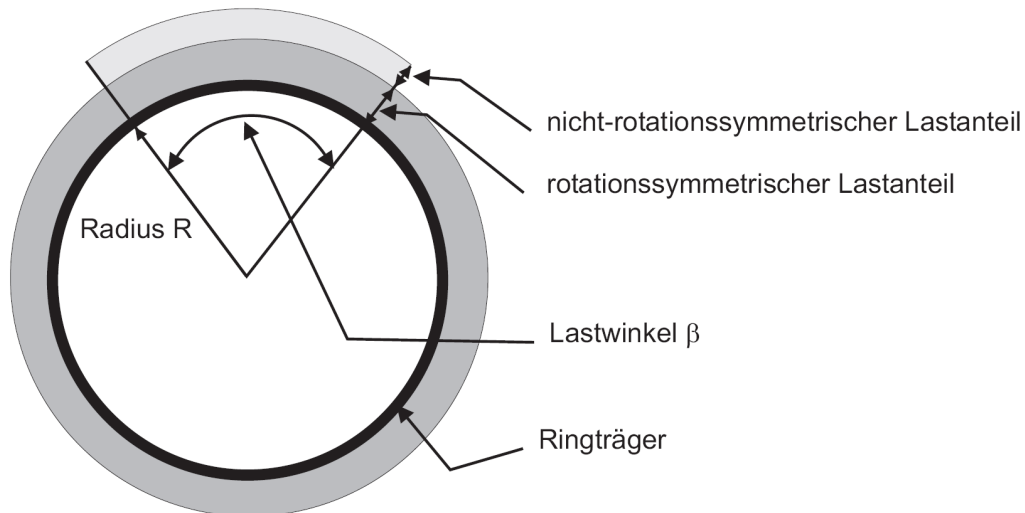


Abbildung 4-1: Grundriss eines Ringträgers mit Definition der Lastanteile und des Lastwinkels

Die Krümmung des Bauteils wird durch die horizontal verlaufenden Ringträger erzeugt. Eine Kreisform kann durch einen polygonalen Ringträger angenähert werden. In Abhängigkeit von der Anzahl der Teilsegmente wird die Abweichung zur idealen Kreisform gesteuert. Die Untersuchung der polygonalen Ausführung eines Ringträgers berücksichtigt die Ausführungsvariante mit abschnittsweise geraden Ringträgererelementen.

Nachfolgend wird das Tragverhalten von Ringträgern unter rotationssymmetrischer und nicht-rotationssymmetrischer Belastung analysiert. Dabei werden drei mögliche Varianten an statischen Systemen untersucht. Die Systeme sind für ein Viertelkreissegment in Abbildung 4-2 gegenübergestellt:

- Regelmäßiges gelenkiges Polygon (Teilbild A)
- Regelmäßiges Polygon mit Drehfederkopplung am Gelenk (Teilbild B)
- Kreisring mit konstanter Krümmung (Teilbild C)

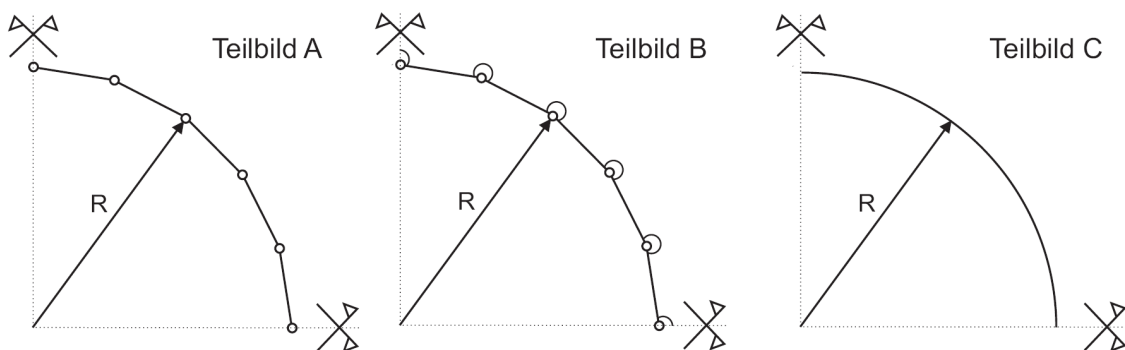


Abbildung 4-2: Untersuchte statische Systeme für Ringträger von rotationssymmetrischen Sonderschalungen

4.1.1 Lagerungsbedingungen für den Ringträger

Die Ringträger beeinflussen maßgeblich das Tragverhalten von rotationssymmetrischen Sonderschalungen, da sie die Lagerung der Vertikalträger bilden. In den nachfolgenden Untersuchungen werden nun die Ringträger getrennt vom Gesamtsystem behandelt. Dazu sind am Ringträger radiale Lagerbedingungen zu definieren. Diese werden in Abhängigkeit von der Verformungsrichtung der Systemachse des Rings beschrieben. Nachfolgend wird von einer Verformung zur Innenseite gesprochen, sofern ein Punkt auf dem Ringträger eine radiale Verformung in Richtung des Kreismittelpunktes erfährt. Bei einer Verformung in die entgegengesetzte Richtung liegt eine Verformung zur Außenseite vor.

Des Weiteren wird bei der Definition der Lagerbedingungen zwischen rotationssymmetrischer und nicht-rotationssymmetrischer Belastung unterschieden. In beiden Fällen ist der Vertikalträger für den Ringträger das lastbringende Bauteil. Bis zum Erreichen eines Gleichgewichtszustandes verformen sich Ringträger und Vertikalträger entsprechend den vorhandenen Steifigkeiten.

Unter rotationssymmetrischer Last verformt sich der Ringträger bis zum Erreichen des Gleichgewichtszustandes entsprechend seiner Dehnsteifigkeit. Dieser Zustand wird als Grundzustand bezeichnet. Ob im Grundzustand ein stabiles Gleichgewicht vorliegt, lässt sich durch den Ansatz einer infinitesimal kleinen Auslenkung der Systemachse überprüfen. Durch die Auslenkung entstehen abtreibende Kräfte, die je nach Verformungsrichtung (Innenseite/Außenseite) durch radial wirkende Auflager aufgenommen werden müssen.

Der nicht-rotationssymmetrische Anteil einer Belastung auf den Ringträger erfordert für das Kräftegleichgewicht Lagerungsbedingungen an den rotationssymmetrisch belasteten Bereichen des Ringträgers. In Abbildung 4-3 ist die Belastungs- und Auflagersituation für den nicht-rotationssymmetrisch wirkenden Lastenteil schematisch dargestellt. Ausgehend vom unverformten System erfährt der innen liegende Ring im Bereich mit nicht-rotationssymmetrischer Last (Schnitt 1-1) eine Verformung zur Innenseite hin, der außen liegende Ring verformt sich nach außen.

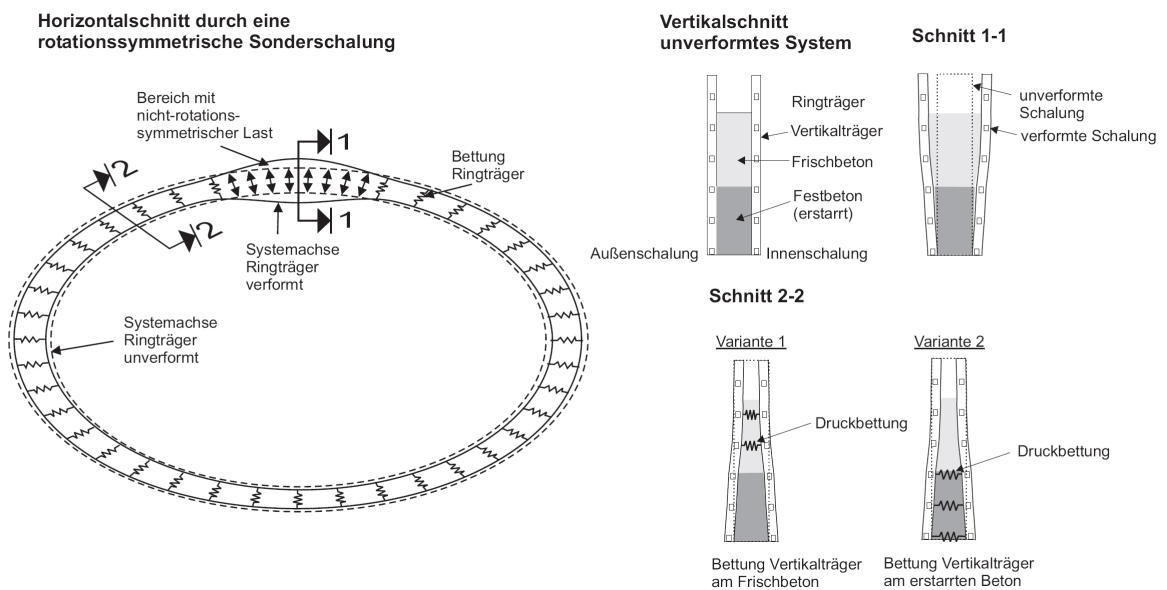


Abbildung 4-3: Mögliche Bettungen des Ringträgers bei Verformungen unter nicht-rotationssymmetrischer Belastung

Es wird angenommen, dass der flüssige Beton sich mit dem Ring verformt und sich die Belastung dadurch nicht verringert. Eine Stützung des Rings wäre in diesem Bereich nur durch eine Aktivierung einer vertikalen Tragwirkung im Gesamtsystem möglich. Im Bereich außerhalb der nicht-rotationssymmetrischen Belastung verformt sich der Ring in Richtung des anstehenden Betons. Der Ansatz einer Stützwirkung durch den Beton liegt daher nahe. Nachfolgend werden die Voraussetzungen für eine Stützung des Rings durch den Vertikalträger bzw. den in der Schalung befindlichen Beton beschrieben.

Stützung des Ringträgers durch den Vertikalträger

Beim Ansatz einer Bettung des Ringträgers durch die Biegesteifigkeit des Vertikalträgers ist für diesen zwischen zwei Varianten an statischen Systemen zu unterscheiden. Werden die Vertikalträger in horizontaler Richtung ausschließlich durch die Ringträger gestützt wird im Folgenden der Begriff Tragsystem 1 verwendet.

Lässt sich bei einem Ausfall aller Ringträger noch ein tragfähiges statisches System finden, ist ein Tragsystem 2 vorhanden. Zusätzliche Auflager zu den Ringträgern können z.B. durch die Befestigung der Schalung am ausgehärteten Beton vorhergehender Bauabschnitte oder durch rückverankerte Aussteifungsebenen geschaffen werden. Statische Systeme zu den beiden Tragsystemen sind in Abbildung 4-4 dargestellt.

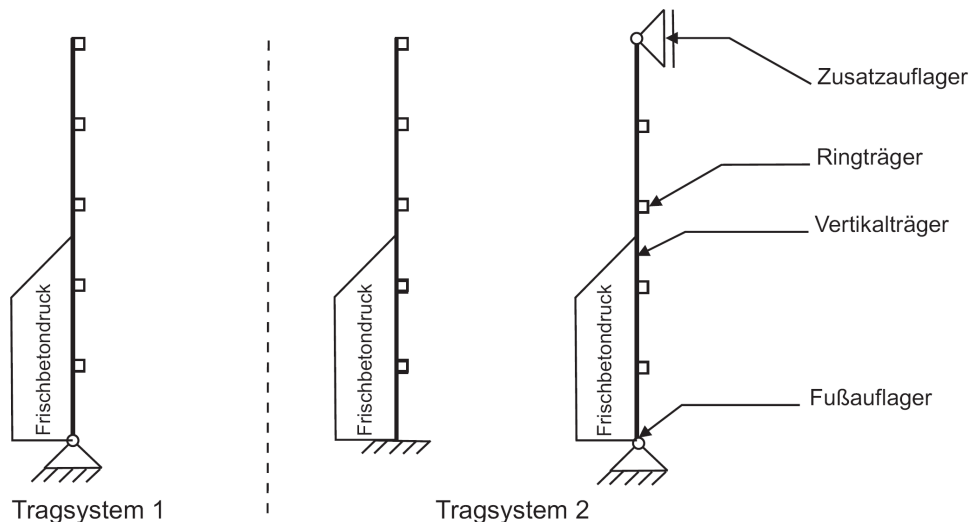


Abbildung 4-4: Statische Systeme für die Vertikalträger als Beispiele für die Tragsysteme 1 und 2

Stützung des Ringträgers durch den Vertikalträger und dem Beton

Als weitere Möglichkeit für die Auflagerung des Rings wird eine zusätzliche Stützwirkung durch den Frischbeton untersucht. Dabei werden zwei Varianten betrachtet (siehe Schnitt 2-2 in Abbildung 4-3):

- Variante 1: Direkte Stützung des Rings durch eine Bettung des Vertikalträgers am Frischbeton
- Variante 2: Indirekte Stützung des Rings durch eine Bettung des Vertikalträgers am erstarrten Beton

Für den Ansatz einer Ringbettung nach Variante 1 ist der entscheidende Parameter die Steifigkeit des Frischbetons vor dem Erreichen des Erstarrungsendes. Forschungsarbeiten zur Steifigkeit von Frischbeton, die eine Ermittlung einer Bettung ermöglichen, liegen derzeit nicht vor. Aufgrund der folgenden Überlegungen wird Variante 1 für eine Bettung des Rings nicht weiter verfolgt:

Zum Zeitpunkt der Betonage befindet sich der Beton im flüssigen Zustand. Mit zunehmendem Ansteifen erreicht der Frischbeton bis zum Beginn des Erstarrens eine Konsistenz, die ein Kneten der Betonmasse noch möglich macht. Der Beton ist noch leicht verformbar. Die Stützkkräfte der Ringträger wirken lokal. Deren Übertragung aus dem Ringträger in den Frischbeton erfordert wegen der leichten Verformbarkeit des Betons eine flächige Verteilung der Kräfte. Ein lokales Eindringen der Tragelemente kann dadurch verhindert werden. Voraussetzung hierfür ist eine Lastverteilung durch die im Auflagerbereich des Ringelementes vorhandenen Schaltafeln. Für die Weiterleitung der Stützkkräfte könnte der anstehende Frischbeton dann eine steife Druckverbindung zwischen Innen- und Außenschalung herstellen. Eine Lastweiterleitung der Stützkkräfte innerhalb des Frischbetons durch eine Schubtragwirkung wird aufgrund der fehlenden Festigkeit ausgeschlossen. Es würde somit schlussendlich eine Stützung der Innenschalung gegen ein Ausweichen zur Außenseite durch die Steifigkeit der Außenschalung wirken.

Für eine Druckübertragung der Stützkkräfte durch den Beton ist eine messbare Festigkeit notwendig. Zur Entwicklung einer Festigkeit muss der Zeitpunkt des Erstarrungsbeginns erreicht sein. Der Ringträger erhält jedoch bereits einen Großteil seiner Belastung zu dem Zeitpunkt, da der Beton noch in flüssiger Konsistenz vorliegt und der Erstarrungsvorgang gerade am beginnen ist. Von einer Stützwirkung durch den Frischbeton in Verbindung mit der Außenschalung kann daher nicht ausgegangen werden.

Wierig und Gollasch beschreiben in [4.9] qualitativ in ihren Untersuchungen das Erstarrungsverhalten von jungem Beton (siehe Abbildung 4-5). Zum Zeitpunkt des Ansteifens bringt der Beton den aufgetragenen Belastungen durch die fehlende Festigkeit noch keinen Verformungswiderstand entgegen. Bei Verwendung von selbstverdichtendem Beton liegt ein sehr weicher Frischbeton (Beton A nach Abbildung 4-5) vor, was den Ansatz eines Verformungswiderstands zum frühen Zeitpunkt ausschließen lässt.

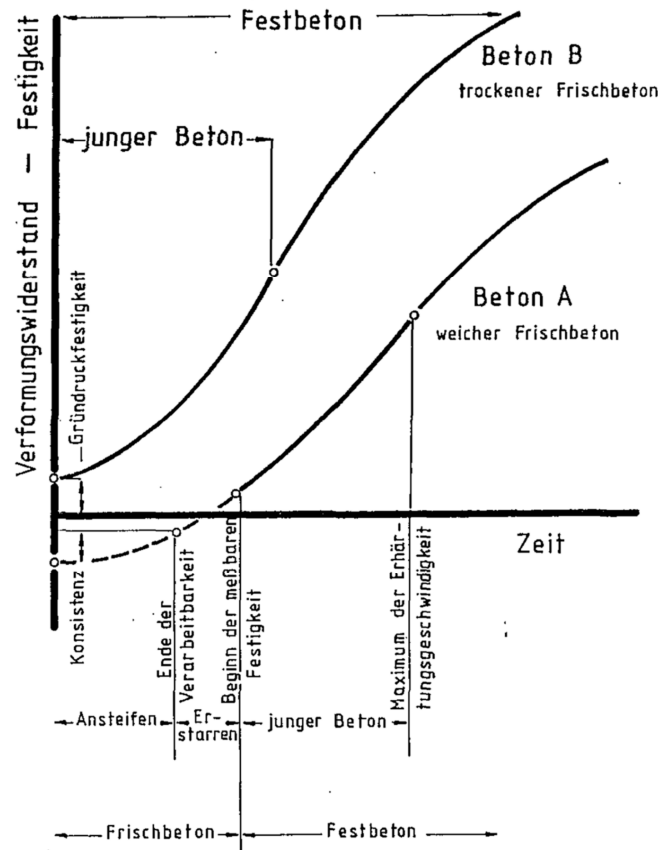


Abbildung 4-5: Prinzipieller Verlauf der Festigkeiten von Frischbeton nach Wierig und Gollasch [4.9]

Bis zum Zeitpunkt des Erstarrungsendes entwickelt der Beton eine messbare Festigkeit, die den Ansatz einer Bettung ermöglicht. Mit einem biegesteifen Vertikalträger besteht die Möglichkeit zur Weiterleitung der Ringauflagerkräfte. Das Auflager bildet bei Variante 2 nun der erstarrte Beton (siehe Abbildung 4-3).

Somit ist ein Gleichgewicht bei Tragsystem 1 auch für eine nicht-rotationssymmetrische Belastung möglich. Das Drucklager ermöglicht eine Einspannung des Vertikalträgers unter Berücksichtigung eines horizontalen Auflagers am Fußpunkt des Trägers.

Zwingende Voraussetzung ist das Vorhandensein einer Festigkeit des Betons bei den unteren Betonierschichten. Beispielsweise ist für die unteren Ringe einer Zylinderschalung diese Voraussetzung nach Einbringen der ersten Betonierschichten noch nicht gegeben.

Zusammenfassend lässt sich feststellen, dass bei Tragsystem 2 eine Bettung des Rings in beiden Richtungen möglich ist. Der untere Grenzwert für die Auflagersteifigkeit ist durch die Biegesteifigkeit des Vertikalträgers bestimmt. Ist der Ansatz einer Bettung durch den anstehenden Frischbeton unter oben genannten Voraussetzungen möglich, kann für eine Verformung in Richtung erstarrtem Beton eine höhere Auflagersteifigkeit (verändertes statisches System) vorliegen.

Bei einer Lagerung des Vertikalträgers nach Tragsystem 1 kann durch den erstarrten Beton eine zusätzliche Stützwirkung entstehen. Diese kann auch nach Ausfall aller Ringträger ein tragfähiges System ermöglichen.

Für die nachfolgenden Betrachtungen wird bei einer elastischen Auflagerung des Ringträgers bei radialen Verformungen zur Außenseite und zur Innenseite hin von einer „beidseitigen“ Bettung gesprochen. Wirken Stützkräfte nur bei einer radialen Verformung des Ringträgers in einer Richtung liegt eine „einseitige“ Bettung vor.

4.1.2 Tragverhalten der Ringträger unter rotationssymmetrischer Belastung

Eine rotationssymmetrische Belastung liegt für einen Ringträger vor, wenn durch die Spante eine über den Umfang konstante Belastung in den Ringträger eingeleitet wird. Aus der gegebenen Belastung entsteht ein konstanter Normalkraftverlauf im Ringträger.

Die Ringträger einer Innenschalung zeigen nach Theorie I. Ordnung gleiches Tragverhalten wie die Ringträger einer Außenschalung.

Bei Innenschalungen ist aufgrund der wirkenden Drucknormalkraft im Ring ein mögliches Stabilitätsversagen zu berücksichtigen. Da das Stabilitätsversagen die Tragfähigkeit der Ringträger begrenzt, werden die nachfolgenden Untersuchungen für Ringträger von Innenschalungen geführt.

Für die zu Beginn in Punkt 4.1 genannten statischen Systeme wird im Folgenden deren Tragverhalten und Verformungsverhalten beschrieben.

4.1.2.1 Regelmäßiges gelenkiges Polygon

Der Kreisring kann durch ein regelmäßiges Polygon mit Gelenken in den Eckpunkten angenähert werden. Ein regelmäßiges Polygon besitzt gleichlange Kanten und damit einen konstanten Zentriwinkel. Die Ecken des Polygons liegen auf einem Kreis mit Radius R .

In Abhängigkeit von der Anzahl der Eckpunkte und damit der Größe des konstanten Segmentwinkels α ergibt sich die geometrische Abweichung zum idealen Kreisring mit konstanter Krümmung.

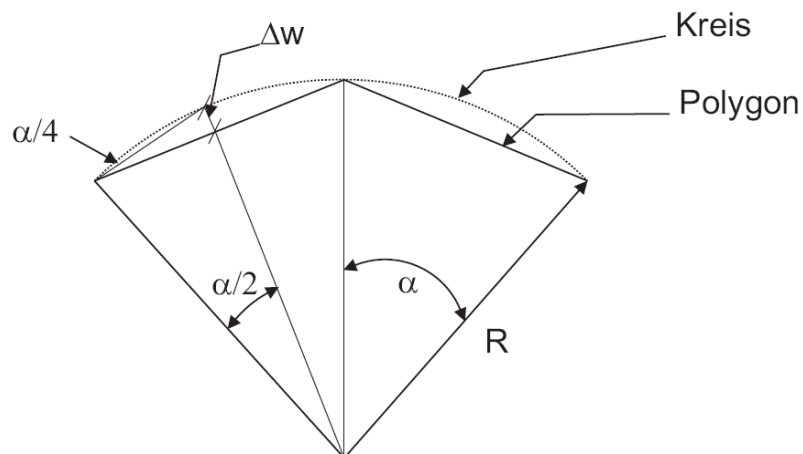


Abbildung 4-6: Definition des Stichmasses Δw als geometrische Abweichung des Polygons zum Kreis

Geometrische Anforderungen an die möglichst genaue Abbildung der Kreisgeometrie geben die Randbedingungen für mögliche Segmentwinkel vor. Die Abweichung zum Kreisring wird für die im Rahmen dieser Arbeit geführten Betrachtungen nach den Anforderungen in DIN 18202 [N.3] begrenzt. Dort sind zulässige Maßabweichungen gegeben. Das Stichmaß Δw (siehe Abbildung 4-6), welches durch das Einschneiden des Kreises durch ein Polygon entsteht, wird dort in Abhängigkeit von der Länge der Polygonkante begrenzt. So ist für nicht flächenfertige Wände ein Stichmaß von 10 mm bei einem Messpunktabstand von 1,0 m zulässig. Aus Gleichung (4.1) lässt sich für definierte Radien ein Segmentwinkel ermitteln, der die geometrischen Anforderungen nach [N.3] erfüllt.

$$\Delta w = \tan\left(\frac{\alpha}{4}\right) \cdot \sin\left(\frac{\alpha}{2}\right) \cdot R \quad (4.1)$$

Δw Stichmaß [mm]

α Segmentwinkel [°]

R Radius [mm]

Mit nachfolgender Beziehung kann der Segmentwinkel in eine erforderliche Anzahl an Polygonseiten (Teilungszahl) umgerechnet werden:

$$n = \frac{360^\circ}{\alpha} \quad (4.2)$$

n Teilungszahl [-]

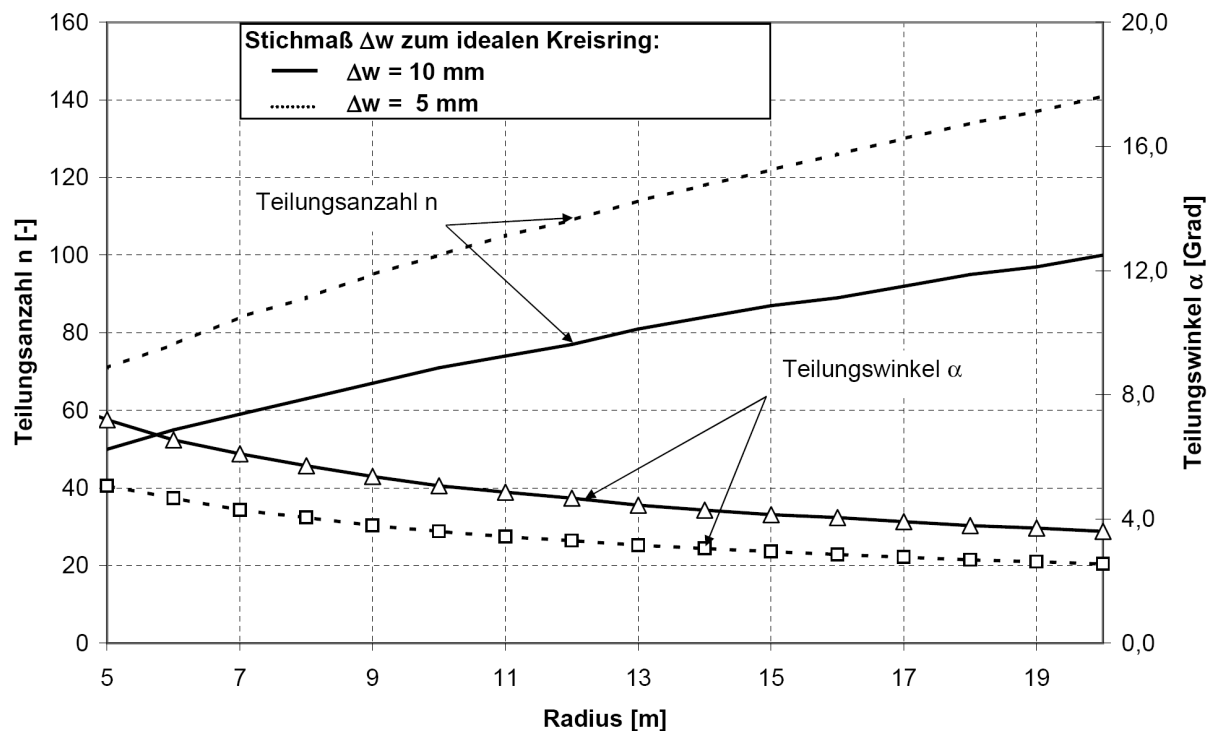


Abbildung 4-7: Erforderliche Teilungszahl zur Erfüllung der Toleranzen

Aus Abbildung 4-7 ist der Verlauf der erforderlichen Teilungszahl und des zugehörigen Teilungswinkels zur Gewährleistung eines Stichmaßes $\Delta w = 5$ mm und $\Delta w = 10$ mm dargestellt. Somit lässt sich ein genügend genaues Polygon in Abhängigkeit vom Radius des Systems entwickeln.

Der ermittelte Segmentwinkel hat einen direkten Einfluss auf die im Polygon entstehenden Beanspruchungen. Entsprechend den Verhältnissen bei rotationssymmetrischen Sonderschalungen wird festgelegt, dass die Belastung nicht als Linienlast am Polygon angreift, sondern über radial wirkende Einzellasten. Damit wird berücksichtigt, dass die Belastung lokal an der Verbindungsstelle zur Spante in den Ringträger eingeleitet wird.

Über den Umfang des Polygons rotationssymmetrisch wirkende Lasten erzeugen in den Stäben Normalkräfte. Deren Größe errechnet sich nach Gleichung (4.3).

$$N = \frac{P}{2 \cdot \sin\left(\frac{\alpha}{2}\right)} \tag{4.3}$$

N Normalkraft im Stab [kN]

P radiale Einzellast am Eckpunkt des Polygons [kN]

Die Normalkräfte bewirken eine Stauchung der Polygonkanten. Proportional zur Stauchung verkleinert sich der Radius. Alle Eckpunkte des Polygons bewegen sich radial nach innen. Tangentiale Verschiebungen treten unter linear-elastischen Verhältnissen nach Theorie I. Ordnung nicht auf.

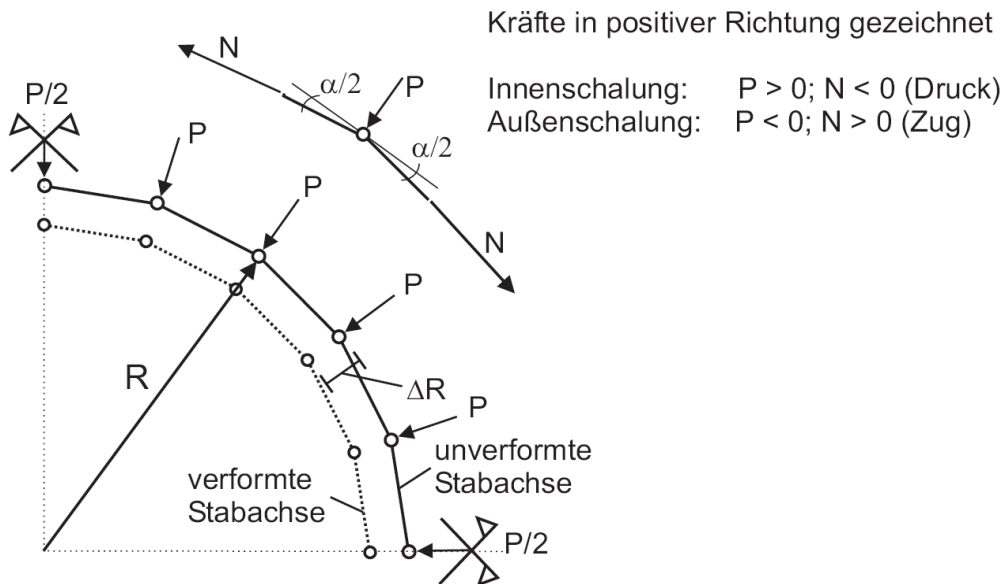


Abbildung 4-8: Verformung und Kräftegleichgewicht für das gelenkige Polygon unter rotationssymmetrischer Belastung

Die Federsteifigkeit des Rings kann nach der Beziehung:

$$C_{r, Polygon} = \frac{P}{\Delta R} = \frac{P}{\frac{N}{E \cdot A} \cdot R} = \frac{2 \cdot E \cdot A \cdot \sin\left(\frac{\alpha}{2}\right)}{R} = \frac{E \cdot A \cdot L_{Polygon}}{R^2} \quad (4.4)$$

$$C_{r, Polygon} = \frac{C_{r, Polygon}}{L_{Polygon}} = \frac{E \cdot A}{R^2}$$

E Elastizitätsmodul des Ringträgermaterials [MN/m²]

A Querschnittsfläche des Ringträgers [m²]

$L_{Polygon}$ Länge der Polygonkante [m]

ΔR Radiusverkürzung [m]

$C_{r, Polygon}$ diskrete radiale Ersatzfedersteifigkeit für ein regelmäßiges Polygon [MN/m]

$c_{r, Polygon}$ linienförmige radiale Ersatzfedersteifigkeit für ein regelmäßiges Polygon [MN/m²]

ermittelt werden.

In obiger Formel wurde der lineare Zusammenhang zwischen Ringstauchung und Radiusverkürzung nach Gleichung (4.5) berücksichtigt.

$$\frac{L_{Polygon} + \Delta L_{Polygon}}{L_{Polygon}} = \frac{R + \Delta R}{R} \quad (4.5)$$

$$\varepsilon = \frac{\Delta R}{R} \Rightarrow \Delta R = \varepsilon \cdot R = \frac{N}{E \cdot A} \cdot R$$

$$L_{Polygon} = 2 \cdot R \cdot \sin\left(\frac{\alpha}{2}\right)$$

$\Delta L_{Polygon}$ Verkürzung der Polygonkante [m]

ε Stauchung der Polygonkante [-]

Im Folgenden werden die Grenzlaster der Tragfähigkeit eines regelmäßigen gelenkigen Polygons erläutert.

Regelmäßiges gelenkiges Polygon – ohne elastische Stützung

Vorerst wird das Tragverhalten eines Polygons ohne eine Berücksichtigung von Vorverformungen betrachtet. An allen Eckpunkten des Polygons wirken gleich große Einzellasten in radialer Richtung. Das Polygon besitzt keine Auflagerpunkte. Die angreifenden Lasten stehen mit der Normalkraft in den Polygonstäben im Gleichgewicht. Mit einer Störung des Zustandes durch eine infinitesimal kleine radiale Verformung ändert sich der Winkel zwischen zwei Polygonstäben. Die Normalkräfte in den Stäben können wegen der veränderten Geometrie mit der angreifenden Last kein Gleichgewicht mehr bilden (vgl. Gleichung (4.3)). Eine Rückkehr in den Ausgangszustand ist nicht mehr möglich, es kommt zu einem Systemversagen. Somit liegt bei einer ungestützten Gelenkkette ein instabiles Gleichgewicht vor.

Regelmäßiges gelenkiges Polygon – mit elastischer Stützung

Ein stabiler Gleichgewichtszustand kann beim gelenkigen Polygon unter konstanter Last nur mit einer radialen Lagerung an den Eckpunkten des Polygons erreicht werden. Für das Gleichgewicht ist eine Stützung der Polygonkante bei radialer Verformung zur Außen- und Innenseite zu gewährleisten.

Das statische System des elastisch gestützten Polygons wird durch eine äquidistant gestützte Gelenkkette angenähert. Die für das gewählte System zugehörigen Grenzlasten wurden durch Link in [4.1] beschrieben.

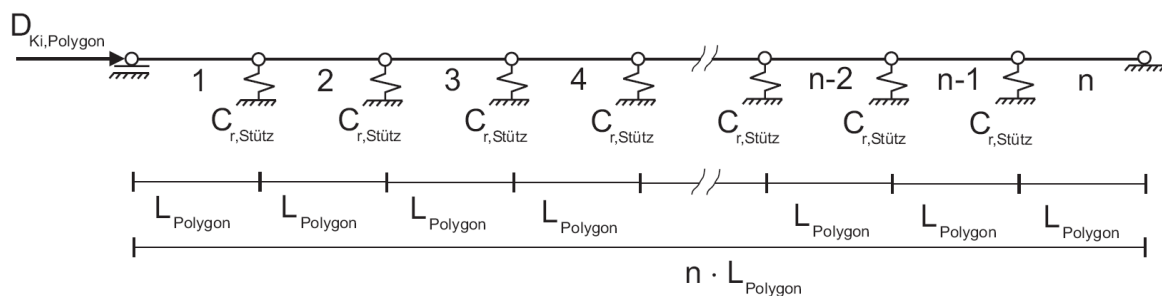


Abbildung 4-9: Statisches System und Belastung einer äquidistant gestützten Gelenkkette

Die Näherung zum Polygon besteht darin, dass der Winkel zwischen den einzelnen Polygonkanten vernachlässigt wird und die Beziehungen eine starre Lagerung am Anfang und Ende der Gelenkkette voraussetzen. In Abhängigkeit von der Anzahl der Teilabschnitte kann die Grenzlast der ersten Eigenform berechnet werden.

$$D_{K_i, \text{Polygon}} = \frac{C_{r, \text{Stütz}} \cdot L_{\text{Polygon}}}{2 \cdot \left(1 + \cos \frac{\pi}{n}\right)} \quad (4.6)$$

$D_{K_i, \text{Polygon}}$ Knicknormalkraft eines gelenkigen äquidistant gestützten Polygons

$C_{r, \text{Stütz}}$ diskrete radiale Auflagersteifigkeit für einen Ringträger [kN/m]

n Anzahl der Gelenkstäbe ($n \geq 2$)

Übertragen auf die Anzahl an Gelenkstäben bei rotationssymmetrischen Sonderschalungen ($n \gg 30$) nähert sich die Grenzlast dem Wert nach Gleichung (4.7).

$$D_{K_i, Polygon} = \frac{C_{r, Stütz} \cdot L_{Polygon}}{4} \quad (4.7)$$

$$P_{K_i} = C_{r, Stütz} \cdot R \cdot \sin\left(\frac{\alpha}{2}\right)^2 \quad (4.8)$$

P_{K_i} *Knicklast als Einzellast*

Die im Anwendungsfall vorhandenen Werte für die Teilungsanzahl von $n \geq 30$ erlauben die getroffenen Annahmen zur Anfangs- und Endauflagerung der Gelenkkette, da im betrachteten Knickbereich der Einfluss der starren Lagerungen nicht mehr maßgebend wird. Eine Bestätigung dieser Annahme findet sich in den Betrachtungen zum beidseitig gebetteten biegesteifen Kreisring (siehe Kapitel 4.1.2.3). Auch hier nähert sich die Knicklast bei entsprechender Länge des Kreisumfangs der des elastisch gebetteten Balkens mit starren Endauflagern.

4.1.2.2 Regelmäßiges Polygon mit Drehfederkopplung am Gelenk

Die Modellierung einer elastischen Drehfeder am Gelenkpunkt des Polygons bildet den Übergang zwischen dem gelenkigen polygonalen Kreisring zum biegesteifen Ring. Das Tragverhalten für rotationssymmetrische Belastung ist mit dem eines gelenkigen Polygons gleichzusetzen. Die zusätzliche Steifigkeit durch die Drehfederkopplung bewirkt ein Anwachsen der Grenzlasten im Stabilitätsfall. Den oberen Grenzwert der Knicklast bildet das biegesteife regelmäßige Polygon. Da eine Grenzwertbetrachtung für die unterschiedlichen Systeme im Rahmen dieser Arbeit durchgeführt wird, wird der Fall der Drehfederkopplung hier nicht näher betrachtet.

4.1.2.3 Biegesteifer Kreisring mit konstanter Krümmung

Die Form eines rotationssymmetrischen Bauwerkes wird in der horizontalen Ebene durch den Kreisring mit konstanter Krümmung beschrieben. Somit ist der Kreisring die Idealform, der sich das Polygon mit steigender Teilungszahl annähert.

Durch die Krümmung des Rings kann eine konstante Linienlast ausschließlich durch Normalkräfte momentenfrei abgetragen werden (Stützlinienlast).

Die Normalkraft im Ring errechnet sich nach der Kesselformel:

$$N = R \cdot p_r \quad (4.9)$$

R *Radius des Kreisrings [m]*

p_r *radiale Linienlast [kN/m]*

N *Normalkraft im Ring [kN]*

Die Normalkraft ist somit direkt proportional zum Radius des Kreisringträgers.

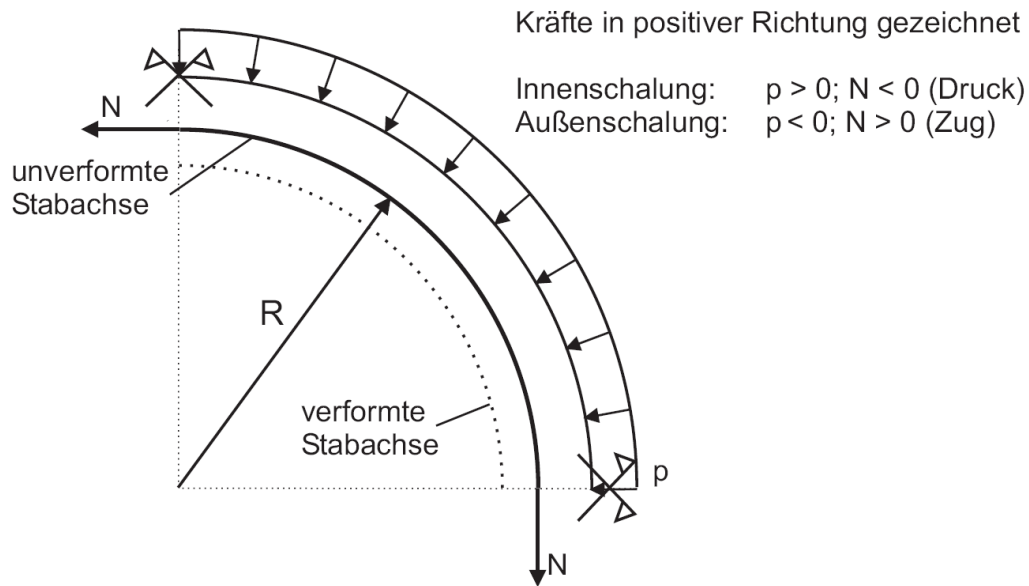


Abbildung 4-10: Kräfte und Verformung beim Kreisring mit konstanter Krümmung

Unter rotationssymmetrischer Belastung verformt sich der Ring durch eine Verkürzung des Radius (siehe Abbildung 4-10). Die Ringsteifigkeit für radiale Verformungen bildet die Auflagersteifigkeit für den Vertikalträger.

Die Steifigkeit einer Auflagerfeder erhält man analog zur Herleitung der Gleichungen (4.4) und (4.5):

$$C_{r, \text{Ring}} = \frac{E \cdot A}{R^2} \cdot e = c_{r, \text{Ring}} \cdot e \quad (4.10)$$

$C_{r, \text{Ring}}$ diskrete radiale Ersatzfedersteifigkeit für einen Kreisring [MN/m]

$c_{r, \text{Ring}}$ linienförmige radiale Ersatzfedersteifigkeit für einen Kreisring [MN/m²]

e Abstand der Vertikalträger [m]

Die Belastung des Kreisrings wird durch die aufnehmbaren Spannungen des gewählten Querschnittes und die Knicklast des Rings nach der Stabilitätstheorie begrenzt.

Das Verhalten eines Kreisringträgers nach Theorie II. Ordnung lässt sich in polaren Koordinaten durch die nachfolgende Differentialgleichung 6. Ordnung beschreiben (aus Petersen [4.2]):

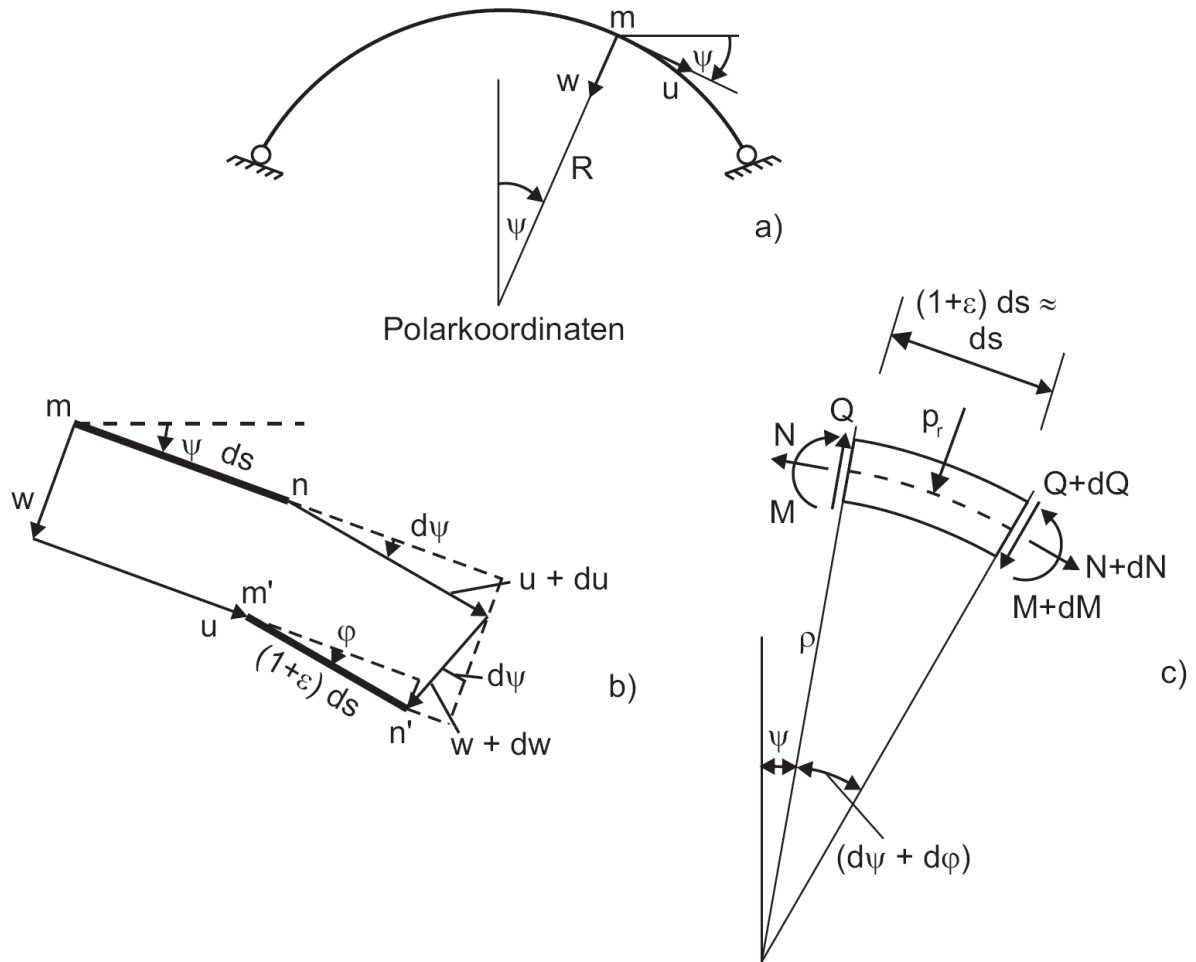


Abbildung 4-11: Kinematik (b) und Kräftegleichgewicht (c) für ein Kreisbogenelement (a) (nach Petersen [4.2])

$$u'''''' + 2 \cdot u'''' + u'' + \frac{p_r^0 \cdot R^3}{E \cdot I} \cdot (u'''' + u'') - \frac{r^3}{E \cdot I} \cdot \Delta p_r \cdot R = 0 \quad (4.11)$$

$$w = u'$$

$$u' = \frac{du}{d\psi}$$

$$p_r = p_r^0 + \Delta p_r$$

- I Flächenträgheitsmoment des Ringträgers
 u lokale Verformung des Ringträgers in tangentialer Richtung
 w lokale Verformung des Ringträgers in radialer Richtung
 $d\psi$ Änderung des Winkels im polaren Koordinatensystem
 ρ Stauchung des Radius
 p_r radiale Belastung des Kreisrings
 p_r^0 Anteil der Stützlinienlast an der radialen Belastung
 Δp_r Differenzanteil zur Stützlinienlast an der radialen Belastung

Die Grundgleichung (4.11) ermöglicht die Berechnung der Knicklasten radial belasteter Kreisringe und basiert auf folgenden Annahmen:

- Radius R ist konstant
- Biegesteifigkeit des Rings ist konstant
- Die Dehnungen ε der Bogenachse werden vernachlässigt

Letztere Annahme bewirkt eine Vereinfachung der kinematischen Beziehungen. Die radiale Verschiebung lässt sich dann durch die Veränderung der tangentialen Verschiebung ausdrücken. Bei nicht zu flachen Bogentragwerken (Bogenstich/Bogensehne $> 0,1$) kann die Dehnung der Bogenachse nach [4.2] vernachlässigt werden.

Zur Darstellung der Knicklast wird bei den untersuchten Kreisringssystemen der Knickbeiwert γ_{Ki} als Vorfaktor für das Verhältnis der Eingangsparameter EI und R verwendet:

$$p_{Ki} = \gamma_{Ki} \cdot \frac{E \cdot I}{R^3} \quad (4.12) \text{ a-c}$$

$$D_{Ki} = \gamma_{Ki} \cdot \frac{E \cdot I}{R^2}$$

$$\gamma_{Ki} = \frac{p_{r,Ki} \cdot R^3}{E \cdot I}$$

γ_{Ki} Knickbeiwert [-]

D_{Ki} Knicknormalkraft Kreisring [MN]

$p_{r,Ki}$ Knicklast als radiale Linienlast [MN/m]

Der Knickbeiwert dient als vergleichender Parameter für die Knicklasten unterschiedlicher Kreisringssysteme.

Traglast des ungebetteten biegesteifen Kreisrings

Als variierende Parameter treten beim ungebetteten Kreisring die Biegesteifigkeit EI und der Radius des Rings auf. Für den ungebetteten Kreisring unter konstanter Radiallast ergibt sich ein Knickbeiwert von $\gamma_{Ki} = 3,0$ (aus Petersen [4.2]).

Traglast des beidseitig gebetteten biegesteifen Kreisrings

Bei Berücksichtigung einer Linienlagerung erhöhen sich die Knicklasten des Kreisringträgers. Hierbei ist zwischen einer einseitigen und beidseitigen Bettung des Rings zu unterscheiden (siehe Kapitel 4.1.1).

Bei vorhandenen beidseitiger radialer Bettung werden die durch das Ausweichen des Rings entstehenden Federkräfte durch einen Summand in Gleichung (4.11) erfasst. Es wird ein lineares Anwachsen der Bettungskräfte mit der Verformung des Rings vorausgesetzt (Bettung nach Winkler).

Je nach Belastungsart ist zwischen normalentreuer, richtungstreuer und poltreuer Belastung zu unterscheiden.

$$\text{Poltreue Belastung} \quad u^{(6)} + (2 + \gamma_{Ki}) \cdot u^{(4)} + (1 + 2 \cdot \gamma_{Ki} + \delta_r) \cdot u^{(2)} = 0 \quad (4.13) \text{ a}$$

$$\text{Richtungstreue Belastung} \quad u^{(6)} + (2 + \gamma_{Ki}) \cdot u^{(4)} + (1 + 2 \cdot \gamma_{Ki} + \delta_r) \cdot u^{(2)} + \gamma_{Ki} \cdot u = 0 \quad (4.13) \text{ b}$$

$$\text{Normaltreue Belastung} \quad u^{(6)} + (2 + \gamma_{Ki}) \cdot u^{(4)} + (1 + \gamma_{Ki} + \delta_r) \cdot u^{(2)} = 0 \quad (4.13) \text{ c}$$

Da der einwirkende Frischbetondruck lotrecht zur Schalungsfläche wirkt, ist dieser analog zum hydrostatischen Druck von Flüssigkeiten eine normalentreue Belastung.

Der zusätzliche Parameter der elastischen Bettung wird auf die Biegesteifigkeit und den Radius normiert

$$\delta_r = \frac{c_{r,Stütz} \cdot R^4}{E \cdot I} \quad (4.14)$$

δ_r Bettungsparameter [-]

$c_{r,Stütz}$ Linienbettung eines Kreisrings [MN/m²]

und bei der Darstellung der Knicklasten berücksichtigt. Mit steigendem Einfluss der Ringbettung erhöht sich bei konstanter Biegesteifigkeit der Wert für δ_r . Ein Anwachsen des Parameters δ_r bedeutet eine größere Anzahl an Beulwellen und damit eine Erhöhung der Knicklast.

Für den Kreisring unter radialer Bettung $c_{r,Stütz}$ sind die Knickbeiwerte in Petersen [4.2] zusammengestellt. Aus dem Knickbeiwert kann die Knicklast in Abhängigkeit von der Anzahl der Halbwellen m abgeleitet werden. Durch Iteration der Halbwellenzahl ist die kleinste Knicklast maßgebend.

$$D_{Ki,beidseitig} = (m^2 - 1) \cdot \frac{E \cdot I}{R^2} + \frac{1}{(m^2 - 1)} \cdot c_{r,Stütz} \cdot R^2 \quad (4.15)$$

$D_{Ki,beidseitig}$ Knicknormalkraft für einen Kreisring mit beidseitiger Bettung

m Anzahl der Halbwellen beim Ausbeulen des Kreisrings

Durch eine Extremwertbetrachtung obiger Gleichung (Anhang Kapitel 9.1) lässt sich ein Minimum der Halbwellenzahl in Abhängigkeit von der Ringsteifigkeit, des Radius und der Ringbettung ermitteln. Setzt man den zum Minimum korrespondierenden Wert für m in die Gleichung für die Knicklast ein vereinfacht sich die Gleichung (4.15) zu:

$$D_{Ki,beidseitig} = 2 \cdot \sqrt{c_{r,Stütz} \cdot E \cdot I} \quad (4.16)$$

Die Ganzzahligkeit der Beulwellen geht durch die Gleichung verloren.

Die gefundene Beziehung entspricht der unteren Einhüllenden der Verzweigungslast eines elastisch gebetteten Stabes mit starren Endauflagern (Engesser-Problem). Mit

fortschreitender Länge des gebetteten Balkens nähert sich die Verzweigungslast der Einhüllenden an.

Traglast des einseitig gebetteten biegesteifen Kreisrings

Im Gegensatz zur beidseitigen Bettung des Rings entfällt bei einseitiger Bettung die Stützung bei einer Verformung des Rings zur Innenseite. Die Voraussetzungen für den Ansatz einer einseitigen Bettung wurden in Kapitel 4.1.1 dargestellt.

Für die Berechnung der Traglasten von Schacht-, Stollen- und Tunnelauskleidungen wurde in verschiedenen Arbeiten die Fragestellung zur Grenzlast des einseitig gebetteten Kreisrings theoretisch untersucht.

Die Beullast eines einseitig gebetteten Kreisrings wurde von Hain in [4.3] ermittelt. Im Vergleich zu vorangegangenen Untersuchungen anderer Autoren ist die Vereinfachung einer dehnungslosen Mittellinie des Kreisrings nicht getroffen worden. Es ergibt sich bei Berücksichtigung der Symmetrie und den Übergangsbedingungen von gebetteten zum sich ablösenden Bereich des Rings ein System von Lösungsgleichungen. Aufgrund der Unbekanntheit der Größe des sich ablösenden Bereichs erhält man ein Eigenwertpaar bestehend aus dem Winkel des ablösenden Bereichs und der zugehörigen Knicklast. Das Eigenwertpaar, welches die Übergangsbedingungen erfüllt und die niedrigste Knicklast liefert, bildet die Lösung der Knickdifferentialgleichung.

Wesentliche Erkenntnis aus den Untersuchungen war die Beobachtung, dass das Stabilitätsversagen des Rings durch ein Ablösen an einer Stelle (einwelliges Beulen) die geringste und damit maßgebende Knicklast ergibt. Weiterhin wurde festgestellt, dass sich die Abweichungen zur Annahme eines dehnungslosen Ausknickens mit ansteigendem Bettungswerten vergrößern. So erhöhen sich die Knicklasten bei einem dehnungslosen Ring mit wachsender Bettungszahl ins Unendliche.

Falter untersuchte in [4.4] den einseitig gebetteten Kreisring unter Berücksichtigung großer Verschiebungen und Verdrehungen. Das Tragverhalten lässt sich durch ein System an Differentialgleichungen 1. Ordnung beschreiben. Die Berücksichtigung von großen Verschiebungen und Verformungen in den gefundenen Beziehungen ermöglicht das Verhalten einseitig gebetteter Ringe auch nach Überschreiten der Grenzlasten (überkritischer Bereich) zu untersuchen. Unter Verwendung numerischer Verfahren wurde das Gleichungssystem lösbar. In Abbildung 4-12 ist die Lastverformungskurve aus einer Parameterstudie für einseitig gebettete Kreisringe unter normalentreuer Belastung dargestellt. Die maximale Verformung des Kreisrings zur Innenseite wurde im Diagramm auf den Kreisradius R bezogen.

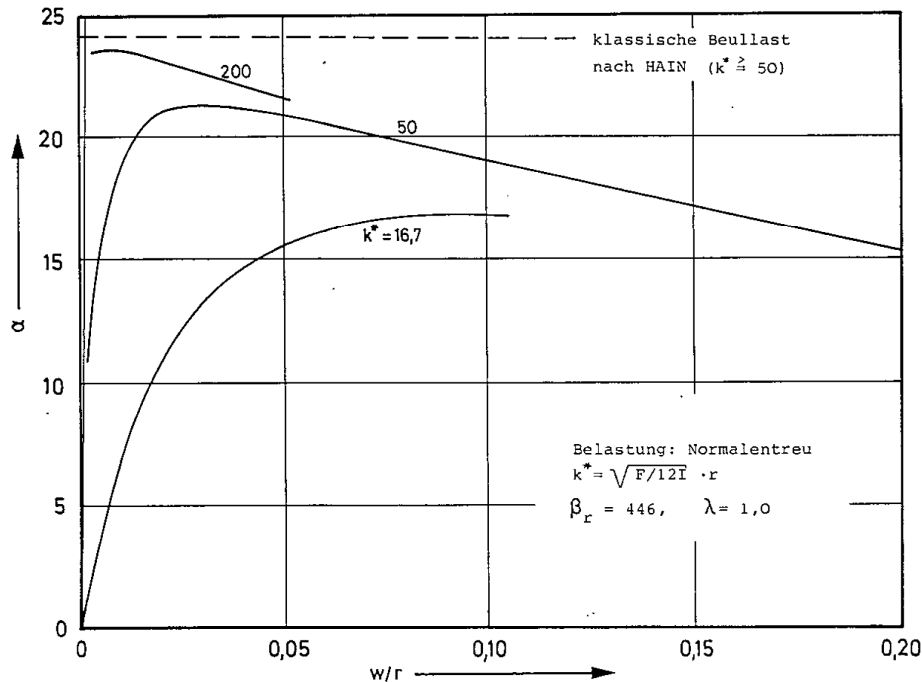


Abbildung 4-12: Grenzlasten für den einseitig gebetteten Kreisring unter normalentremen Belastung nach Falter [4.4]

Der Verlauf des Knickbeiwertes γ_{ki} (in Abbildung 4-12 mit α bezeichnet) fällt nach Erreichen einer extremalen Verformung stetig ab. Da es zu keinem weiteren Anstieg im Verlauf und damit zu keiner zweiten Gleichgewichtslage kommt, liegt kein Durchschlagen des Rings im Versagensfall vor, wie es eigentlich für flache Bögen typisch wäre.

Bei einer Erhöhung der Dehnsteifigkeit zur Biegesteifigkeit (in Abbildung 4-12 mit k^* bezeichnet) nähern sich die Kurven den Beullasten nach Hain an. Des Weiteren verschiebt sich das Maximum der Kurve in Richtung kleinerer Verschiebungen. Dies bedeutet, dass einseitig gebettete Ringe empfindlich auf Vorverformungen reagieren.

Eine Erweiterung der Fragestellung auf die Unterbrechung der Biegesteifigkeit des Rings durch Gelenke wurde von Hain und Falter [4.5] geführt. Der Verlauf des Knickbeiwertes mit ansteigender Bettungszahl δ_r wurde für unterschiedliche Gelenkanzahlen m gegenübergestellt. In Abbildung 4-13 entspricht der Parameter α dem Knickbeiwert γ_{ki} und β dem Bettungsparameter δ_r . Mit n ist die Anzahl der Symmetrieachsen beim Ausbeulen des Rings bezeichnet. Einwelliges Beulen bedeutet einen Wert $n = 1$.

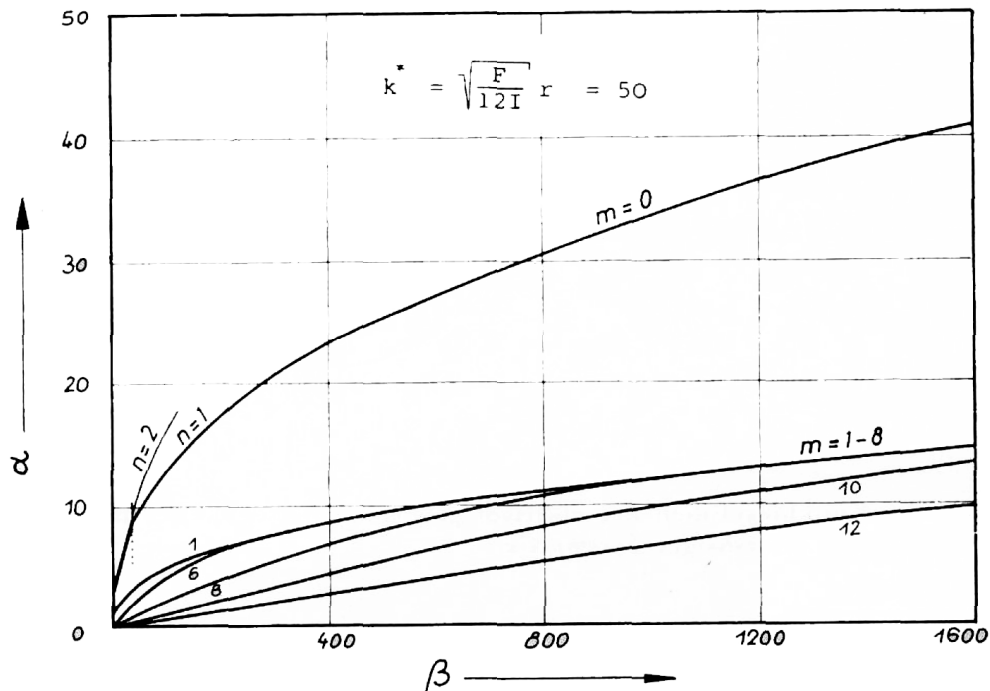


Abbildung 4-13: Kritische Lasten des einseitig gebetteten Rings mit m Gelenken (aus Hain, Falter [4.5])

Ergebnis der Untersuchungen war, dass ein Gelenk im Kreisring die Knicklast im Verhältnis zum einseitig gebetteten Ring mit 55 % - 70 % erheblich reduziert. Das Gelenk wurde bei den Berechnungen im Bereich des sich ablösenden Rings modelliert. Bei einer Erhöhung der Anzahl m auf bis zu sechs Gelenke, bleibt der Verlauf der Knicklasten unter Annahme einer über den Umfang gleichmäßigen Verteilung der Gelenke nahezu unverändert. Ab einer Anzahl von acht Gelenken nähert sich die Kurve einem linearen Verlauf. Dies wird dadurch begründet, dass bei einer Erhöhung der Anzahl die zusätzlichen Gelenke sich immer mehr dem ablösenden Bereich nähern. Die Einspannung des sich ablösenden Kreises in den benachbarten gebetteten Bereich wird dadurch verringert. Die Biegesteifigkeit des Rings verliert an Bedeutung. Den Grenzfall bildet eine Gelenkkette.

Als entscheidender Parameter für die Höhe der Grenzlast wurde auch hier die Größe der Vorverformungen erkannt. Durch die Vorverformung tritt das einwellige Beulen bereits unter geringeren Lasten auf.

Ein Näherungsverfahren zur Ermittlung einer Knicklast für den einseitig gebetteten Kreisring wurde von Sonntag [4.6] entwickelt. Dabei wird der Kreisring durch ein regelmäßiges biegesteifes Polygon angenähert. Die Belastung und die Bettung des Rings wird linienförmig angesetzt.

Für das Polygon wird die Beullast durch Gleichgewichtsbetrachtungen in der ausgelenkten Lage gefunden. Ein Vergleich der exakten Lösung für den einseitig gebetteten Kreisring durch Hain in [4.3] mit den Ergebnissen von Sonntag ergibt, dass die Werte von Sonntag etwa 20 % unterhalb der genauen Rechnung liegen (siehe Abbildung 4-14). Verglichen wurden die Werte für das Beulen einer Einzelwelle. Zur nachfolgenden Darstellung des Unterschiedes verschiedener Lagerbedingungen eines Kreisrings wird die Abweichung zur exakten Lösung akzeptiert und das Näherungsverfahren von Sonntag angewendet.

Die Beziehung für den Knickbeiwert bei einseitiger Bettung und einwelligem Beulen ermittelt sich nach Sonntag wie folgt:

$$\gamma_{ki} = m^2 + \delta_r \cdot \frac{\pi^2}{48 \cdot m^2} \cdot [(1-x)^2 \cdot (2+x)] \quad (4.17) \text{ a-d}$$

$$x = C - \sqrt{C^2 - 1}$$

$$C = 1 + \frac{2 \cdot \zeta}{m + \zeta \cdot (m-1)}$$

$$\zeta = \frac{E \cdot A}{R^2 \cdot c_{r,Stütz}} = \frac{c_{r,Ring}}{c_{r,Stütz}} = \frac{R^2}{i^2 \cdot \delta_r}$$

m Länge der Einzelwelle als Bruchteil des Umfangs

γ_{ki}, δ_r nach Gleichung (4.12) c und (4.14)

$i = \sqrt{\frac{I}{A}}$ Trägheitsradius des Ringquerschnittes

Zur Veranschaulichung der unterschiedlichen Tragsysteme für den gekrümmten Kreisring ist in Abbildung 4-14 der Verlauf des Knickbeiwertes γ_{ki} für die beschriebenen Fälle im Anwendungsbereich Tunnelbau dargestellt.

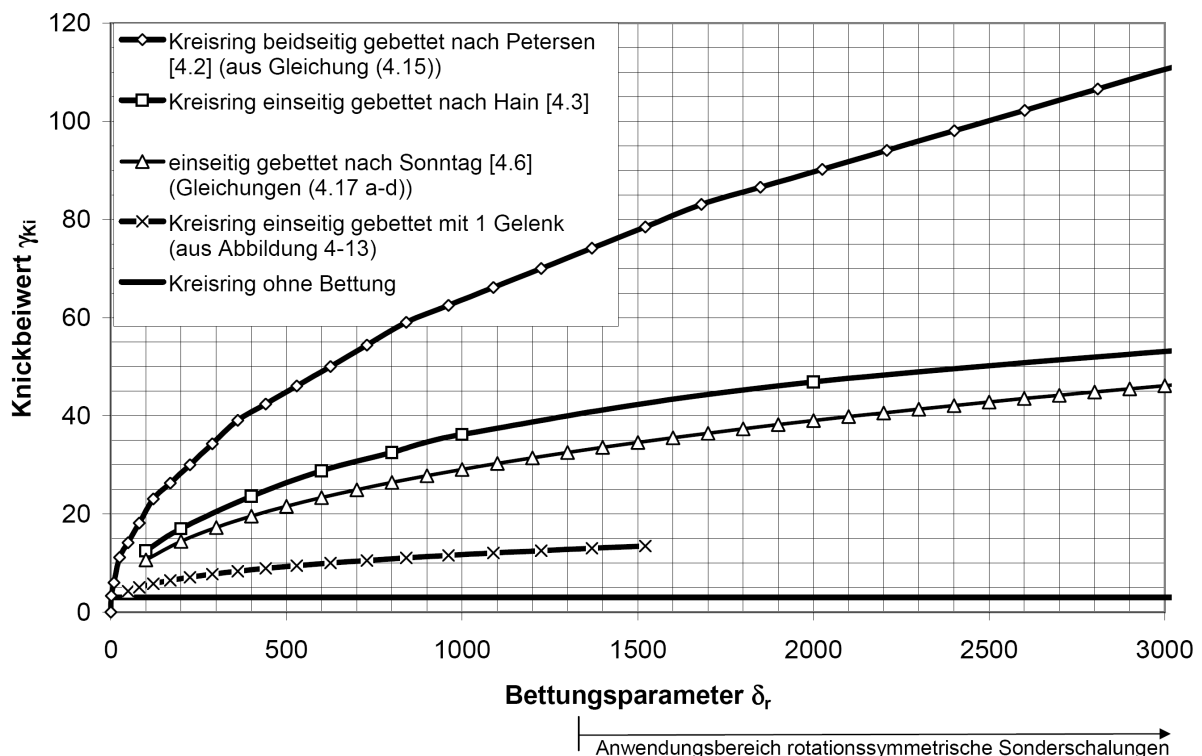


Abbildung 4-14: Verlauf des Knickbeiwertes mit unterschiedlichen Kreisringbettungen

Die in Abbildung 4-14 dargestellten Ergebnisse dienen einem qualitativen Vergleich der einzelnen Systeme. Überträgt man das Modell auf die Situation bei rotationssymmetrischen Sonderschalungen liegen die Bettungsparameter weitaus höher als beim Anwendungsbereich Tunnelbau (siehe Tabelle 4-1). Bei rotationssymmetrischen Sonderschalungen kommen für die Ringträger üblicherweise Stahlhohlprofile zur

Anwendung. Für die Ermittlung der Dehnsteifigkeit des Ringträgers wurden die Querschnittswerte eines quadratischen Hohlprofils 80 x 6 gewählt.

Eingangswert	Symbol [Einheit]	Wert
Radius der Schalung	R [m]	6,0 (10)
quadratisches Hohlprofil 80 x 6	A [cm ²]	17,4
	I [cm ⁴]	156
Bettung durch Spante (IPE 160, Einfeldträger, Spannweite L = 4,0 m, Abstand der Spanten e = 1,0 m)	c _{r,Stütz} [MN/m ²]	0,41
Bettungsparameter	δ _r [-]	1625 (12515)
Bettungsparameter nach (4.17) d	ζ [-]	24,7 (8,9)

Tabelle 4-1: Zahlenbeispiel zum Anwendungsbereich rotationssymmetrischer Sonderschalungen

In Abbildung 4-15 ist der Knickbeiwert für einseitige und beidseitige Bettung für den Anwendungsbereich rotationssymmetrische Sonderschalungen dargestellt. Der Knickbeiwert für einseitige Bettung wurde nach dem Näherungsverfahren von Sonntag ermittelt.

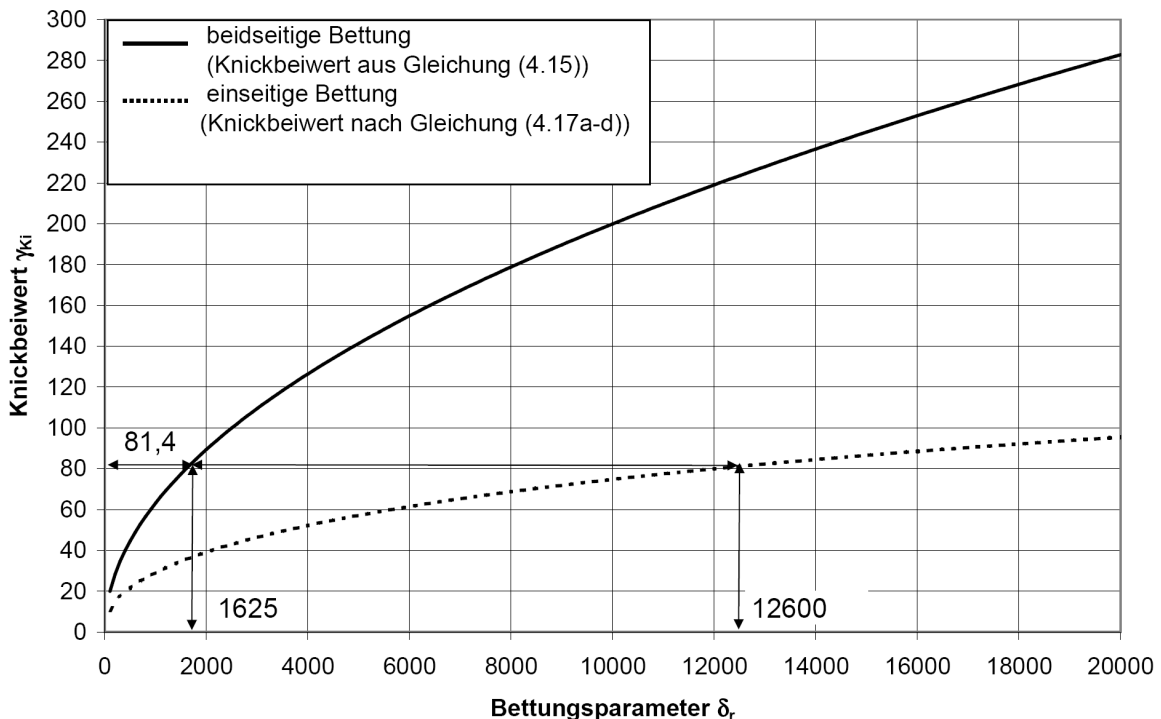


Abbildung 4-15: Knickbeiwert für einseitige und beidseitige Bettung im Anwendungsbereich rotationssymmetrischer Sonderschalungen

Für das Beispiel nach Tabelle 4-1 lässt sich bei einer Schalung mit einem Radius von 6,0 m ein Vergleich der Bettungssteifigkeiten zwischen einseitiger und beidseitiger Bettung herstellen. Aus Abbildung 4-14 liest man für die bezogene Bettungszahl von $\delta_r = 1625$ einen Knickbeiwert $\gamma_{Ki} = 81,4$ ab. Um den gleichen Knickbeiwert bei einseitiger Bettung zu erhalten müsste eine bezogene Bettungszahl von $\delta_r = 12600$ vorliegen. Das bedeutet, dass die radiale Bettung $c_{r,Stütz}$ für eine Verformung zur Außenseite, bei gleicher Biegesteifigkeit und gleichem Radius, um den Faktor 155 höher liegen muss als bei beidseitiger Bettung.

4.1.2.4 Vergleich der unterschiedlichen statischen Systeme

Unter rotationssymmetrischer Last ist die Ersatzfedersteifigkeit des Polygons $c_{r,polygon}$ gleich der des Kreisrings $c_{r,ring}$ mit konstanter Krümmung.

Unterschiede zeigen sich in der Größe der Knicklast beider Systeme. Nachfolgend sollen die Knicklasten eines gelenkigen Polygons mit dem eines Kreisrings mit konstanter Krümmung verglichen werden. Dabei werden die Knicklasten unter Ansatz einer beidseitigen Bettung nach Gleichung (4.7) und (4.16) ins Verhältnis gesetzt:

$$\frac{D_{Ki,Polygon}}{D_{Ki}} = \frac{1}{8} \cdot \sqrt{\frac{c_{r,Stütz}}{E \cdot I}} \quad (4.18)$$

$$\text{mit } c_{r,Stütz} = \frac{C_{r,Stütz}}{L_{Polygon}}$$

Aus der Gleichung (4.18) kann das Grenzsteifigkeitsverhältnis zwischen Biegesteifigkeit und Bettung ermittelt werden, bei welchem die Knicklast des Polygons gleich der des Kreisrings ist.

$$\frac{1}{8} \cdot \sqrt{\frac{c_{r,Stütz}}{E \cdot I}} = 1 \quad (4.19)$$

$$c_{r,Stütz} = 64 \cdot E \cdot I$$

Im betrachteten Anwendungsbereich rotationssymmetrischer Sonderschalung wird dieser Grenzwert nicht annähernd erreicht. Beispielsweise wäre mit den Werten nach Tabelle 4-1 eine Stützung des Rings/Polygons mit einer Federsteifigkeit von $c_{r,Stütz} = 21 \text{ MN/m}^2$ notwendig, um Gleichung (4.19) zu erfüllen. Das Verhältnis der Knicklasten beider Ringsysteme liegt bei einer Bettung nach Tabelle 4-1 gemäß Gleichung (4.18) bei 0,14. Dies bedeutet, dass die Knicklast des äquidistant elastisch gestützten gelenkigen Polygons 14% der Knicklast des biegesteifen Rings entspricht.

Der Einfluss der Biegesteifigkeit wirkt sich somit deutlich auf die Knicklast von Ringträgern bei rotationssymmetrischer Belastung aus. Bei den Untersuchungen zum Einfluss von Momentengelenken auf die Knicklasten von einseitig gebetteten Ringträgern durch Hain/Falter [4.5] wurde der Abfall in den Knicklasten bei Einführung eines Gelenkes und damit einer Schwächung der Biegesteifigkeit aus den Ergebnissen erkennbar.

4.1.3 Tragverhalten der Ringträger unter nicht-rotationssymmetrischer Belastung

Das unterschiedliche Tragverhalten von rotationssymmetrischen Schalungen und Rundschalungen mit modularem Tragverhalten wird vor allem bei nicht-rotationssymmetrischer Belastung deutlich. Wirkt bei Schalungen mit modularem Tragverhalten ein über den Umfang nicht-rotationssymmetrisches Lastbild, werden die lokal erhöhten Beanspruchungen in den jeweiligen Schalungssegmenten aufgenommen. Es entstehen dort höhere Biegemomente in den Schalelementen und größere Kräfte in den Ankern bzw. in den Stützböcken. Bei ausreichender Tragreserve in den jeweiligen Elementen werden diese höher ausgenutzt, das Tragverhalten des Gesamtsystems bleibt jedoch unverändert.

Auch bei rotationssymmetrischen Sonderschalungen entstehen bei nicht-rotationssymmetrischer Belastung an den Vertikalträger lokal höhere Beanspruchungen. Da ein Kräftegleichgewicht im Bereich mit der erhöhten Belastung durch einen Kräfteausgleich mit der Außenschalung nicht gefunden werden kann, sind zusätzliche Auflager notwendig.

Ein Kräfteausgleich kann mit der äquivalenten Mehrbelastung an der Außenschalung über eine Druckübertragung durch den erstarrten Beton erfolgen (siehe Abbildung 4-3). Hierfür ist eine Weiterleitung der Belastung durch den Ringträger in die gebetteten Bereiche notwendig. Die daraus entstehenden Verformungen des Ringträgers beeinflussen das Tragverhalten der Gesamtkonstruktion. Hier ist wiederum zwischen den Tragsystemen 1 und 2 nach Abbildung 4-4 zu unterscheiden. Sind keine weiteren horizontalen Auflager vorhanden (Tragsystem 1) begrenzt die Tragfähigkeit der Ringträger die Tragfähigkeit des Gesamtsystems. Liegt das Tragsystem 2 für die Vertikalträger vor, können die zusätzlichen Lasten aus der nicht-rotationssymmetrischen Belastung in den zu den Ringträgern zusätzlichen Auflagerpunkten aufgenommen werden. Die Verformung der Ringträger bestimmt in diesem Fall die Größe der Beanspruchung in den Vertikalträgern. Diese erhöht sich, wenn die Ringträger an Steifigkeiten gegenüber den zusätzlichen Auflagerpunkten verlieren.

Analog zu den Betrachtungen unter rotationssymmetrischer Last wird nun in Abhängigkeit vom vorliegenden statischen System des Ringträgers, das Tragverhalten für nicht-rotationssymmetrische Belastungen beschrieben.

4.1.3.1 Regelmäßiges gelenkiges Polygon

Beim System des regelmäßigen gelenkigen Polygons entsteht eine nicht-rotationssymmetrische Belastung durch Einzellasten, die nur in einem Teilsegment des Polygons wirken. Der Angriffspunkt der Einzellast befindet sich am Gelenk, d.h. an der Ecke des Polygons.

Verformungsverhalten unter nicht-rotationssymmetrischer Last

In den an das belastete Gelenk angrenzenden Stäben entsteht durch die vorhandene Belastung eine Normalkraft. Am benachbarten unbelasteten Gelenk ist eine Stützkraft des Betons in Größe der einwirkenden Einzellast notwendig, um das Gleichgewicht in den dort anliegenden Stäben herzustellen. Durch die fehlende Biegesteifigkeit in der Verbindung zweier Polygonkanten ist eine Weiterleitung der lokal wirkenden Kräfte über das Gelenk hinaus nicht möglich.

Im Gegensatz zur Situation bei rotationssymmetrischer Belastung verformt sich nur der belastete Gelenkpunkt radial nach innen (siehe Abbildung 4-16). Die unbelasteten

Gelenkpunkte erfahren je nach Steifigkeit der Stützung eine Verformung nach außen. Bei rotationssymmetrisch wirkender Belastung bewegen sich die Gelenkpunkte in radialer Richtung ausschließlich nach innen.

Eine steife Stützung des Polygons hat eine überwiegend tangentielle Verformung u des unbelasteten Gelenks aufgrund der Stauchung des unbelasteten Polygonteils zur Folge.

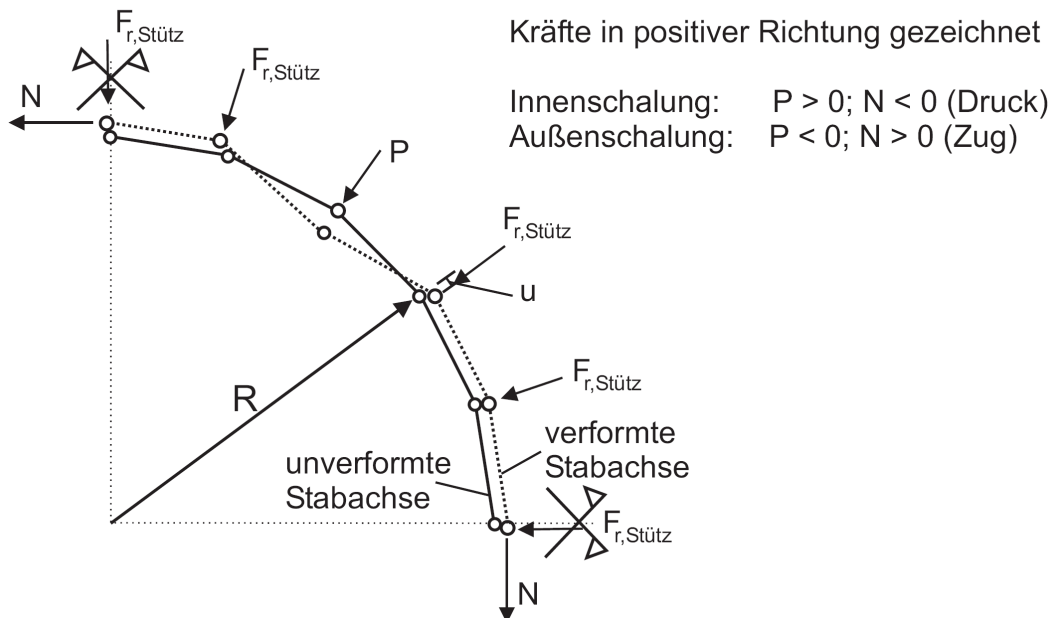


Abbildung 4-16: Verformung und Kräftegleichgewicht für das gelenkige Polygon unter nicht-rotationssymmetrischer Belastung

Teilsystem Spreizwerk

Für die rechnerischen Untersuchungen zum Tragverhalten des polygonalen Kreisrings wird das Teilmodell eines flachen Spreizwerkes aus dem Ring herausgelöst (siehe Abbildung 4-17). Am Teilmodell wird die Stützkraft des Rings unter nicht-rotationssymmetrischer Last erläutert.

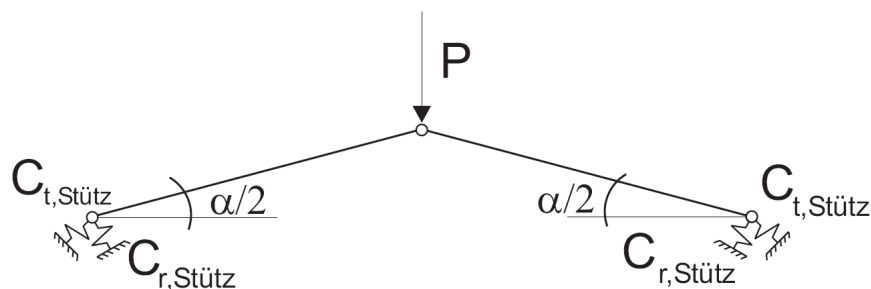


Abbildung 4-17: Statisches System Spreizwerk

Am Fußpunkt des Spreizwerkes werden die angeschlossenen Stäbe des abgetrennten Ringteils durch Senkfedern mit der Federkonstante $C_{t,Stütz}$ in Richtung des benachbarten Stabes ersetzt. In radialer Richtung wirkt am Fußpunkt die Federsteifigkeit $C_{r,Stütz}$ der Spante.

Bei Verformungen zur Außenseite des Rings ist beim Tragsystem 2 als unterer Grenzwert die Steifigkeit des Vertikalträgers vorhanden. Eine höhere Steifigkeit entsteht beim Ansatz einer Stützung durch den in der Schalung befindlichen Frischbeton. Überlegungen zum Ansatz einer Stützwirkung durch den Beton wurden in Kapitel 4.1.1 geführt. Anhand einer Variation der radialen Auflagersteifigkeit wird deren Einfluss auf das Tragverhalten verdeutlicht.

Die tangential wirkende Senkfeder bildet den Ersatz für den abgeschnittenen unbelasteten Teil des Polygons. Dieser wird aufgrund der einwirkenden Normalkraft gestaucht und erfährt eine Aufweitung in Abhängigkeit von der Nachgiebigkeit der radialen Stützungsunkte. Für die Ermittlung der Stabilitätslasten von eingebetteten biegeweichen Rohren wurden von Klöppel/Glock in [4.7] Beziehungen für die Ersatzfedersteifigkeiten des unbelasteten Rohrteils angegeben. Anhand der dort gefundenen Beziehungen wird die Ersatzfeder für das Spreizwerk ermittelt. Die Herleitung der Gesamtfedersteifigkeit $C_{t,Stütz}$ ist im Anhang unter Kapitel 9.2.1 beschrieben.

Um das Tragverhalten des Teilsystems richtig zu erfassen sind die Verformungen bei der Ermittlung der Kräfte zu berücksichtigen. Die Ansätze zu Kinematik und Gleichgewicht des Spreizwerkes sind in Kapitel 9.2 des Anhangs dargestellt. Es ergibt sich für den Zusammenhang zwischen Last und Verformung folgende Beziehung:

$$P_D = \frac{2 \cdot C_{r,Stütz} \cdot L_{Polygon} \cdot \sin\left(\frac{\alpha}{2} - \varphi\right) \cdot \cos\left(\frac{\alpha}{2}\right) \cdot \left[\cos\left(\frac{\alpha}{2} - \varphi\right) - \cos\left(\frac{\alpha}{2}\right) \right]}{C_{r,Stütz} / C_{t,Stütz} \cdot \cos\left(\frac{\alpha}{2} + \varphi\right) \cdot \cos(1,5 \cdot \alpha) + \sin\left(\frac{\alpha}{2}\right) \cdot \sin(\alpha + \varphi)} \quad (4.20)$$

P_D Durchschlagslast des Spreizwerkes [kN]

$C_{r,Stütz}$ diskrete radiale Auflagersteifigkeit für einen Ringträger [kN/m]

$C_{t,Stütz}$ diskrete tangential Ersatzfedersteifigkeit für den rotationssymmetrisch belasteten Teil eines Ringträgers [kN/m]

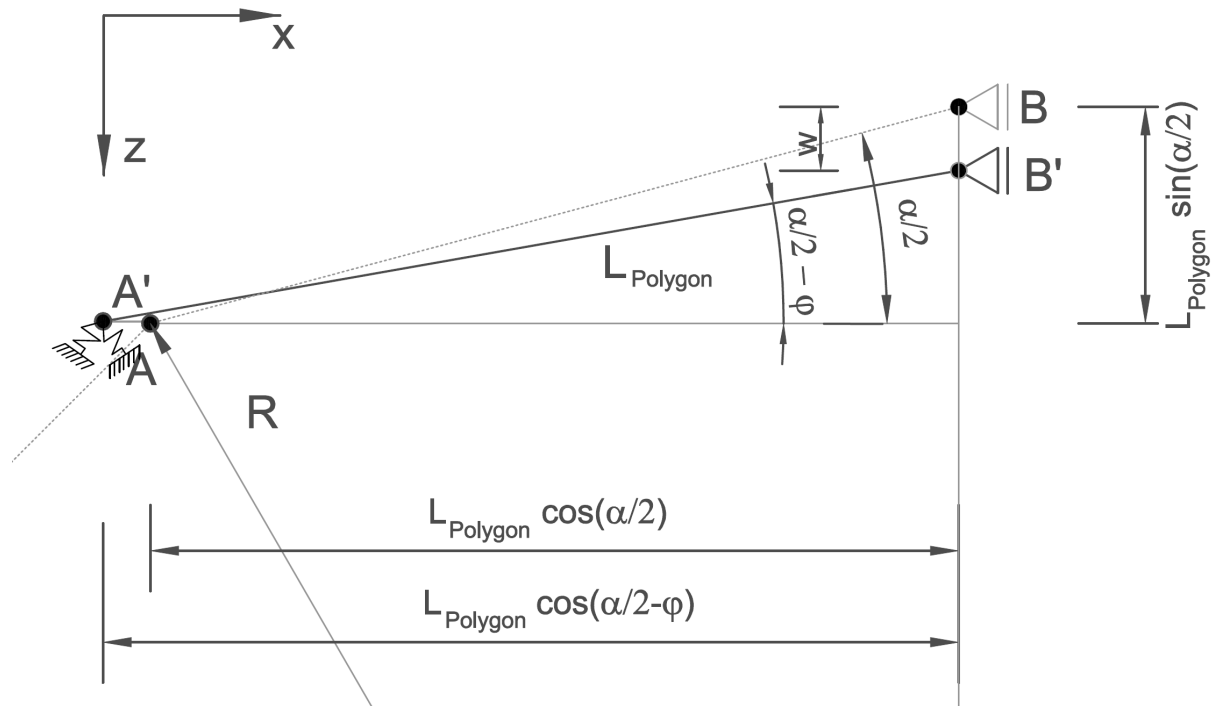


Abbildung 4-18: Geometrie des Spreizwerks am halben System (AB Grundzustand, A'B' ausgelenkte Lage)

Die Scheiteldurchsenkung w (siehe Abbildung 4-18) lässt sich aus der Verdrehung φ des Fachwerkstabes und den Federdurchsenkungen ermitteln (siehe Anhang Kapitel 9.2.2). In Abbildung 4-19 ist der qualitative Verlauf einer Lastverformungskurve für ein flaches Spreizwerk eingezeichnet.

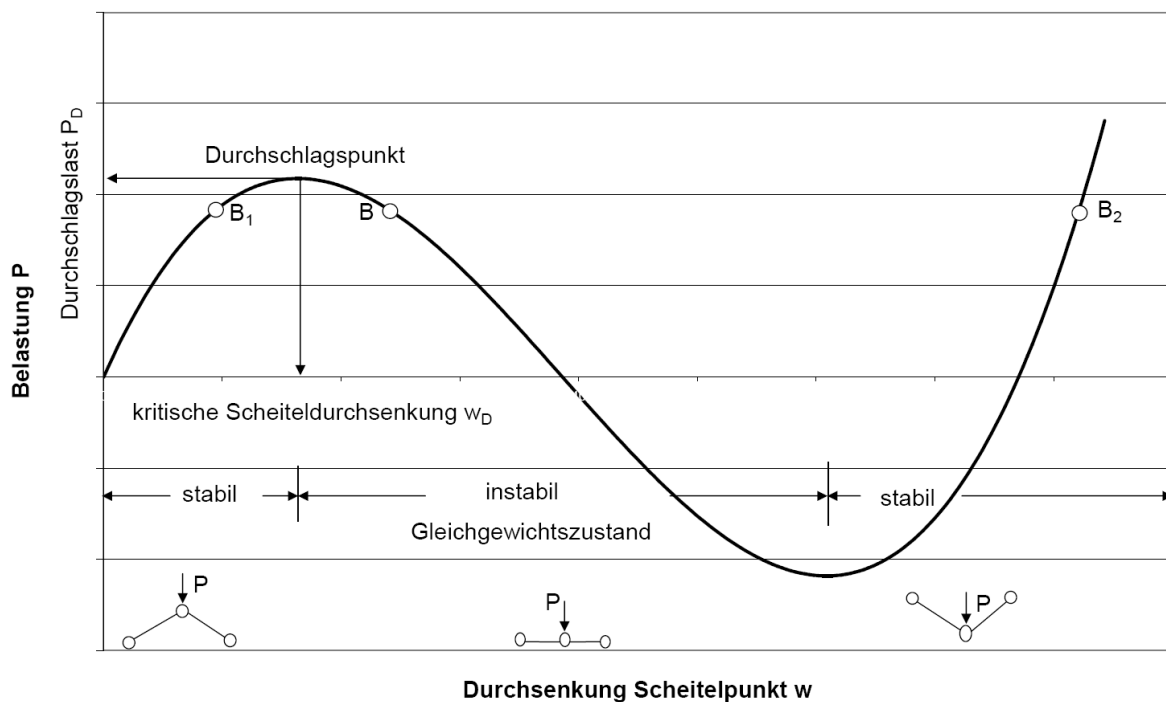


Abbildung 4-19: Lastverformungskurve (qualitativ) eines Durchschlagproblems

Der Zusammenhang zwischen Verformung und einwirkender Kraft zeigt eine Mehrdeutigkeit, es liegt somit ein Stabilitätsproblem vor. Da die Kraft-Verformungskurve Extrema besitzt, wird das Stabilitätsproblem in Anlehnung an den mechanischen Vorgang als Durchschlagproblem bezeichnet.

Bei einer Erhöhung der am Scheitelpunkt wirkenden Kraft senkt sich dieser nichtlinear bis zum Erreichen des Durchschlagpunktes. Bis dahin kann das System als stabil bezeichnet werden, d.h. bei einer infinitesimal kleinen Änderung des Systems kehrt dieses wieder in den Ausgangszustand zurück.

Erreichen die Systemverformungen nach Überschreiten des ersten Extremas der Kurve den Punkt B (siehe Abbildung 4-19) existieren zwei weitere mögliche Gleichgewichtszustände in den Punkten B_1 und B_2 . Bei einer Auslenkung des Systems bis zum Punkt B wird dieses sich weiter bis zu Punkt B_2 verformen, um eine stabile Gleichgewichtslage zu erlangen. Eine Rückkehr zu Punkt B_1 findet nicht statt. Die Folge ist ein starkes Anwachsen der Verformungen am Scheitelpunkt und eine Änderung des Vorzeichens der Stabkräfte nach Erreichen der Nulllage. Das System schlägt durch. Nach dem Durchschlagen kommt es zu einem Vorzeichenwechsel in der Stabnormalkraft.

Variation der Federsteifigkeiten $C_{r,Stütz}$ und $C_{t,Stütz}$

Für die Ermittlung der Tragfähigkeit der Schalung ist der Abfall der Steifigkeit des Rings bei nicht-rotationssymmetrischen Lasten und der Punkt bei dem das Durchschlagen des Polygons erreicht wird von Interesse. Das Verformungsverhalten des Teilsystems Spreizwerk für unterschiedliche Auflagerbedingungen und Geometrien soll nun im Folgenden untersucht werden. Es wird der Einfluss der Parameter radiale Bettung $C_{r,Stütz}$ und tangentielle Bettung $C_{t,Stütz}$ auf die Durchschlagslast für verschiedene Radien des Polygons beschrieben. Die Geometrie des Spreizwerkes ergibt sich aus den Gleichungen (4.1) und (4.2) für ein Stichmaß von $\Delta w = 10$ mm. Abbildung 4-20 zeigt die Abhängigkeit der Durchschlagslast vom Radius des Polygons bei unterschiedlichen Werten für die radiale Bettung.

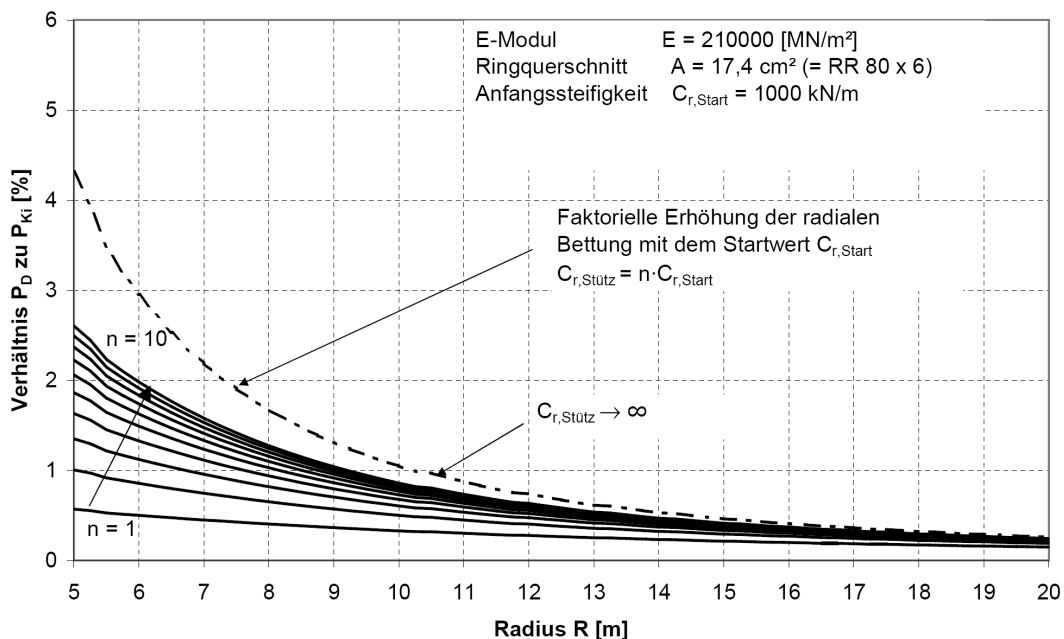


Abbildung 4-20: Verhältnis Durchschlagslast P_D zur Knicklast P_{Ki} mit Variation der radialen Auflagersteifigkeit

Zur Beurteilung der Größe der Durchschlagslast wurde diese auf die Knicklast des Polygons unter rotationssymmetrischer Belastung nach Gleichung (4.8) bezogen. Es kann somit der prozentuale Anteil der Knicklast abgelesen werden, der das Spreizwerk zum Durchschlagen bringt. Die Knicklast wurde mit Federsteifigkeit von $C_{r,Stütz} = 1000 \text{ kN/m}$ berechnet. Die Feder stützt das Polygon für ein Ausweichen zur Innen- und Außenseite. Deren Steifigkeit bleibt während der Berechnung konstant.

Die Variation der radialen Federsteifigkeit, welche das Ausweichen des Ringträgers zur Außenseite der Schalung behindert, startet mit dem Wert $C_{r,Stütz} = 1000 \text{ kN/m}$ und erhöht sich bis auf den 10 – fachen Wert. Als oberer Grenzwert für eine annähernd starre Lagerung wurde eine Steifigkeit von $C_{r,Stütz} = 10^8 \text{ [MN/m]}$ in das Diagramm aufgenommen. Somit wird eine eventuell steifere Bettung durch den anstehenden Beton simuliert.

Der Verlauf der Kurven zeigt, dass ein sehr geringer Anteil der nicht-rotationssymmetrischen Last von durchwegs kleiner als 4,5 % der rotationssymmetrischen Last bereits zu einem Durchschlagen des gelenkigen Polygons an der belasteten Stelle führt. Für einen Ringträger mit Radius $R = 10 \text{ m}$ wäre beispielsweise ein nicht-rotationssymmetrischer Anteil von $P_D = 0,20 \text{ kN}$ bei einer Gesamtlast von $P = 19,7 \text{ kN}$ für ein Durchschlagen ausreichend (Normalkraft $N = 220 \text{ kN}$). Die Werte gelten unter Annahme einer starren Bettung, d.h. einer maximal möglichen Stützwirkung durch den erstarrten Beton.

Dies bedeutet, dass ein lokal belasteter Gelenkpunkt des Polygons einer Verformung der Spante nahezu keinen Widerstand entgegensetzt.

Weiterhin ist erkennbar, dass der Einfluss der radialen Federsteifigkeit geringen Einfluss auf die Höhe der Durchschlagslast besitzt. Die Begründung hierfür liegt in der sehr geringen Neigung des Spreizwerkes. Der radiale Anteil der Normalkraft ist im Gegensatz zum tangentialen Anteil dadurch sehr gering. Für die Durchsenkung des Scheitelpunktes ist daher die Verformung der tangentialen Feder am Fußpunkt von höherer Bedeutung. Die Durchschlagslast wird maßgebend von der Steifigkeit der tangentialen Feder bestimmt. Die tangentiale Federsteifigkeit wird durch die Geometrie des Polygons und der Dehnsteifigkeit EA des Rings definiert (siehe Kapitel 9.2.1).

Die Tragfähigkeit eines regelmäßigen gelenkigen Polygons wird unter nicht-rotationssymmetrischer Belastung also durch die Durchschlagslast des Teilsystems Spreizwerk begrenzt.

4.1.3.2 Regelmäßiges Polygon mit Drehfederkopplung am Gelenk

Das vorher beschriebene Teilmodell eines Spreizwerkes wird nun durch Koppelfedern am Scheitelpunkt und Fußpunkt den Eckpunkten des Polygons erweitert. Es wird zusätzlich die Vereinfachung getroffen, dass am Fußpunkt eine horizontale Senkfeder und ein vertikales starres Auflager existieren. Die Vereinfachung für das radiale Auflager ist aufgrund der Erkenntnisse aus Kapitel 4.1.3.1 über den maßgeblichen Einfluss der tangentialen und den geringen Einfluss der radialen Federsteifigkeit gerechtfertigt. Die vorhandenen geringen Neigungswinkel der tangentialen Senkfedern zur Horizontalen ermöglichen eine Vernachlässigung dieser Verdrehung.

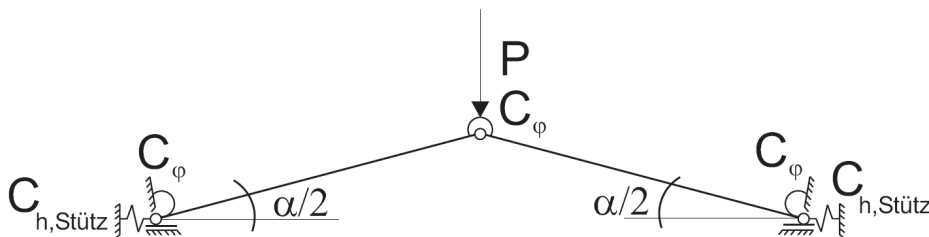


Abbildung 4-21: Teilsystem Spreizwerk für ein Polygon mit Gelenkeinspannung

Die Lösung des Durchschlagproblems für eine Drehfeder am Scheitelpunkt ist in Petersen [4.2] beschrieben. Die Aufgabenstellung wird nun um eine weitere Drehfeder am Fußpunkt erweitert. Die Herleitung der Kraft-Verformungsbeziehung erfolgt nach dem Prinzip der virtuellen Verschiebungen und ist im Anhang in Kapitel 9.3 dargestellt.

Als Ergebnis der Herleitung ergibt sich für die Belastung in Abhängigkeit von der Verdrehung des Spreizwerkes folgender Zusammenhang:

$$P_D = \frac{2 \cdot C_{h,Stütz} \cdot L_{Polygon} \cdot \sin\left(\frac{\alpha}{2} - \varphi\right) \cdot \left[\cos\left(\frac{\alpha}{2} - \varphi\right) - \cos\left(\frac{\alpha}{2}\right) \right] + 4 \cdot C_\varphi \cdot \frac{\varphi}{L_{Polygon}}}{\cos\left(\frac{\alpha}{2} - \varphi\right)} \quad (4.21)$$

$C_{h,Stütz}$ diskrete horizontale Ersatzfedersteifigkeit für den rotationssymmetrisch belasteten Teil eines Ringträgers

C_φ elastische Drehfedersteifigkeit am Eckpunkt eines regelmäßigen Polygons

Der Anteil der Drehfeder zeigt sich als zusätzlicher Summand im Nenner obiger Beziehung. In [4.2] wird eine Variation der Drehfedersteifigkeit bezogen auf die Senkfedersteifigkeit durchgeführt. Es zeigt sich, dass mit wachsender Drehfedersteifigkeit das Durchschlagphänomen in den Hintergrund tritt. Der Verlauf der Kraft-Verformungskurve für den Übergang zwischen Durchschlagverhalten und Biegeverhalten in Abbildung 4-22 zeigt, dass die Steigung des Grenzlastverlaufes immer positiv ist.

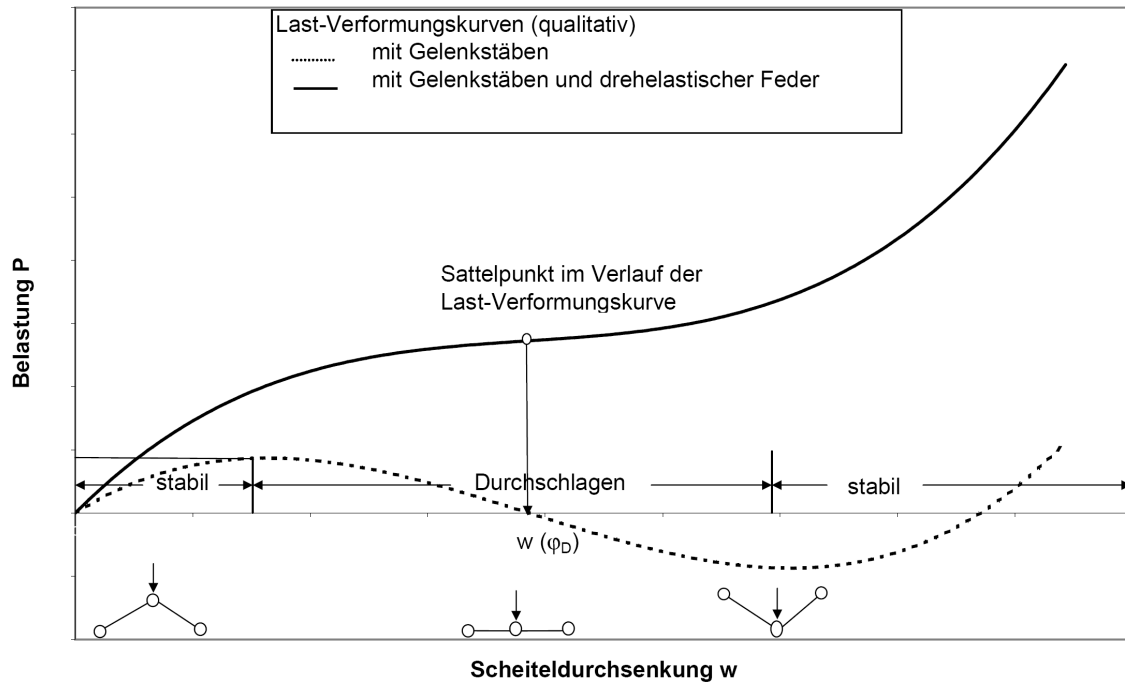


Abbildung 4-22: Lastverformungsverlauf des Spreizwerkes mit und ohne Drehfeder an den Gelenkpunkten

Der Grenzwert der Drehfedersteifigkeit wird nun für den Fall berechnet, bei welchem die Steigung der Kraft-Verformungskurve durchwegs positive Werte ergibt. Die Grenzsteifigkeit wird dadurch charakterisiert, dass die Kurve einen Sattelpunkt besitzt. Bedingung hierfür ist eine Nullstelle der ersten Ableitung $\frac{df(\varphi)}{d(\varphi)}$ und zweiten Ableitung $\frac{d^2f(\varphi)}{d^2(\varphi)}$ der Gleichung (4.22). Die Lage der Nullstelle wird in Abbildung 4-22 mit $w(\varphi_D)$ bezeichnet.

$$\frac{P}{2 \cdot C_{h,Stütz} \cdot L_{Polygon}} = \frac{\sin\left(\frac{\alpha}{2} - \varphi\right) \cdot \left[\cos\left(\frac{\alpha}{2} - \varphi\right) - \cos\left(\frac{\alpha}{2}\right) \right] + \phi(C_{h,Stütz}, C_{\varphi})}{\sin\left(\frac{\alpha}{2} + \varphi\right)} = g(\varphi) \quad (4.22)$$

$$\text{mit } \phi(C_{h,Stütz}, C_{\varphi}) = 2 \cdot \frac{C_{\varphi}}{C_{h,Stütz} \cdot L_{Polygon}^2}$$

Mit den beiden Ableitungen stehen nun zwei Gleichungen für beide Unbekannte φ_D und ε zur Verfügung. Die Zwischenergebnisse der Berechnung sind dem Kapitel 9.3.2 zu entnehmen. Der Neigungswinkel des Spreizwerkes $\alpha/2$ ist im betrachteten Anwendungsfall kleiner als 8° (siehe Verlauf Segmentwinkel in Abbildung 4-7). Führt man für die gefundene Beziehung für ϕ und φ eine Kleinwinkelnäherung durch, vereinfacht sich die Gleichung für ε zu

$$\varepsilon = 2 \cdot \frac{C_{\varphi}}{C_{h,Stütz} \cdot L_{Polygon}^2} = 1 - \cos\left(\frac{\alpha}{2}\right) \quad (4.23)$$

Die Grenzfedersteifigkeit für den Übergang vom Durchschlagverhalten zum Biegetragverhalten lässt sich somit in Abhängigkeit von der tangentialen Steifigkeit des unbelasteten Ringteils einfach ermitteln. Ein plötzlicher Verformungszuwachs aufgrund eines Durchschlagens des Polygons kann mit der vorhandenen Drehfedersteifigkeit verhindert werden.

4.1.3.3 Biegesteifer Kreisring mit konstanter Krümmung

Erhöht man die Teilungsanzahl und die Biegesteifigkeit am Gelenk des polygonalen gelenkigen Kreisrings nähert man sich dem biegesteifen Kreisring mit konstanter Krümmung. Dieser kann aufgrund seiner Biegesteifigkeit nicht-rotationssymmetrisch wirkende Belastungen über den Umfang verteilen.

Die Weiterleitung von nicht-rotationssymmetrischen Lasten im Ring erzeugt Biegemomente und Normalkräfte zusätzlich zu den Normalkräften aus dem rotationssymmetrischen Lastanteil. Die Höhe der Biegemomente wird durch die Lastgröße und den zugehörigen Lastwinkel (siehe Abbildung 4-1) der nicht-rotationssymmetrischen Belastung bestimmt. Für die maximale Biegebeanspruchung gibt es einen zugehörigen maximalen Lastwinkel. Am Beispiel eines durch eine diametral wirkende Linienlast belasteten Kreisring sei der Sachverhalt erläutert.

Die Verteilung der Biegemomente unter diametraler Belastung wurde [4.8] entnommen:

$$M(\psi) = \frac{-p_r \cdot R^2}{2 \cdot \pi} \cdot [-\pi \cdot \cos(\beta - \psi) - \pi \cdot \cos(\psi) + 2 \cdot (\pi - \beta)] \quad (4.24)$$

Geltungsbereich $0 \leq \psi \leq \beta$

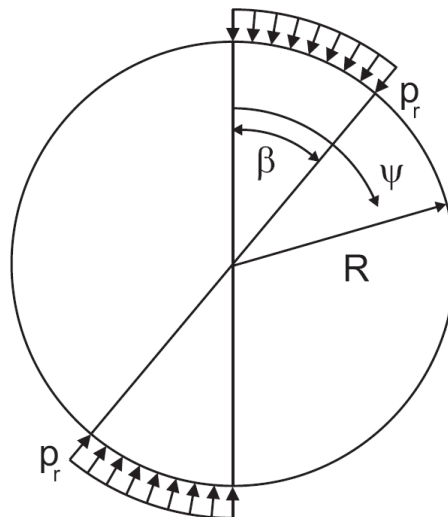


Abbildung 4-23: Diametral belasteter Kreisring

Das maximale Biegemoment tritt in der Mitte des belasteten Kreisringsegmentes bei $\psi = \beta/2$ auf. Setzt man diese Bedingung in den Klammerausdruck in Gleichung (4.24) ein ergibt sich eine Extremwertaufgabe in Abhängigkeit vom Lastwinkel β .

$$f(\beta) = -2\pi \cdot \cos\left(\frac{\beta}{2}\right) + 2 \cdot (\pi - \beta) \quad (4.25) \text{ a-c}$$

$$\frac{f(\beta)}{d\beta} = \pi \cdot \sin\left(\frac{\beta}{2}\right) - 2 = 0$$

$$\beta = 2 \cdot \arcsin\left(\frac{2}{\pi}\right) = 1,38 = 79,1^\circ$$

Für einen Lastwinkel von $\beta = 79,1^\circ$ entstehen im Kreisring unter diametral wirkenden Linienlasten die maximalen Biegemomente nach Theorie I. Ordnung.

Um die Verhältnisse auf den biegesteifen Kreisringträger eines Schalungssystems zu übertragen ist das statische System noch anzupassen. Die gegenüberliegende gleichförmige Linienlast wird durch eine Bettung des Rings gegen ein Verschieben zur Außenseite ersetzt. Als statisches System liegt nun ein einseitig gebetteter biegesteifer Kreisring vor. Dabei wird angenommen, dass der gesamte nicht-rotationssymmetrische Lastanteil durch die Ringträger abgetragen wird. Die Vertikalträger wirken ausschließlich als lastbringendes Bauteil. Die Bettung des Rings kann als passiver Gegendruck des Betons aufgefasst werden.

Mit einer Annäherung des Kreisrings durch ein biegesteifes Polygon werden die Verformungen des Rings in Abhängigkeit vom Lastwinkel mit Hilfe des Weggrößenverfahrens untersucht. Eine Bettung des Rings wird durch radiale Senkfedern modelliert.

Aufgrund der Kombination aus Normalkraft und Biegemoment sind die Verformungen nach Theorie II. Ordnung zu berechnen. Die Beziehungen zwischen Schnittgrößen und Verformung wird linearisiert, indem die Normalkraft nach Theorie I. Ordnung bei der Ermittlung der Stabsteifigkeiten angegeben wird.

Damit kann der Einfluss der Verformungen auf die Schnittgrößen im Weggrößenverfahren bei den Elementsteifigkeiten der einzelnen Stäbe berücksichtigt werden.

Durch eine iterative Berechnung der Schnittkräfte wird der Ausfall einzelner Senkfedern bei einer Verformung zur Innenseite des Rings berücksichtigt. Eine Lastreduzierung durch eine Umlagerung der Belastungen innerhalb des Vertikalträgers wird hierbei nicht berücksichtigt. Ziel der Betrachtungen ist eine Darstellung des Verformungsverhaltens der Ringträger. Um die endgültigen Verformungen des Gesamtsystems ermitteln zu wollen, ist dieses als räumliches Stabwerk abzubilden.

Die programmtechnische Umsetzung des Weggrößenverfahrens (siehe Kapitel 9.4) ermöglicht nun eine Untersuchung des Einflusses verschiedener Parameter.

Die Parameter eines Ausgangssystems werden im Folgenden variiert und somit deren Einfluss auf den Lastwinkel beurteilt.

Parameter	Symbol [Einheit]	Minimalwert	Ausgangswert	Maximalwert
Radius Kreisring	R [m]	5,0	8,0	20,0
Bettung Kreisring	$C_{r,Stütz}$ [MN/m]	1,5	1,5	starr ($\approx 10^{10}$)

Tabelle 4-2: Parameter für die Berechnung eines gleichmäßigen biegesteifen Polygons unter Verwendung des Weggrößenverfahrens

Für die Ausgangswerte wurde ein Ringträger mit einem Radius von $R = 8,0 \text{ m}$ ausgewählt und die Geometrie des Kreisrings durch ein Polygon mit einer Teilungszahl $n = 90$ angenähert. Um eine möglichst hohe Genauigkeit der Ergebnisse zu erzielen wurde die Teilung des Polygons nach Gleichung (4.1) unter Annahme eines Stichmaßes von $\Delta w = 5 \text{ mm}$ ermittelt. Der Ringträger wird durch ein quadratisches Hohlprofil 80×6 ($A = 17,4 \text{ cm}^2$, $I = 156 \text{ cm}^4$) gebildet.

Für die Ermittlung der Momente ist das Verhältnis der nicht-rotationssymmetrischen Belastung zur rotationssymmetrischen Belastung noch festzulegen. Als Ausgangswert wird für die rotationssymmetrische Belastung eine radiale Einzellast von $P_{\text{sym}} = 9,5 \text{ kN}$ und für den nicht-rotationssymmetrischen Anteil ein Einzellast von $P_{\text{nsym}} = 0,5 \text{ kN}$ angesetzt. Die Normalkraft unter rotationssymmetrischer Last ergibt sich somit mit $N = -80 \text{ kN}$.

Die radiale Bettung wird für die Ausgangsberechnung mit $C_{r,\text{Stütz}} = 1,5 \text{ [MN/m]}$ angenommen. In einer ersten Berechnung wird auf Basis der Ausgangswerte nach Tabelle 4-2 eine Variation des Lastwinkels durchgeführt. Betrachtet werden die maximalen Verformungen am Scheitelpunkt des Kreisrings. Diese werden nach Theorie I. Ordnung und Theorie II. Ordnung berechnet.

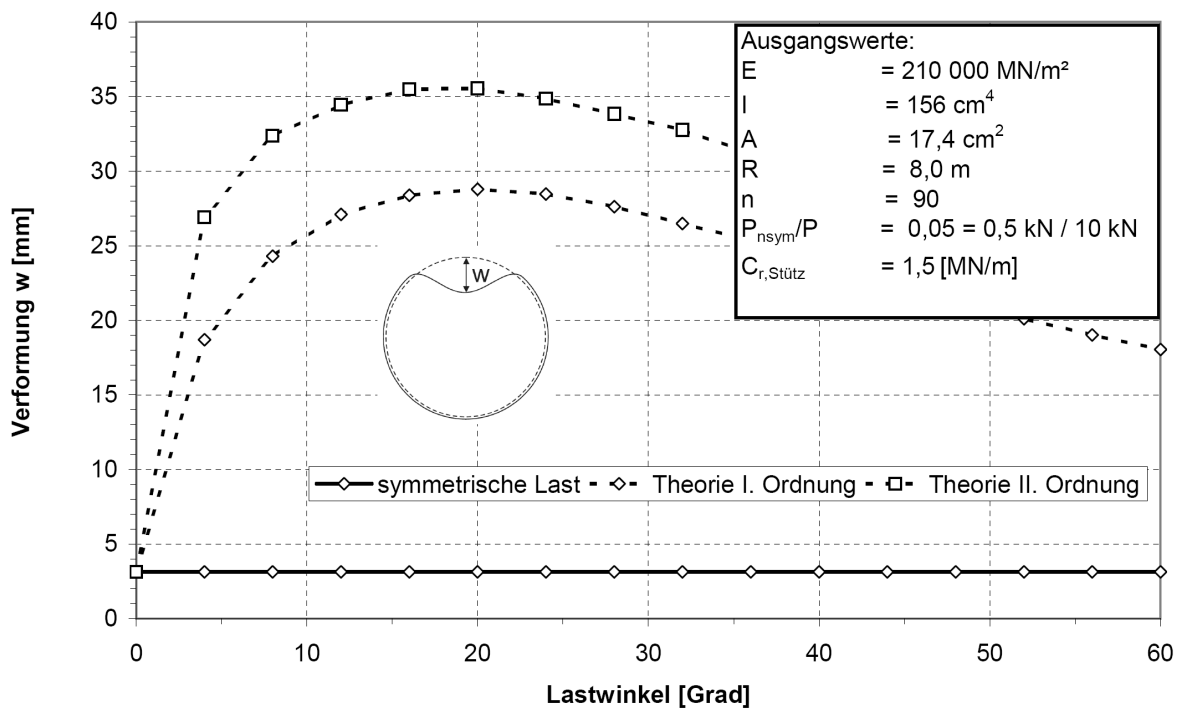


Abbildung 4-24: Verlauf der maximalen Scheitelverformungen im Ring in Abhängigkeit des Lastwinkels

Abbildung 4-24 zeigt die Ergebnisse für den Verlauf der maximalen Scheitelverformung unter Variation des Lastwinkels. Deutlich ist der Anstieg der Verformungen bei nicht-rotationssymmetrischer Belastung zu erkennen. Der Unterschied in den Verformungen zwischen Theorie I. Ordnung und Theorie II. Ordnung beträgt etwa 25%. Bei einem Lastwinkel von 20° ist ein Extremum im Verlauf der Werte vorhanden. Eine nicht-rotationssymmetrische Belastung über einen größeren Bereich bewirkt somit keinen weiteren Anstieg der Verformungen. Die Lage des Extremums ist bei den Ergebnissen nach Theorie I. Ordnung und Theorie II. Ordnung gleich.

Im Lastwinkelbereich von 32° - 55° konnte in der Berechnung nach Theorie II. Ordnung keine Konvergenz während der Iteration gefunden werden. Rechnerisch war somit kein Gleichgewicht möglich. Dies lässt sich darauf zurückführen, dass die Verformung des Rings

unter Berücksichtigung des Zuwachses aus der abtreibenden Wirkung der Normalkraft keine endlichen Werte annimmt. Die Berechnung nach Theorie I. Ordnung zeigt, dass unter Vernachlässigung des Normkrafteinflusses bei jedem Lastwinkel ein Gleichgewichtszustand möglich ist.

In einem zweiten Berechnungsschritt wird durch eine Variation der Parameter Radius und radiale Bettung deren Einfluss auf den Lastwinkel mit maximaler Scheitelverformung untersucht. Die Berechnungen wurden nach Theorie I. Ordnung unter Berücksichtigung eines Ausfalls der Bettung durchgeführt. Die Absolutwerte der Verformung sind bei den folgenden Betrachtungen nicht entscheidend.

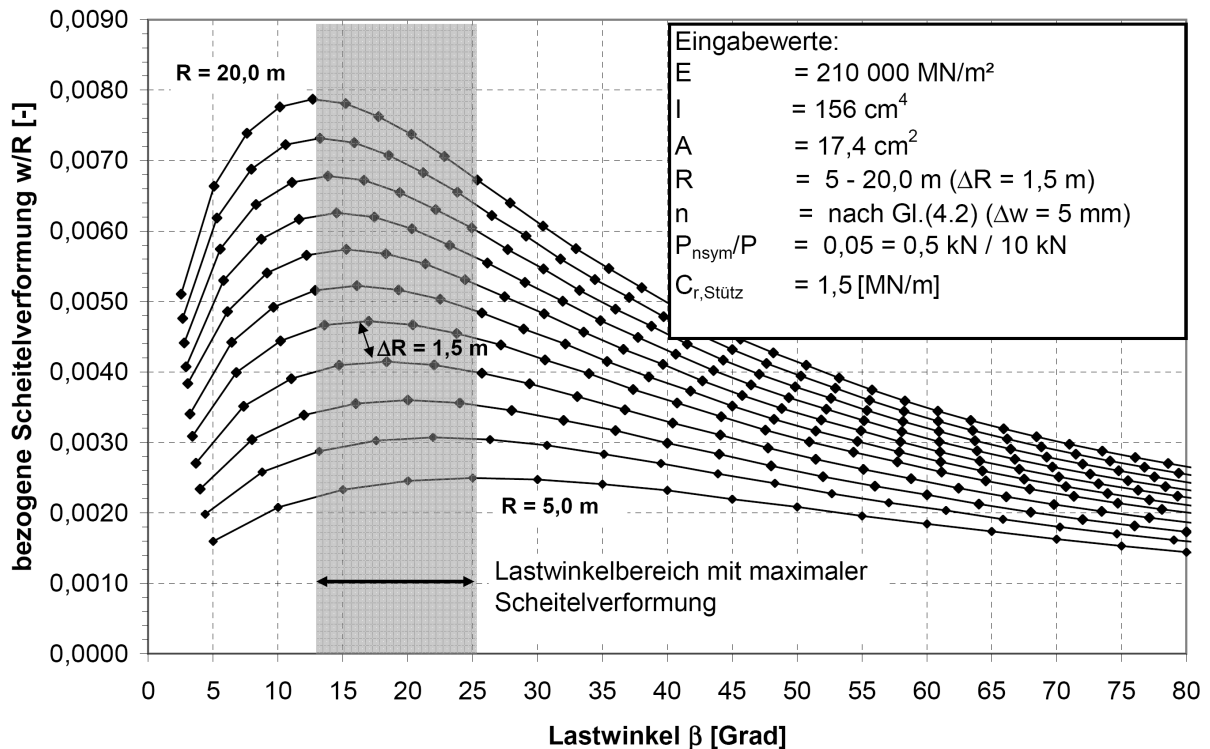


Abbildung 4-25: Verlauf der maximalen radialen Scheitelverformungen in Abhängigkeit des Lastwinkels für verschiedene Radien bei weicher Bettung

In der Darstellung aller Kurvenscharen der Parametervariation von R in Abbildung 4-25 kann der Bereich mit maximaler Scheitelverformungen den Lastwinkeln 12,5° bis 25° in Abhängigkeit vom Radius zugeordnet werden.

Zur Bestimmung des Einflusses der radialen Bettung wird diese im folgenden Fall als starr ($C_{r,\text{Stütz}} = 10^{10}$ [MN/m]) angenommen.

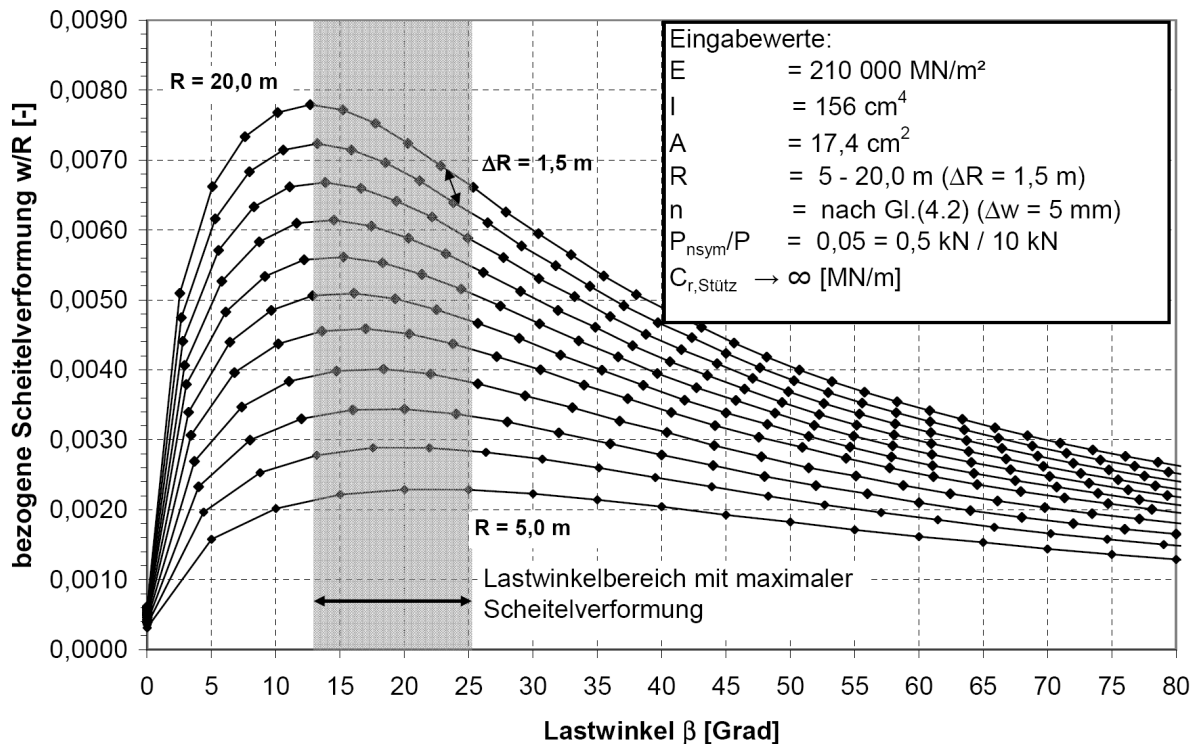


Abbildung 4-26: Verlauf der maximalen radialen Scheitelverformungen in Abhängigkeit des Lastwinkels für verschiedene Radien bei starrer Bettung

Der Lastwinkelbereich mit maximaler Scheitelverformung verändert sich nicht bei einer steifen radialen Bettung des Rings. Somit ist mit dem berechneten Ergebnis der größte ungünstige Lastwinkel abgedeckt.

Basierend auf den vorliegenden Parameterstudien wird festgelegt, dass die ungünstigste Belastung des einseitig gebetteten Kreisrings in einem Lastwinkelbereich von $12,5^\circ - 25^\circ$ vorliegt.

Die ermittelten Verformungen für die gewählte, vergleichsweise geringe Belastung des Rings, deuten auf ein weiches Tragverhalten des Rings für nicht-rotationssymmetrische Lasten hin.

Für die in Tabelle 4-2 gewählten Ausgangswerte wird eine Lastverformungskurve unter Berücksichtigung der Theorie II. Ordnung berechnet. Dabei wird die Gesamtlast auf den Ring sukzessive gesteigert. Ist keine Konvergenz im Ergebnis möglich, wird die Berechnung abgebrochen. Der nicht-rotationssymmetrische Anteil an der Gesamtlast variiert von 2,5% bis 25 %.

Die Auswirkungen der durch nicht-rotationssymmetrische Belastung hervorgerufenen Steifigkeitsänderung des Rings wird aus der Last-Verformungskurve in Abbildung 4-27 deutlich.

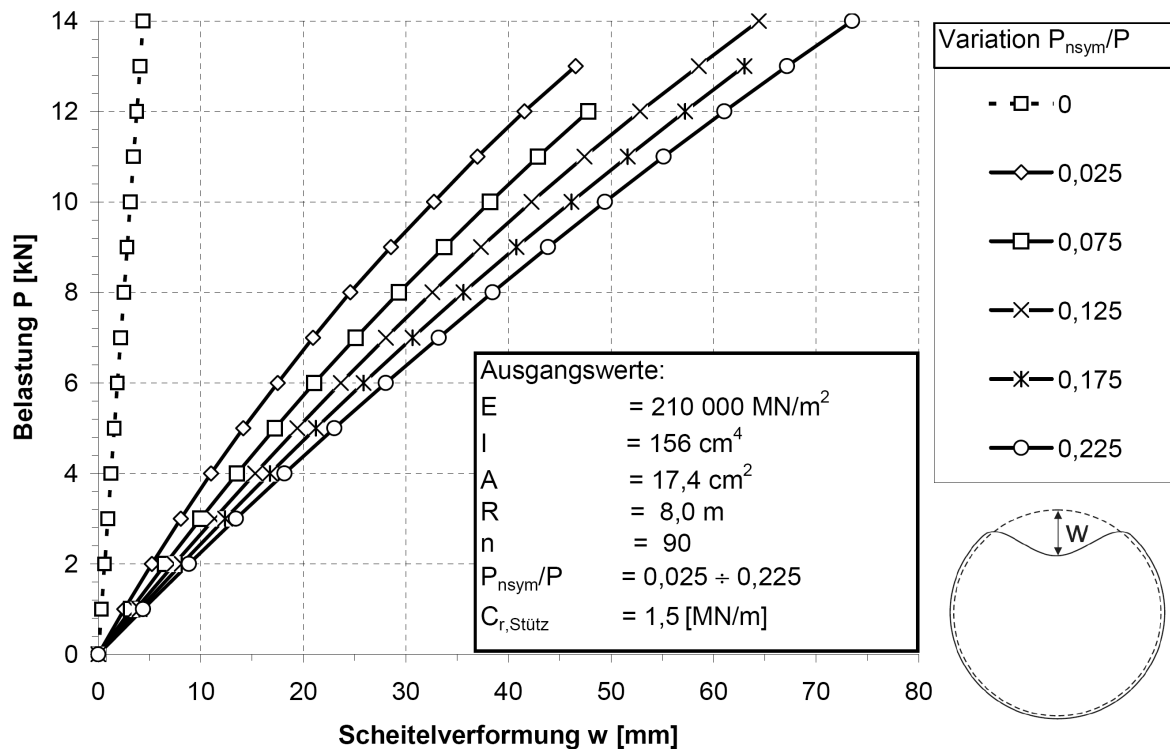


Abbildung 4-27: Lastverformungskurve für das Ausgangssystem

Die durchgezogenen Linien bilden die Lastverformungskurve unter Berücksichtigung eines nicht-rotationssymmetrischen Lastanteils in einem Kreissegment von 20° ab. Mit steigendem Verhältnis zwischen nicht-rotationssymmetrischer und rotationssymmetrischer Last verlaufen die Kurven flacher. Die Verformung aus der nicht-rotationssymmetrischen Belastung ist im Vergleich zum Verformungszuwachs nach Theorie II. Ordnung maßgebend.

Im Vergleich dazu ist als gestrichelte Kurve in Abbildung 4-27 die Verformung bei rotationssymmetrischer Belastung dargestellt. Der Kreisring zeigt ein wesentlich steiferes Verhalten als unter nicht-rotationssymmetrischer Belastung. Begrenzt wird das Tragverhalten bei ideal rotationssymmetrischer Belastung durch die Grenzlast des Rings wie in Kapitel 4.1.2.3 beschrieben.

Das Ergebnis wird an einem Teilsystem des Kreisrings erläutert. Das Kreissegment unter nicht-rotationssymmetrischer Belastung wird aus dem Kreisring herausgelöst und als Kreisbogen mit elastischer Einspannung und elastischer tangentialer und radialer Lagerung betrachtet. Die Steifigkeit der Bogenaufleger ist wie bereits beim polygonalen gelenkigen Ring von der radialen Bettung und der Dehnsteifigkeit des rotationssymmetrisch belasteten Kreisringsegments abhängig.

Bei starrer Lagerung des Bogens verbleibt die Mittellinie des Bogens deckungsgleich mit der Stützlinie, d.h. der Bogen trägt über Normalkräfte die Belastung ab.

Durch die Verformungen am Bogenaufleger senkt sich der Scheitelpunkt des Bogens und damit die Schwerachse aus der Stützlinie heraus. Somit entstehen Biegemomente zusätzlich zu den Normalkräften im Bogen. Je nach Steifigkeit der Auflagerpunkte verändert sich die die Abweichung zur Stützlinie.

Wie bereits beim Spreizwerk festgestellt wurde ist die Verformung des horizontalen Auflagerpunktes maßgebend für die Scheiteldurchsenkung und damit für die Abweichung zur Stützlinie. Durch eine Vergrößerung des Lastwinkels beim Kreisbogen wächst der Anteil der vertikalen Auflagerkraft an, der Anteil der horizontalen Auflagerkraft verringert sich. Somit verkleinert sich auch die Abweichung zur Stützlinie des Bogens, was einen Rückgang der

Scheitelverformung zur Folge hat. Den Grenzfall bildet ein Lastwinkel von 180° . Anschaulich betrachtet wird der Bogen mit zunehmendem Lastwinkel immer steiler.

4.1.4 Zusammenfassung

Das Tragverhalten von Kreisringträgern wurde für drei mögliche statische Systeme untersucht. Es werden damit die möglichen Ausführungsvarianten für Ringträger bei rotationssymmetrischen Sonderschalungen abgedeckt.

Die Erkenntnisse zum Tragverhalten der Ringträger werden nun auf das Tragverhalten der rotationssymmetrischer Sonderschalungen übertragen.

Polygonaler gelenkiger Kreisring

Das Tragverhalten eines polygonalen Kreisring mit Gelenken unterscheidet sich unter nicht-rotationssymmetrischer Belastung maßgeblich von dem Tragverhalten bei rotationssymmetrischer Belastung. Bei rotationssymmetrischer Belastung wird die Spante durch das Polygon gestützt. Wirkt nun zusätzlich zur rotationssymmetrischen Last ein nicht-rotationssymmetrischer Lastanteil an einem Gelenkpunkt des Polygons, verformt sich der belastete Punkt nach innen, die unbelasteten Punkte in Abhängigkeit von der Steifigkeit der Bettung nach außen. Es ergibt sich somit eine Änderung des Neigungswinkels des Gelenkstabes. Die Normalkraft aus rotationssymmetrischer Belastung verbleibt im Polygon erhalten. Durch die Änderung des Neigungswinkels muss sich für das Gleichgewicht am Stab die Stützkraft am belasteten Punkt verringern.

Um die Auswirkungen auf die Tragfähigkeit des Gesamtsystems beurteilen zu können sind die statischen Systeme der Vertikalträger nach Kapitel 4.1.1 in Tragsysteme 1 und 2 zu unterscheiden.

Liegt ein System nach Tragsystem 1 vor, ist ein Gleichgewicht bei einem Entfallen der Stützwirkung der Ringträger nicht mehr möglich. Bei einem Durchschlagen des gelenkigen Polygons entfällt das Auflager des Vertikalträgers und es kommt daher zu einem Systemversagen. Die Ergebnisse am Teilmodell eines Spreizwerkes in Abbildung 4-20 zeigen, dass bereits bei einem Anteil von 4,5 % der Knicklast die Durchschlagslast erreicht wird. Geringe Schwankungen im Frischbetondruck über den Umfang einer rotationssymmetrischen Sonderschalung führen daher zu einem Versagen der Konstruktion durch ein Entfallen der Stützwirkung durch das Polygon.

Im Gegensatz dazu ist bei Tragsystem 2 ein Systemversagen durch ein Durchschlagen des Polygons nicht möglich. Durch die Stützung der Spante liegt das System einer äquidistant elastisch gestützten Gelenkkette vor. Das System darf in Abhängigkeit von der Steifigkeit der Spante nur soweit belastet werden, dass ein Stabilitätsversagen durch ein Ausknicken einer Polygonkante nicht möglich wird. Die Normalkraft im Ringträger liegt somit immer unterhalb der Knicklast. Durch die Verformung der Spante wird eine Vorverformung auf das System aufgebracht. Somit liegt kein Stabilitätsproblem sondern ein Spannungsproblem vor, das durch eine ausreichende Dimensionierung der Bauteile (Vertikalträger, Ringträger) gelöst werden kann.

Durch die geringe Tragfähigkeit der Ringträger, trägt die Spante den Anteil aus nicht-rotationssymmetrischer Belastung nahezu alleine. Der Anteil aus der rotationssymmetrischen Belastung verbleibt im Ringträger als Normalkraft bestehen.

Es ergibt sich ein ähnliches Tragsystem wie bei Bogenbrücken mit aufgeständerter Fahrbahn. Dort übernimmt der biegesteife Fahrbahnträger den Anteil aus asymmetrischer

Belastung. Die Unterstützung der Fahrbahn erfolgt durch den darunter liegenden Bogen, welcher den symmetrischen Anteil der Belastung über Normalkräfte abträgt.

Regelmäßiges Polygon mit Drehfederkopplung

Das regelmäßige Polygon deckt mit einer Drehfederkopplung hinsichtlich der Systemsteifigkeiten den Übergangsbereich zwischen gelenkigem Polygon und biegesteifem Kreisring ab. In Kapitel 4.1.3.2 wurde das Verhalten des Kreisrings anhand eines Spreizwerkes als Teilsystem für den Kreisring dargestellt. Es konnte eine Grenzfedersteifigkeit ermittelt werden, die ein Durchschlagen des Spreizwerkes verhindert und somit den Übergang zum Biegetragverhalten ermöglicht. Für die Auflagersteifigkeit am Vertikalträger bedeutet dies, dass der polygonale Kreisring mit Gelenkeinspannung seine Tragfähigkeit durch die Verhinderung eines Durchschlagens nicht verliert. Für eine unendlich steife Drehfeder nähert sich das System dem Verhalten des biegesteifem Kreisrings an.

Biegesteifer Kreisring mit konstanter Krümmung

Die Knicklasten für den einseitig und beidseitig gebetteten Kreisring wurden in Kapitel 4.1.2.3 gegenübergestellt. Bei einseitiger Bettung liegen die Knicklasten deutlich unterhalb der Knicklasten bei beidseitiger Bettung. Die Schwächung des Ringträgers durch Momentengelenke reduziert die Knicklast nochmals deutlich im Vergleich zur Knicklast bei einseitiger Bettung.

Das Verformungsverhalten des biegesteifem Kreisrings unter nicht-rotationssymmetrischer Belastung wurde anhand einer Parameterstudie analysiert. Der Kreisring wurde durch ein biegesteifes Polygon angenähert. Eine Bettung für eine Verformung zur Außenseite erfolgte durch Senkfedern in den Eckpunkten des Polygons. Bei einer radialen Verformung zur Innenseite entfallen die Senkfedern.

Es konnte festgestellt werden, dass bei einer Variation des Lastwinkels die maximalen Verformungen im Ring zunächst ansteigen. Ab einem Lastwinkel von $12,5^\circ$ bis 25° liegt ein Extremum der Verformung vor. Bei einer weiteren Erhöhung des Lastwinkels nehmen die Verformungen wieder ab.

Auswirkungen auf das Gesamtsystem

Für die Auflagersituation an der Spante bedeutet dies, dass die Belastungssituation die Lagerbedingungen, welche durch die Ringträger bestimmt ist, beeinflusst. Bei einer nicht-rotationssymmetrischen Belastung nimmt die Stützwirkung durch die Ringträger maßgeblich ab. Im Extremfall eines gelenkigen polygonalen Kreisrings verschwindet bei Erreichen der Durchschlagslast die Tragwirkung des Polygons vollständig. Wird das statische System der Vertikalträger bei einem Ausfall der Ringträger verschieblich (Tragsystem 1) kommt es zum Versagen der Konstruktion.

4.2 Einfluss der Verformbarkeit der Schalung auf den Verlauf des Frischbetondrucks

In Kapitel 3.5 wurden Untersuchungen zum Einfluss der Schalungssteifigkeit auf die Verteilung des Frischbetondrucks über die Höhe der Schalung vorgestellt. Diese sollen anhand der bei rotationssymmetrischen Sonderschalungen vorhandenen Randbedingungen erweitert werden. Charakteristische Merkmale für das Betonieren sind in diesem Fall:

- schichtweises Einfüllen des Betons von oben, kein Pumpen in die Schalung
- niedrige Steiggeschwindigkeiten von $v \leq 1,0$ m/h

Die hohen Betonierdrücke beim Einpumpen des Betons von unten in die Schalung hätten unwirtschaftliche Konstruktionen durch die notwendige massive Ausbildung der Schalung zur Folge. Somit erfolgt die Betonage meist durch den Einsatz von Pumpen oder Betonierkübeln von der Oberseite oder seitlich der Schalung.

Im Gegensatz zu Wandbauteilen, welche mit durchgeankerten Rahmenschalungen errichtet werden, sind die Steiggeschwindigkeiten bei rotationssymmetrischen Sonderschalungen erheblich geringer. Sie liegen im Bereich unterhalb von $v = 1,0$ m/h. Die Wahl der Steiggeschwindigkeit erfolgt entsprechend den Vorgaben aus dem Baubetrieb in Verbindung mit einer wirtschaftlichen Schalungskonstruktion.

Der Einfluss des schichtweisen Einbaus in Kombination mit der niedrigen Steiggeschwindigkeit auf den Verlauf des Frischbetondrucks soll an einem vereinfachten statischen Modell dargestellt werden.

Für die rechnerischen Untersuchungen zum Verlauf des Frischbetondrucks über die Höhe einer Zylinderschalung wird ein Vertikalträger der Schalung losgelöst vom Gesamtsystem modelliert.

Um eine Berechnung des Teilsystems durchführen zu können sind noch Auflagerbedingungen festzulegen. In der Ersatzsteifigkeit für die Ringträger zeigt sich der Unterschied zu den Steifigkeiten von Schalungsankern bei Rahmenschalungen. Anhand von Zahlenwerten soll im Folgenden ein Vergleich zwischen der Steifigkeit eines Ringträgers und der eines Schalungsankers hergestellt werden.

4.2.1 Auflagersteifigkeiten im Teilmodell

Die Steifigkeit der horizontalen Auflagerpunkte wird durch die horizontal verlaufenden Ringträger gebildet. Sie ist abhängig vom Radius des Rings und der Querschnittsfläche des Profils. Als statisches System ergibt sich für den Vertikalträger ein Durchlaufträgersystem mit elastischen Auflagerpunkten (siehe Abbildung 4-28).

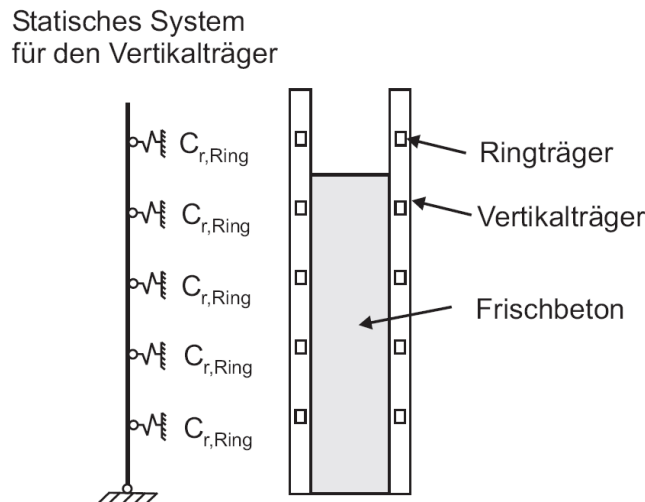


Abbildung 4-28: Teilmodell eines Vertikalträgers aus einer Zylinderschalung

Die Steifigkeit der Ringträger $C_{r,Ring}$ kann nach den Gleichungen (4.4) und (4.10) aus Kapitel 4.1.2 für rotationssymmetrische Belastung ermittelt werden.

Im Vergleich zu einem Ringträger wird nun die Steifigkeit eines Schalungsankers ermittelt. Schalungsanker werden bei Schalungen mit modularem Tragverhalten, wie z.B. bei Rahmenschalungen verwendet (siehe Kapitel 2.2.1). Die Dehnsteifigkeit des Ankers ergibt sich aus:

$$C_{\text{Anker}} = \frac{E \cdot A}{L} \quad (4.26)$$

C_{Anker}	Dehnsteifigkeit Schalungsanker
E	Elastizitätsmodul Ankermaterial
A	Querschnittsfläche des Schalungsankers
L	Länge des Ankerstabs

Einen Vergleich der Auflagersteifigkeiten zwischen einer durchgeankerten Rahmenschalung und einer rotationssymmetrischen Sonderschalung ist in Abbildung 4-29 dargestellt. Für die Querschnittsfläche des Schalungsankers wurde ein praxisüblicher Stabdurchmesser von $d = 15 \text{ mm}$ angenommen. Eine Wandbreite von $b = 0,40 \text{ m}$ und eine Breite der Rahmenschalung von $b = 0,12 \text{ m}$ ergibt eine erforderlichen Ankerlänge von $L = 0,64 \text{ m}$.

Bei rotationssymmetrischen Sonderschalungen kommen für die Ringträger üblicherweise Stahlhohlprofile zur Anwendung. Für die Ermittlung der Dehnsteifigkeit des Ringträgers wurde eine Fläche von $A = 17,4 \text{ cm}^2$ gewählt. Dies entspricht der Fläche eines Quadrathohlprofils 80×6 .

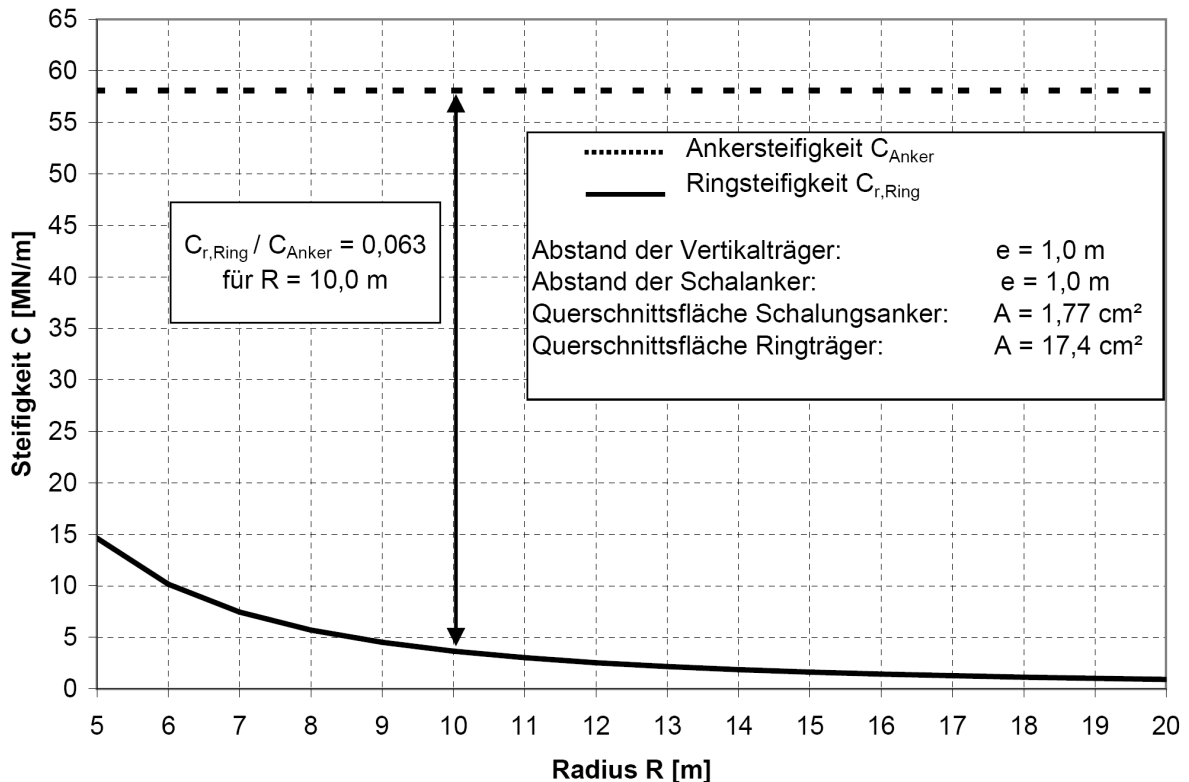


Abbildung 4-29: Vergleich der Auflagersteifigkeit am Ringträger / Schalungsanker

Bei einem Radius von $R = 10,0$ m liegt bei einer Auflagerung durch Ringträger eine Steifigkeit in der Größenordnung von 6,3 % der Steifigkeit eines Schalungsankers vor. Im Rechenbeispiel reduziert sich dieser Wert auf 2 % bei einem Radius von 20,0 m. Nimmt man für die Lastezugsfläche eines Ringträgers die Hälfte der Einzugsfläche eines Ankers einer Rahmenschalung an, ist die Verformung des Ringträgers noch um den Faktor 7,9 größer als am Anker der Rahmenschalung.

Es kann somit festgestellt werden, dass die Steifigkeit der Ringträger bei rotationssymmetrischen Systemen deutlich geringer ist, als die Steifigkeit von Schalungsankern bei durchgeankerten Schalungssystemen.

4.2.2 Bettung des Vertikalträgers am erstarrten Beton

Wie bereits in Kapitel 4.1.1 bei den Lagerbedingungen des Ringträgers beschrieben wurde, ist eine Bettung des Vertikalträgers am erstarrten Beton möglich. Aus diesem Grund ändert sich das vorher beschriebene statische System für den Vertikalträger im Laufe der Betonage. Nun wird die Auswirkung einer Bettung des Vertikalträgers auf die Verteilung der Belastung innerhalb des vertikalen Tragsystems beschrieben.

Während des Füllens der Schalung wirken auf das System horizontale Lasten aus dem Frischbetondruck. Am diskreten Punkt der Schalungskonstruktion verändert sich die Verformung mit fortschreitender Betonage. Befindet sich der betrachtete Punkt oberhalb des Betonierspiegels ist eine Verformung sowohl zur Innenseite der Schalung als auch nach außen hin möglich. Passiert der Betonierspiegel den betrachteten Punkt, kann ab diesem Zeitpunkt eine Verformung zur Innenseite der Schalung nur noch stattfinden, sofern der anstehende Beton diese Verformung zulässt, d.h. keine Steifigkeit besitzt. Es bildet sich ein Gleichgewicht zwischen der durch die Auflast des Frischbetons entstehenden horizontal wirkenden Kraft und der Rückstellkraft der Schalung.

Der Beginn des Erstarrens bewirkt das Entstehen von festen Bindungen zwischen den Bestandteilen des Betons. Die entstehenden Bindungskräfte können sowohl die Auflast des oben anstehenden Betons tragen, als auch die Rückstellkräfte beider Schalungshälften übertragen.

Eine Rückverformung der Schalung in Richtung Beton ist somit durch die entstandene Steifigkeit des Betons nicht mehr möglich. Der Beton wirkt nun nicht mehr als Belastung sondern als Auflager für die Schalung (siehe auch Kapitel 4.1.1). Ist der Beton von beiden Seiten eingeschalt kann ein Gleichgewicht der Auflagerkräfte zwischen Innen- und Außenschalung analog zu Variante 2 im Schnitt 2-2 nach Abbildung 4-3 erfolgen.

Zwischen der Schalhaut und dem Beton wirkt nun eine Auflagerpressung. Durch die horizontale Verkürzung des Betons während der Volumenänderung beim Abbindevorgang kommt es zu einer Entspannung der Schalungskonstruktion. Dies hat zur Folge, dass die Auflagerpressung geringer ist als der an der betrachteten Stelle aufgetretene maximale Frischbetondruck.

Bei kontinuierlichem Einfüllen des Betons ist der Übergang zwischen standfesten und nachgiebigen Betonschichten fließend. Wird schichtweise betoniert, wie es bei rotationssymmetrischen Schalungen praxisüblich ist, existiert eine horizontale Grenze die den standfesten Beton vom nachgiebigen Beton trennt. Die Lage der Grenzschicht ist abhängig vom Abbindeverhalten des Betons und der Steiggeschwindigkeit.

Die Länge des Auflagerbereichs in vertikaler Richtung wächst mit dem Betonierfortschritt an. Voraussetzung für eine Wirkung des Betonauflegers ist das Verbleiben der Kontaktpressung zwischen Schalung und standfestem Beton. Bleibt das Auflager überdrückt ist die Steifigkeit dort sehr viel größer als die Auflagersteifigkeiten der darüberliegenden Anker, bzw. Ringträger.

Für den Ansatz eines Betonauflegers in der Modellrechnung ist nun ein Zeitpunkt zu definieren, ab welchem der Beton eine Steifigkeit entwickelt die eine Rückverformung der Schalung verhindert. Anhand der Untersuchungen von Wierig/Gollasch in [4.9] und Weigler/Karl [4.10] wird die Steifigkeit eines Betonauflegers abgeschätzt:

Betonalter [h]	E-Modul [MN/m ²]	Quelle
5	1000	[4.9]
6	2000	[4.9]
8	4000	[4.10]

Tabelle 4-3: Entwicklung der Verformungssteifigkeit von jungem Beton

Die Werte in Tabelle 4-3 sind abhängig vom Erstarrungsverhalten des Betons und damit von der Zusammensetzung der jeweiligen Mischung. Sie dienen der Ermittlung einer Druckbettung des Vertikalträgers im Rahmen der folgenden Modellrechnung.

4.2.3 Modellrechnung zum Einfluss der Lagersteifigkeit

Zur Verdeutlichung des Einflusses der Lagersteifigkeit auf den Verlauf des Frischbetondrucks wird eine Variation der Lagersteifigkeiten an einem lotrechten Schalungsträger durchgeführt. Für den Vertikalträger wird ein Profil IPE 160 gewählt. Der Träger spannt über fünf Felder mit einer Länge von jeweils $L = 0,50$ m. Tabelle 4-4 enthält die gewählten, variierenden Steifigkeiten für die horizontalen Auflager. Sie entsprechen dem Vergleich zwischen einem Ringträger mit Radius $R = 10$ m und einem Schalungsanker nach Abbildung 4-29.

Statisches System			
Querschnitt Vertikalträger	IPE 160		
Feldlänge	$L =$	0,50	[m]
Lagersteifigkeit Beton	$C_{w,Beton} =$	1000	[MN/m]
Lagersteifigkeit Ring	$C_{w, Ring} =$	3,65	[MN/m]
Lagersteifigkeit Schalungsanker	$C_{w, Anker} =$	58	[MN/m]

Tabelle 4-4: Eingangsdaten für die Modellrechnung

Die Bettung des Vertikalträgers am erstarrten Beton wird durch einen Ersatzstab abgebildet. Zur Ermittlung der Fläche des Ersatzstabes ist die Annahme einer Pressungsfläche notwendig. Sie wird in der Modellrechnung mit 0,10 m aus der Flanschbreite des gewählten Profils abgeleitet. Weiterhin wird angenommen dass eine Ausbreitung der Spannungen im erstarrten Beton im Verhältnis von 1:2 möglich ist.

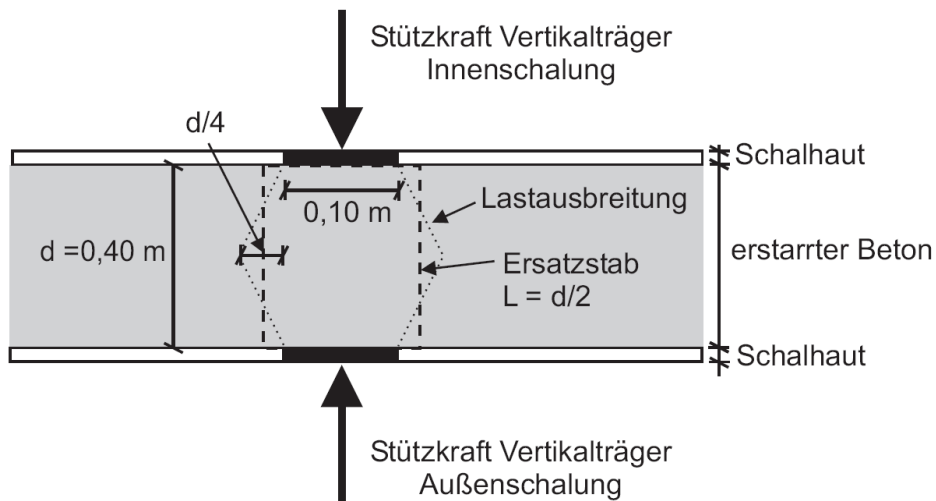


Abbildung 4-30: Horizontalschnitt durch die Schalung mit Darstellung des Druckauflagers (Krümmung vernachlässigt)

Die Steifigkeit des Betonauflegers $C_{w,Beton}$ kann nun für einen Vertikalträger aus der Geometrie des Ersatzstabes bezogen auf 1,0 m Länge berechnet werden. Dabei wird ein Elastizitätsmodul für ein Betonalter von 5 h nach Tabelle 4-3 gewählt. Da die Stauchung des

Stabes an beiden Schalungsbereichen in gleicher Größe erfolgt, entspricht die Länge des Ersatzstabes der halben Wandbreite.

$$C_{w,Beton} = \frac{E_c \cdot A_c}{d} = \frac{E_c \cdot (0,10m + d/4)}{d/2} = 1000 \frac{MN}{m^2} \quad (4.27)$$

$C_{w,Beton}$ Ersatzfedersteifigkeit für die Druckbettung

E_c Elastizitätsmodul Beton

A_c Fläche des Ersatzstabes nach Abbildung 4-30

d Wandstärke

Für das Lastbild wird eine Wanderlast mit dem Verlauf nach Abbildung 4-31 gewählt. Nach Erreichen einer Betonierhöhe von 1,0 m kommt es zu keinem weiteren Anstieg des Frischbetondrucks. Eine Stützung der Schalung durch den Beton wird in Form einer Senkfeder nach einer Höhe von 1,20 m angesetzt. Sie wirkt unterhalb des Lastbildes. Der Einbau der Senkfedern erfolgt sukzessive mit dem Höhenanstieg der Wanderlast. Die Größe der Last wurde anhand der Untersuchungen zu einem minimalen Lastbild gewählt. Bei Ansatz einer möglichen Tragfähigkeit des Betons nach 5 h (siehe Tabelle 4-3) würde dem Lastbild eine Steiggeschwindigkeit von 0,24 m/h entsprechen.

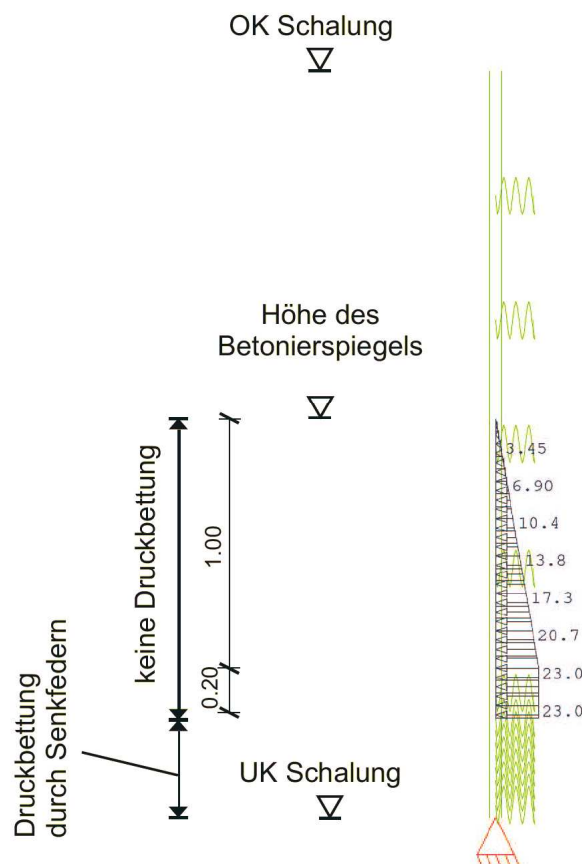


Abbildung 4-31: Statisches System und Lastbild der Modellrechnung

Die Veränderung des statischen Systems kann programmtechnisch mit einer Berücksichtigung eingepprägter Lastfälle erfolgen. Dabei werden die Verformungen mit den zugehörigen Spannungen aus dem vorangegangenen Betonierschritt im aktuellen berechneten Lastfall berücksichtigt. Der konstante Lastblock am Ende des Lastbildes wird somit als Kraft in den Senkfedern gespeichert.

Überschreitet der Zuwachs in den Federkräften die gespeicherte Auflagerkraft aus den vorangegangenen Lastfällen entstehen Zugkräfte in den Federn. Programmtechnisch wird ein Ablösen der Schalung durch ein Entfallen der für die Betonstützkraft modellierten Federn berücksichtigt. Die Berechnung erfolgte mit den Modulen des Herstellers Sofistik.

Abbildung 4-32 zeigt die Federkräfte (rot gekennzeichnete Werte) für eine Modellierung des Systems mit weichen und starren Auflagerpunkten. Die Auflagerkräfte an den Ringen bzw. Schalungsankern sind mit blauer Farbe dargestellt. Mit ansteigendem Lastbild verschwinden die Auflagerkräfte in den Senkfedern, es kommt zu einem Ablösen der Schalung vom Beton. Einem vollständigen Verbleiben der Kontaktpressung in der Feder würde eine Auflagerkraft an der Senkfeder von 1,15 kN im Modell entsprechen. Im Gegensatz dazu verbleiben bei Ansatz einer Federsteifigkeit in der Größe eines Schalungsankers am Auflagerpunkt der Schalung die Federkräfte im System.

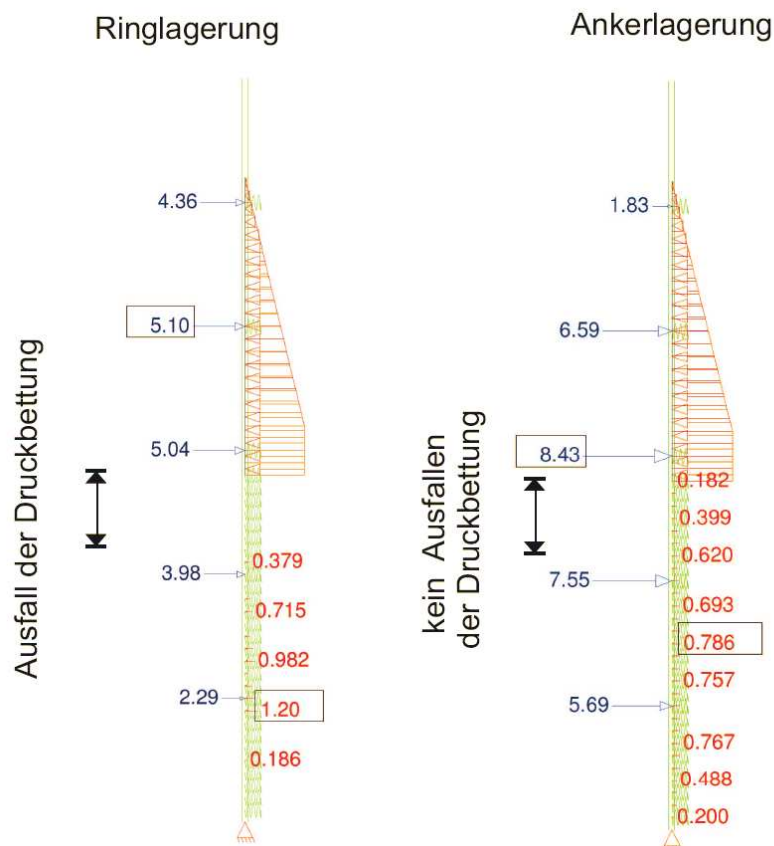


Abbildung 4-32: Vergleich der Auflagerkräfte bei unterschiedlichen Lagersteifigkeiten

Die Berechnung zeigt, dass die eingepprägte Kontaktpressung bei der weichen Lagerung schneller aufgehoben wird als bei einer starren Lagerung des Schalungsträgers. Dieser Vorgang beruht auf dem größeren Unterschied zwischen der Steifigkeit des Betonauflegers (erstarrter Beton) und der Steifigkeit des Ringträgers. Das Betonaufleger zieht mehr Last aus dem neu eingebrachten Betonierschichten an, als bei starrer Lagerung. Die deutlich höheren

Auflagerkräfte bei einer Lagerung mit Schalungsankern zeigen die unterschiedliche Lastaufteilung zwischen horizontalem Auflager und Betonaufleger.

Die Betonpressungen im unteren Bereich der weich gelagerten Schalung entstehen durch eine Rückverformung der Schalung im Zuge der oberen Betonageschritte. Der Vertikalträger erhält durch die Abstützung am erstarrten Beton und dem unteren horizontalen Auflager ein eingespanntes Auflager.

Für die Annahme eines minimal möglichen Frischbetondrucks ist bei rotationssymmetrischen Schalungen von einer Reduzierung des Frischbetondrucks bis zum Erreichen des Erstarrungsendes auszugehen. Durch die Verformbarkeit der durch die Ringträger gebildeten Auflagerpunkte wird ein Druckabbau in der Schalung möglich.

5 Experimentelle Untersuchungen

Die Untersuchungen in Kapitel 4 zu Ringträgern von rotationssymmetrischen selbsttragenden Schalungen zeigen, dass sich deren Tragverhalten bei rotationssymmetrischer und nicht-rotationssymmetrischer Belastungsverteilung über den Umfang unterscheidet. Ein über den Umfang ungleichmäßiger Verlauf des Frischbetondrucks kann bei einer Einwirkung von Erschütterungen entstehen. Diese bewirken einen Wiederanstieg des Frischbetondrucks (Wiederverflüssigung), wie in Forschung und Praxis beobachtet werden konnte (siehe Kapitel 3.6). Sofern die erhöhte Last in einem lokalen Bereich wirkt, kommt es zu einer nicht-rotationssymmetrischen Lastverteilung über den Umfang einer rotationssymmetrischen Schalung.

Für die Bestimmung des Frischbetondrucks bei Einwirkung von Erschütterungen sind die nachfolgenden Parameter von Bedeutung.

Zeitpunkt der Erschütterung

Eine Reaktivierung des Frischbetondrucks (Wiederverflüssigung) entsteht durch die Zerstörung stabilisierender Tragstrukturen innerhalb des Betons bei dynamischer Anregung. Analog zum Verdichtungsvorgang bei Rüttelbetonen ist eine Verflüssigung des Frischbetons nur in einem bestimmten Zeitfenster möglich. Mit Beginn der Hydratation entstehen chemische Bindungen im Beton, die eine Rückkehr in den flüssigen Zustand verhindern. Somit ist der Zeitpunkt des Auftretens von Erschütterungen entscheidend für den Grad der Wiederverflüssigung.

Intensität und Art der Erschütterung

Während der Durchführung von Wandversuchen zur Bestimmung der Größe des Frischbetondrucks von SVB wurde von Tejada-Dominguez, et al. in [3.1] ein Wiederanstieg des Drucks beobachtet. Der Grund hierfür lag in einer dynamischen Anregung der Schalung durch ein vorbeifahrendes Fahrzeug. Angaben zu Größe der Anregung sind, da es sich um eine ungeplante Beobachtung handelt, nicht gemacht worden. Die Art der Anregung kann als eine periodische Fußpunkterregung der Schalung betrachtet werden. Sie entspricht daher eher einer planmäßigen Anregung durch Schalungsrüttler, als beispielsweise einer kurzzeitigen Anregung durch eine Stoßbelastung (Hammerschlag, Anprall).

In der Literatur liegen keine Berichte über eine mögliche Wiederanregung aufgrund stoßartiger Belastung vor. Diese bilden aufgrund der lokalen Wirkung den für rotationssymmetrische Schalung ungünstigsten Fall an Erschütterungen.

Ausbreitung von Erschütterungen

Die Untersuchungen zum Tragverhalten von biegesteifen Kreisringträgern in Kapitel 4.1.3 haben gezeigt, dass die maximalen Beanspruchungen bei einer nicht-rotationssymmetrischen Belastung in einem Segmentwinkelbereich von $\beta = 12,5^\circ$ bis 25° erreicht werden. Es ist somit von entscheidender Bedeutung, ob bei lokalen Erschütterungen eine Wiederverflüssigung in der genannten Größenordnung entstehen kann.

Schalungsverformbarkeit

Im Gegensatz zur lokalen Erhöhung des Frischbetondrucks beim Eintrag von Erschütterungen steht der minimal mögliche Frischbetondruck. Aus beiden Elementen ergibt sich die Lastdifferenz über den Umfang einer rotationssymmetrischen Sonderschalung. Der Einfluss der Schalungssteifigkeit auf den Verlauf des Frischbetondrucks ist in den Kapiteln 3.5 und 4.2 aufgezeigt worden. Die Ergebnisse führen zu der Annahme, dass es bei weichen Schalungen zu einem vollständigen Druckabbau bis zum Erreichen des Erstarrungsendes kommt.

Im Rahmen eines Verbundforschungsvorhabens (Graubner, et al. [5.1]) konnten die genannten Parameter untersucht werden. Die nachfolgend beschriebene Forschungsarbeit erfolgte als Teilprojekt dieses Gesamtvorhabens, am Lehrstuhl für Massivbau der Technischen Universität München in Zusammenarbeit mit dem Institut für Mineralogie, Kristallographie und Materialwissenschaft der Universität Leipzig (Dehn, et al. [5.2]).

Die durchgeführten Untersuchungen gliederten sich in die folgenden Abschnitte:

- Materialversuche zum Einfluss von Erschütterungen auf die Frischbetoneigenschaften
- Kleinkörperversuche zum Einfluss von Erschütterungen auf den Verlauf des Frischbetondrucks
- Großversuch zur Ausbreitung von lokalen Erschütterungen und dem Einfluss der Schalungsverformbarkeit auf den Verlauf des Frischbetondrucks
- Baustellenmessungen zu auftretenden dynamischen Einwirkungen während des Baubetriebes

Die Material- und Bauteilversuche fanden im Jahr 2008 an der Materialforschungs- und Prüfungsanstalt (MFPA) in Leipzig statt. Die dynamischen Messungen wurden auf einer Baustelle zur Erstellung eines Silobauwerkes auf dem Gelände der Hüttenwerke Krupp Mannesmann in Duisburg im Jahre 2008 durchgeführt.

In den nachfolgenden Kapiteln werden die Ergebnisse der Versuche komprimiert wiedergegeben. Für eine detaillierte Darstellung aller Versuchsabschnitte wird auf [5.1] verwiesen.

5.1 Materialversuche

5.1.1 Verwendete Betonrezepturen

Um eine Vergleichbarkeit der Untersuchungsergebnisse zwischen den am Vorhaben beteiligten Forschungseinrichtungen zu gewährleisten wurden vom Forschungspartner Institut für Bauforschung der RWTH Aachen vier Richtrezepturen für den selbstverdichtenden Beton entwickelt. Es wurden zwei Typen von SVB gewählt (Fließmitteltyp, Mehlkorntyp), wobei davon jeweils eine hochviskose und eine niedrigviskose Mischung entworfen wurde. Das Spektrum der in der Praxis zum Einsatz kommenden Rezepturen wurde durch die vier Vertreter umfassend abgedeckt.

Um die vorgegebenen Frischbetonkennwerte zu erreichen, mussten die Richtrezepturen an die regional bedingten Unterschiede bei den Ausgangsstoffen angepasst werden. In Tabelle 5-1 sind die Rezepturen der verwendeten SV-Betone zusammengestellt.

Die Materialversuche wurden an allen vier Rezepturen durchgeführt.

Richtrezepturen:

Stoffbezeichnung	Einheit	Gehalt			
		SVB1	SVB2	SVB3	SVB4
CEM I 32,5 R	kg/m ³	270			
Flugasche		300		180	
Zugabewasser		165	200	165	200
Gesteinskörnung		1599	1507	1730	1638
Fließmittel	M.-% v.Z.	1,4	0,6	2,2	1,1
Stabilisierer		-	-	2,0	
Luftgehalt	Vol.-%	1,5			
w/z _{eq}	-	0,54	0,65	0,54	0,65

Anzustrebende Kenngrößen:

Setzfließmaß sm	mm	720 ± 20			
Trichterauslaufzeit t _v	s	13 ± 2	5 ± 1	13 ± 2	5 ± 1

Entwickelte Rezepturen:

Stoffbezeichnung	Einheit	Gehalt			
		SVB1	SVB2	SVB3	SVB4
CEM II/B-M (S-LL) 42,5 R-AZ	kg/m ³	270			
Steinkohlenflugasche		300		180	
Safament HKV7					
Zugabewasser		165	193	157	194
Gesteinskörnung:		1599	1507	1730	1638
Sand (0-2)		635	607	690	654
Kies (2-8)		482	450	520	492
Kies (8-16)		482	450	520	492
Fließmittel Glenium ACE 40	M.-% v.Z.	1,6	0,9	2,5	1,3
Stabilisierer Viscoguard SCC 916		-	-	2,0	
Luftgehalt	Vol.-%	1,5			
w/z _{eq}	-	0,54	0,63	0,51	0,63

Erzielte Kenngrößen:

Setzfließmaß sm	mm	710	740	720	700
Trichterauslaufzeit t _v	s	10,5	4	10,3	3,5

SVB1	Mehlkorn typ	höherviskos
SVB2	Mehlkorn typ	niederviskos
SVB3	Stabilisierertyp	höherviskos
SVB4	Stabilisierertyp	niederviskos

Tabelle 5-1: Aus den Richtrezepturen entwickelte Rezepturen und zugehörige Frischbetonkenngrößen

5.1.2 Versuchsdurchführung

Nach Beendigung des Mischvorgangs wurden die Frischbetonkennwerte (Setzfließmaß, Trichterauslaufzeit) für die untersuchte Materialprobe bestimmt.

An einem separaten Teilvolumen der Materialprobe wurden das Erstarrungsverhalten nach der Knetbeutelmethode [3.2] bestimmt.

Der Eintrag von Erschütterungen erfolgte an einer weiteren Probe des Materials. Diese wurde in einen Behälter eingefüllt, welcher auf einem Rütteltisch befestigt war. Zum Zeitpunkt des Wechsels der Frischbetonkonsistenz von „weich“ zu „plastisch“ – dies entspricht dem Zeitpunkt des Erstarrungsbeginns (siehe Tabelle 5-2) – wurde für die Dauer von einer Stunde Schwingungen in die hydratisierende Probe eingeleitet. Nach Beendigung der Erschütterungen wurden die Frischbetonkennwerte an der angeregten Probe und einer unangeregten Referenzprobe gleichen Alters bestimmt.

Konsistenz	Beschreibung	Bezeichnung
flüssig	zerläuft im Beutel	
weich	zerläuft nicht, zerquillt beim Drücken	
plastisch	knetbar	$t_{A,Knet}$ (Erstarrungsbeginn)
steif	eindrückbar, maximal 30 mm	
halbfest	eindrückbar, maximal 10 mm	
fest	eindrückbar, maximal 1 mm	
erstarrt	weniger als 0,5 mm eindrückbar	$t_{E,Knet}$ (Erstarrungsende)

Tabelle 5-2: Beschreibung des Erstarrungsverhaltens von Frischbeton nach der Knetbeutelmethode (aus Graubner et al. [3.2])

5.1.3 Ergebnisse

Die Prüfung des Erstarrungsverhaltens am Knetbeutel ergab für alle vier Rezepturen einen Erstarrungsbeginn in einem Streubereich von $t_{A,Knet} = 2-6$ h. Das Erstarrungsende lag bei allen Rezepturen im Bereich von $t_{E,Knet} = 9$ h.

Bei allen Materialproben konnten Unterschiede bei den Frischbetoneigenschaften zwischen der erschütterten und der unerschütterten Probe festgestellt werden.

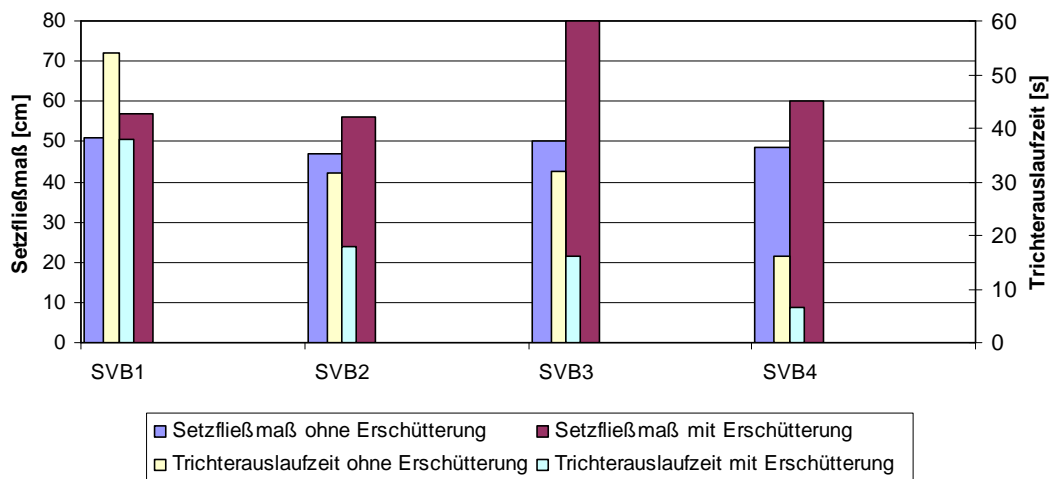


Abbildung 5-1: Ergebnisse der Materialversuche

Das Setzfließmaß lag bei den durch Rütteltischschwingungen angeregten Probekörpern über dem der unangeregten Referenzproben (siehe Abbildung 5-1). Weiterhin reduziert sich die Trichterauslaufzeit bei Einwirkung von Erschütterungen signifikant.

Es kann somit festgestellt werden, dass bei Einwirkung von Erschütterungen die flüssige Konsistenz länger anhält als bei unerschütterten Proben. Erschütterung reduzieren weiterhin die Viskosität, was sich anhand einer Verringerung der Trichterauslaufzeit zeigen lässt.

5.2 Kleinkörperversuche

Anhand der Materialversuche konnte ein Einfluss von dauerhaften Erschütterungen auf die Frischbetoneigenschaften von selbstverdichtendem Beton nachgewiesen werden. An Wänden im Kleinmaßstab sollte der Frischbetondruck bei Einwirkung von Erschütterungen gemessen werden.

5.2.1 Versuchsaufbau und Versuchsdurchführung

Die Abmessungen der betonierten Wände können untenstehender Abbildung 5-2 entnommen werden.

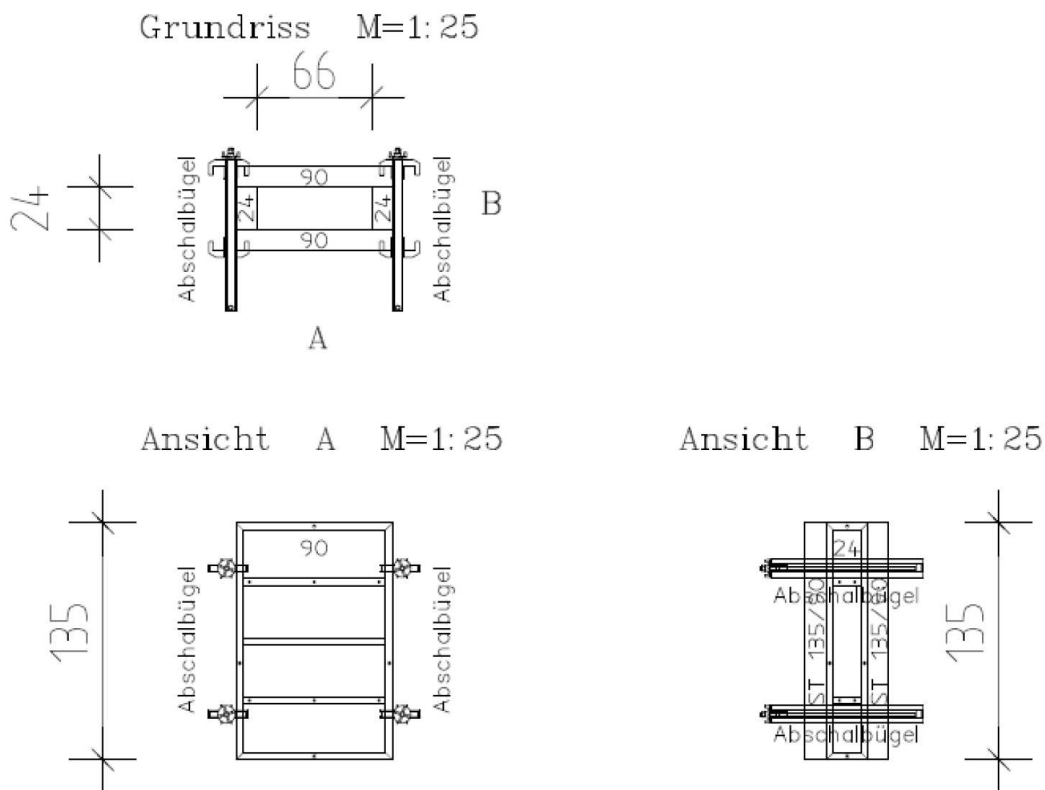


Abbildung 5-2: Versuchsaufbau zu den Kleinkörperversuchen

An der Innenseite eines Rahmenelementes wurden Druckmesssensoren in drei Höhenlagen bündig mit der Schalhaut eingebaut.

Nach Einfüllen des Betons wurden in der Mitte der Schaltafel ($H \approx 68$ cm über UK Schalung) Erschütterungen durch Pendelschläge aufgebracht.

Das Pendel bestand aus einem mit Gummi ummantelten Betonzylinder. Anhand der Masse und Auslenkung des Pendels konnte die in die Schalung eingeleitete Energie bestimmt und variiert werden. Unter Berücksichtigung des Rückprallweges des Pendels war die Ermittlung der in die Schalung eingeleiteten Energie möglich.

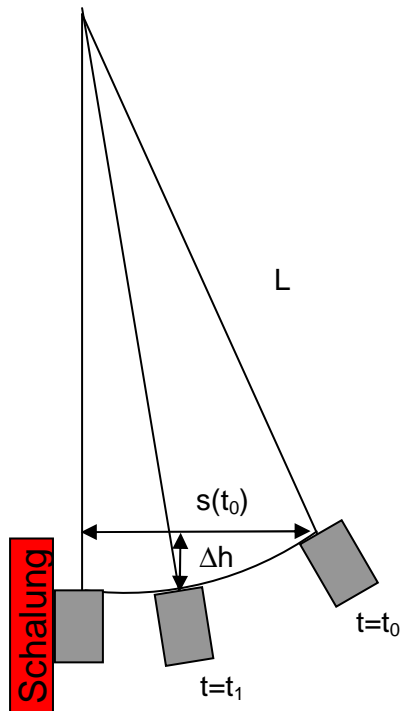


Abbildung 5-3: Kenngrößen Pendelschlagversuch

$$\Delta h = \sqrt{L^2 - (s(t_1))^2} - \sqrt{L^2 - (s(t_0))^2} \quad (5.1)$$

$$E_{dyn} = m \cdot g \cdot \Delta h \quad (5.2)$$

E_{dyn} eingetragene Energie aus dem Pendelschlag

Δh Höhendifferenz zwischen ausgelenktem und abgepralltem Pendel beim Pendelschlagversuch

t_0 Zeitpunkt mit ausgelenktem Pendel

t_1 Zeitpunkt nach Eintrag der Pendelschlagenergie

$s(t_0)$ Startauslenkung (0,30 m/0,60 m)

$s(t_1)$ Rückprallweg (0,08 m/0,16 m)

L Länge des Pendels [m]

m_{Pendel} Masse des Pendels [kg]

g Erdbeschleunigung [9,81 kg·m/s²]

z.B. Pendelauslenkung $s(t_0) = 0,60$ m

$$\Delta h = \sqrt{1,85^2 - (0,16)^2} - \sqrt{1,85^2 - (0,60)^2} = 0,093 \text{ [m]}$$

$$E_{dyn} = 14,55 \cdot 9,81 \cdot 0,093 = 13,3 \text{ [J]}$$

Nach Festlegung der Pendelmasse mit $m_{\text{Pendel}} = 14,6$ kg und gewählten Auslenkungen von $s(t_0) = 0,30$ m und $s(t_0) = 0,60$ m waren Eintragungsenergien E_{dyn} von 3,3 Joule und 13,3 Joule möglich.

Durch eine Variation des Zeitpunktes der Erschütterungen konnte ein Einfluss des Erstarrungsverhaltens auf eine Wiederverflüssigung des Frischbetons untersucht werden.

Bei den Kleinkörperversuchen kam ausschließlich die Rezeptur SVB2 (niedrigviskoser Mehlkorntyp) zum Einsatz (siehe Tabelle 5-1).

Insgesamt wurden vier Modellwände betoniert. Alle Wände wurden unbewehrt ausgeführt.

5.2.2 Ergebnisse

Der gemessene Verlauf des Frischbetondrucks ist für einen ausgewählten Messgeber in Abbildung 5-4 dargestellt.

Resultierend aus der hohen Steiggeschwindigkeit von $v = 9,0$ m/h bei allen Wänden war der Anfangsdruck gleich dem hydrostatischen Druck.

Der Zeitpunkt des Pendelschlagversuchs variierte unter den Wandversuchen zwischen $t = 4$ h / 4,5 h / 6,25 h. In Abbildung 5-4 sind die Werte auf das Erstarrungsende nach Knetbeutelverfahren von $t_{E,Knet} = 8$ h bezogen. Der Erstarrungsbeginn der verwendeten Mischung SVB2 wurde nach $t_{A,Knet} = 5$ h erreicht. Die Kurven zeigen den zeitlichen Verlauf des horizontalen Frischbetondrucks σ_h bezogen auf den Anfangsdruck $\sigma_{h,ini}$ nach Beendigung der Betonage.

Bei allen Kleinkörperversuchen konnte ein Anstieg des Frischbetondrucks direkt nach Eintrag der Erschütterungen gemessen werden. Die Wiederverflüssigung des Betons bewirkte eine Reaktivierung des Frischbetondrucks.

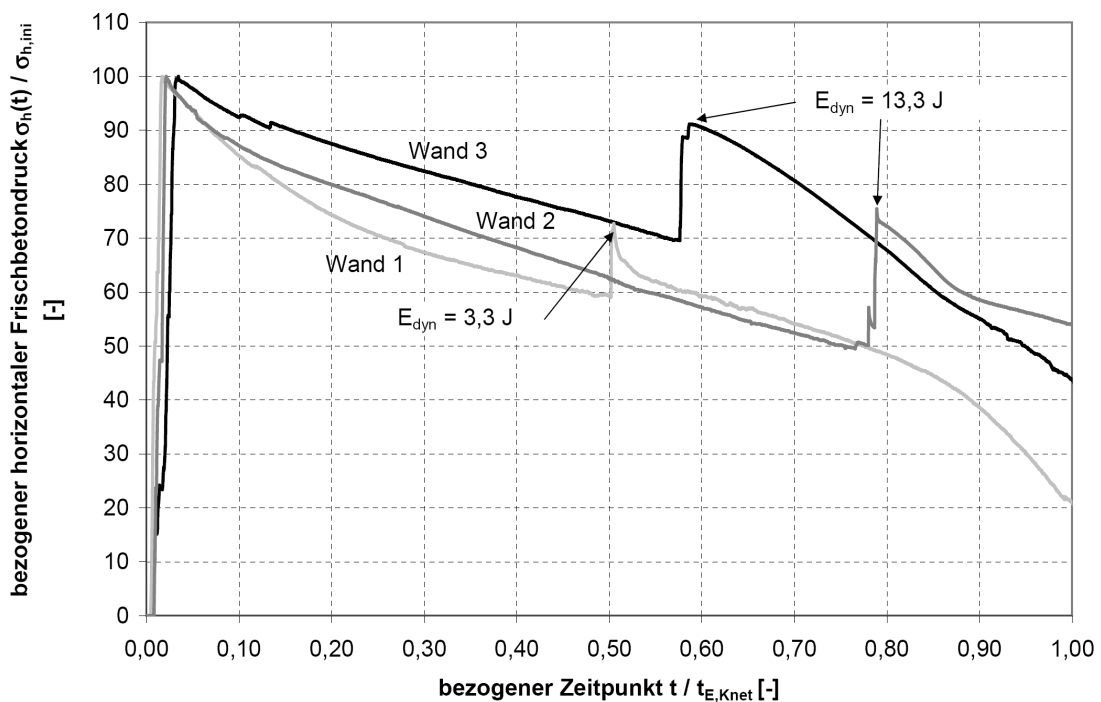


Abbildung 5-4: Verlauf des Frischbetondrucks am Messgeber

Deutlich ist auch der Einfluss der Eintragungsenergie erkennbar. Zu einem ähnlichen Zeitpunkt zeigt der Verlauf bei Wand 3 einen maßgeblich höheren Wiederanstieg als der Verlauf bei Wand 1. Der Grund hierfür liegt in der etwa vierfachen Pendelenergie bei Wand 3. Weiterhin sinkt bei gleich bleibender Pendelenergie mit fortschreitendem Erstarren des Betons der Frischbetondruckanstieg direkt nach dem Energieeintrag (Kurven Wand 2 und Wand 3).

Die Mittelwerte der maximalen Frischbetondrücke nach Einwirkung der Pendelschläge wurden aus den Werten der einzelnen Messgeber einer Wand errechnet und mit dem Anfangsdruck ins Verhältnis gesetzt (siehe Tabelle 5-3).

	Wand 1	Wand 2	Wand 3
Erschütterungszeitpunkt $t / t_{E,Knet} [-]$	0,50	0,78	0,56
Pendelenergieeintrag [J]	15 x 13,3	15 x 13,3	15 x 3,3
$\sigma_h(t_1) / \sigma_{h,ini} [\%]$	64,2	73,1	87,6

Tabelle 5-3: Auswertung der Kleinkörperversuche

5.3 Großversuch

Bei den Kleinkörperversuchen konnten Zeitpunkt und Intensität für die Untersuchungen zur Wiederverflüssigung des Betons variiert werden. Eine Aussage über die Ausbreitung des angeregten Bereiches war aufgrund der begrenzten Länge der Wand nicht möglich. Hierzu wurde ein Großversuch an einer Wand mit einer Länge von $L = 9,20$ m durchgeführt. Des Weiteren konnte der Einfluss der Schalungsverformbarkeit auf den Verlauf des Frischbetondrucks durch eine Variation der Auflagersteifigkeiten bei den Schalelementen untersucht werden.

5.3.1 Versuchseinrichtung

Wandabmessungen

Als Versuchsobjekt für die Durchführung der Untersuchungen wurde eine Wand mit einer Länge von $L = 9,20$ m betoniert (siehe Abbildung 5-5). Die Wandstärke wurde in Abstimmung mit den anderen Forschungspartnern mit $d = 0,24$ m festgelegt. Aus Gründen der Vergleichbarkeit der gemessenen Ankerkräfte mit den Spannungen an den Druckmessgebern wurde ein statisch bestimmtes Tragsystem gewählt. Aus den Anforderungen an die Montierbarkeit und dem vorhandenen statischen System ergaben sich die Elementgrößen 90/270.

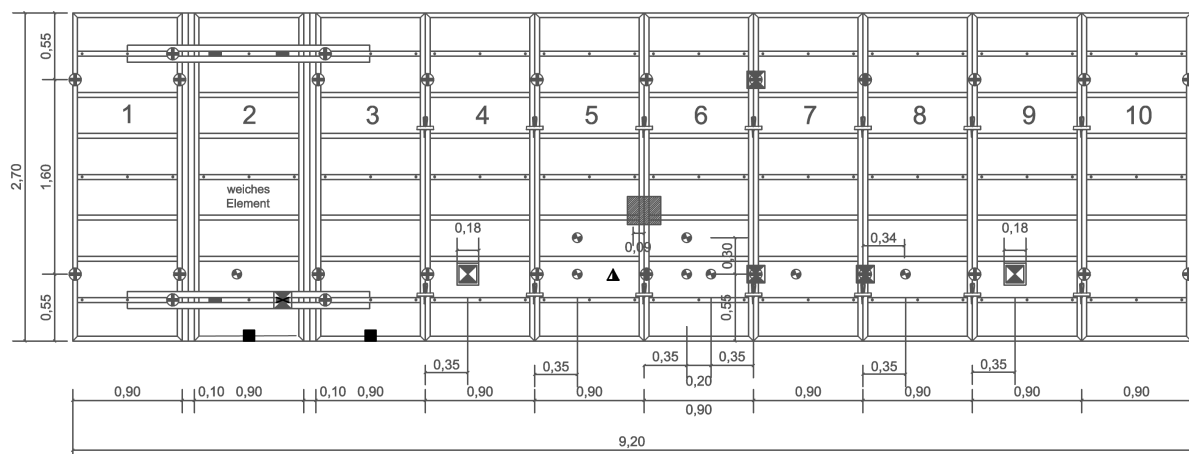


Abbildung 5-5: Versuchsaufbau beim Großversuch








Element	Symbol
Schalungsanker	
Druckmesssensor	
Messfenster	
Kraftmessdose Anker	
Temperaturfühler	
Wegmessung	
Aufschlagpunkt Pendel	

Tabelle 5-4: Legende zu den Symbolen in Abbildung 5-5Messprogramm

Die Ausbreitung der Erschütterungen im Beton wurde wie bei den Kleinkörperversuchen anhand des Anstiegs des Frischbetondrucks bei einer Wiederverflüssigung des Betons gemessen. Die Messung erfolgte direkt durch in die Schalhaut eingebrachte Druckmessdosen und durch Messfenster mit Kraftmessdosen (Elemente 9 und 4). Zusätzlich wurden die Ankerkräfte mittels Kraftmessdosen an den Ankerstäben gemessen.

Insgesamt wurden acht Druckmesspunkte auf einer Höhe von 0,55 m über dem Wandfuß angebracht. Der äußerste Messpunkt lag in einem horizontalen Abstand von 3,05 m zur Erschütterungsquelle.

Zur Messung der Wiederanregung in vertikaler Richtung wurden an den Elementen 5 und 6 zusätzlich Druckmessgeber auf einer Höhe von 0,85 m über dem Wandfuß installiert.

Mit Beschleunigungsaufnehmern war die Ausbreitung der eingebrachten mechanischen Schwingungen an der Schalung messbar. Drei Beschleunigungsaufnehmer wurden an der Schalungsseite des Pendelaufschlags angebracht, einer an der Rückseite der Schalung.

Ein Vergleich der Verformungen zwischen den Elementen mit starrer und weicher Lagerung war durch Wegmessungen am Fußpunkt der Elemente 2 und 3 möglich.

Während der Durchführung des Großversuches wurde die Frischbetontemperatur des Betons über Temperaturfühler im Beton gemessen. Parallel wurde das Erstarrungsverhalten des Betons mittels Knetbeutelversuch nachvollzogen.

Weiches Element – Starres Element

Element 2 wurde im Gegensatz zu den benachbarten Elementen durch eine elastische Zwischenschicht zwischen Anker und Schalelement weich gelagert. Somit konnte ein Einfluss der Verformbarkeit der Schalung auf den sich einstellenden Frischbetondruck gemessen werden.

5.3.2 Versuchsdurchführung

Im ersten Betonierabschnitt (BA1) wurde die Wand bis zu einer Höhe von $H = 1,45\text{ m}$ mit selbstverdichtendem Beton der gleichen Rezeptur (SVB2) wie bei den Kleinkörperversuchen gefüllt.

Nach Fertigstellung des ersten Betonierabschnittes wurde zum Zeitpunkt des Übergangs der Frischbetonkonsistenz von „flüssig“ zu „weich“ die erste Sequenz an Erschütterungen in die Schalung eingebracht.

Analog zu den Kleinkörperversuchen wurde ein Pendel mit einer Masse von $m_{\text{Pendel}} = 14,6\text{ kg}$ und einer Länge von $L = 2,00\text{ m}$ gewählt. Die horizontale Auslenkung wurde mit $s(t_0) = 30 / 60 / 120\text{ cm}$ variiert. Eine Videoaufzeichnung der Pendelschwingungen ermöglichte die Messung des Rückprallwegs des Pendels nach dem Aufschlag. Aus den gemessenen Werten konnte die in die Schalung eingebrachten Energien errechnet werden.

Sofern keine weitere Wiederanregung durch den Pendelschlag erreicht werden konnte, wurde der zweite Abschnitt der Wand bis zur Gesamthöhe von $2,70\text{ m}$ betoniert. Eine mögliche Wiederverflüssigung des eingebrachten Betons durch das Einfüllen des neuen Betons im zweiten Betonierabschnitt (BA2) konnte somit überprüft werden.

Nach Fertigstellung der Betonage wurden Pendelschläge mit hoher Intensität (Energieeintrag $E_{\text{dyn}} = 52,7\text{ J}$) aufgebracht. Im weiteren Verlauf wurde ein Innenrüttler an drei Stellen der Schalung eingetaucht. Die Tiefe gemessen bis zu Unterkante der Rüttelflasche, wurde von $0,50\text{ m}$ auf $1,75\text{ m}$ gesteigert. Abbildung 5-6 enthält eine zeitliche Übersicht des Versuchsablaufes. In der unteren Zeile ist der Zeitpunkt ab Mischungsbeginn den einzelnen Ereignissen gegenübergestellt.

	07:30	07:45	08:00	08:15	08:30	08:45	09:00	09:15	09:30	09:45	10:00	10:15	10:30	10:45	11:00	11:15	11:30	11:45	12:00	12:15	12:30	12:45	13:00	13:15	13:30	13:45	14:00	
Mischungsbeginn							Betonage BA1							Pendelschlagversuch 1														
	0,00	0,25	0,50	0,75	1,00	1,25	1,50	1,75	2,00	2,25	2,50	2,75	3,00	3,25	3,50	3,75	4,00	4,25	4,50	4,75	5,00	5,25	5,50	5,75	6,00	6,25	6,50	

Abbildung 5-6: Versuchsablauf beim Großversuch

5.3.3 Ergebnisse

Im Folgenden werden die maßgeblichen Ergebnisse aus dem Großversuch wiedergegeben und anhand verschiedener Diagramme veranschaulicht. Für die Darstellung einzelner Werte wird auf Dehn et al. [5.2] verwiesen.

Betondruckmessungen

Der Frischbetondruckverlauf an ausgewählten Messstellen ist in Abbildung 5-7 dargestellt. Die Kurven zeigen den Verlauf des Drucks an Messstellen auf gleicher Höhe. Messgeber D2 zeichnete den Frischbetondruck am weichen Element, D6 in direkter Nähe des Pendelaufschlagpunktes und FA9 den vom Aufschlagpunkt am weitesten entfernten Punkt auf.

Nach Betonage des Abschnittes BA1 wurden an den Messpunkten Frischbetondrücke in der Größe des hydrostatischen Drucks gemessen. Im weiteren Verlauf verringert sich der Frischbetondruck aufgrund der thixotropen Eigenschaft von SVB. Die Differenzen in den Steigungen zwischen den einzelnen Druckkennlinien begründen sich in den unterschiedlichen Messmethoden Druckmessdose (D2, D6) und Messfenster (FA9).

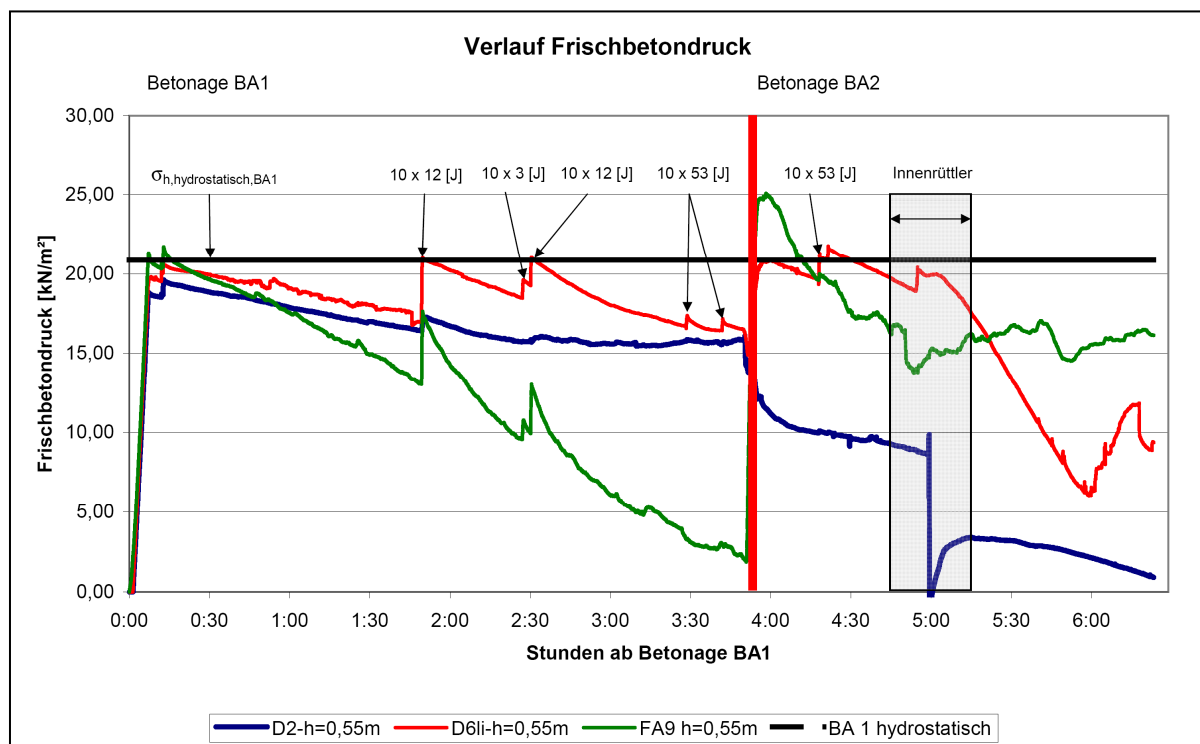


Abbildung 5-7: Gemessener Verlauf des Frischbetondrucks

Signifikante Druckanstiege, welche auf eine Wiederverflüssigung des Betons zurückzuführen sind, konnten nach der Einbringung von Erschütterungsenergie zum Zeitpunkt $t = 1,75$ h und $t = 2,5$ h nach Betonage gemessen werden. Anhand des stufenförmigen Anstiegs bei Pendelschlagversuch 2 ist zu erkennen, dass eine Energie von 12 J ($s(t_0) = 60$ cm) notwendig ist, um den Frischbetondruck wieder auf ein Niveau des hydrostatischen Drucks zu bringen. Weitere Pendelschläge mit hoher Intensität, im Zeitraum von $t = 3,5$ h nach Betonage, erzeugten einen Wiederanstieg des Frischbetondrucks nur in sehr geringem Umfang. Bezogen auf das Erstarrungsende des Betons von $t_{E,Knet} = 9$ h war bei den

vorhandenen Randbedingungen eine Wiederanregung bis zu einem Zeitpunkt $t = 0,44 t_{E,Knet}$ möglich.

In Abbildung 5-8 sind die an den Messgebern vorhandenen Werte vor und nach dem Eintrag der Erschütterungen (Pendelschlagversuch 1) dargestellt.

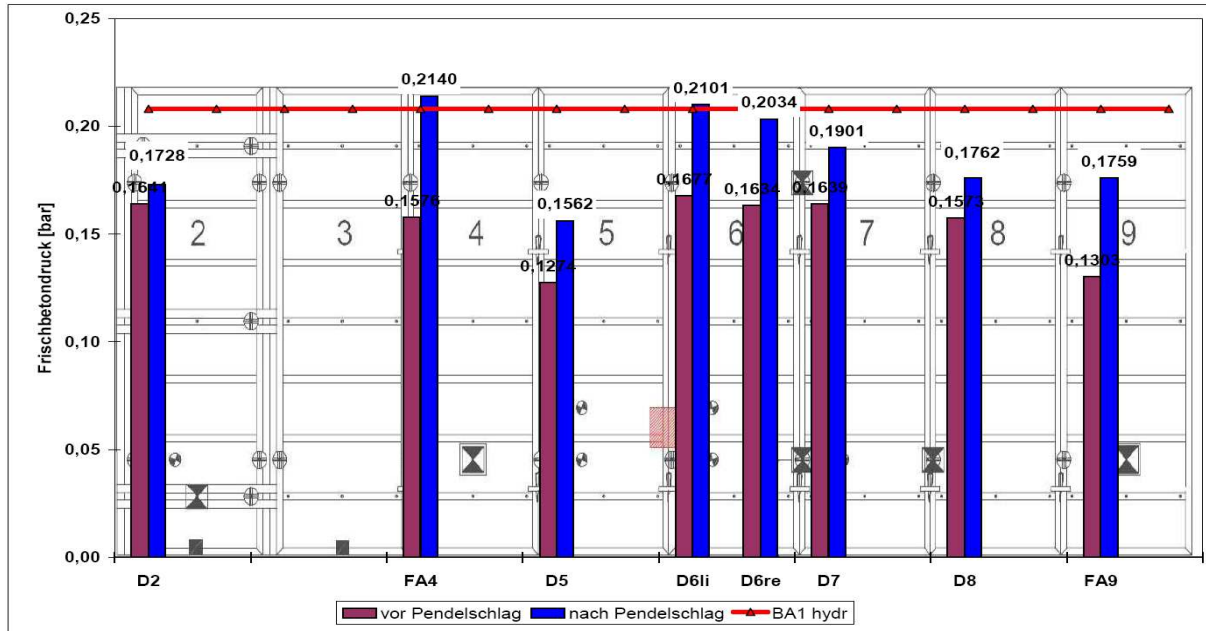


Abbildung 5-8: Frischbetondruck an den Messgebern vor und nach dem Pendelschlag

Abbildung 5-9 zeigt den Grad der Wiederanregung im Abstand x zum Pendelaufschlagpunkt. Der Grad der Wiederanregung ist das Verhältnis zwischen dem gemessenen Frischbetondruck direkt nach dem Pendelschlag σ_h zum Anfangsdruck nach Betonage von BA1 $\sigma_{h,ini}$. Wie bei den Kleinkörperversuchen ist auch beim Großversuch eine Verringerung der Wiederanregung mit fortschreitendem Erstarren des Betons erkennbar.

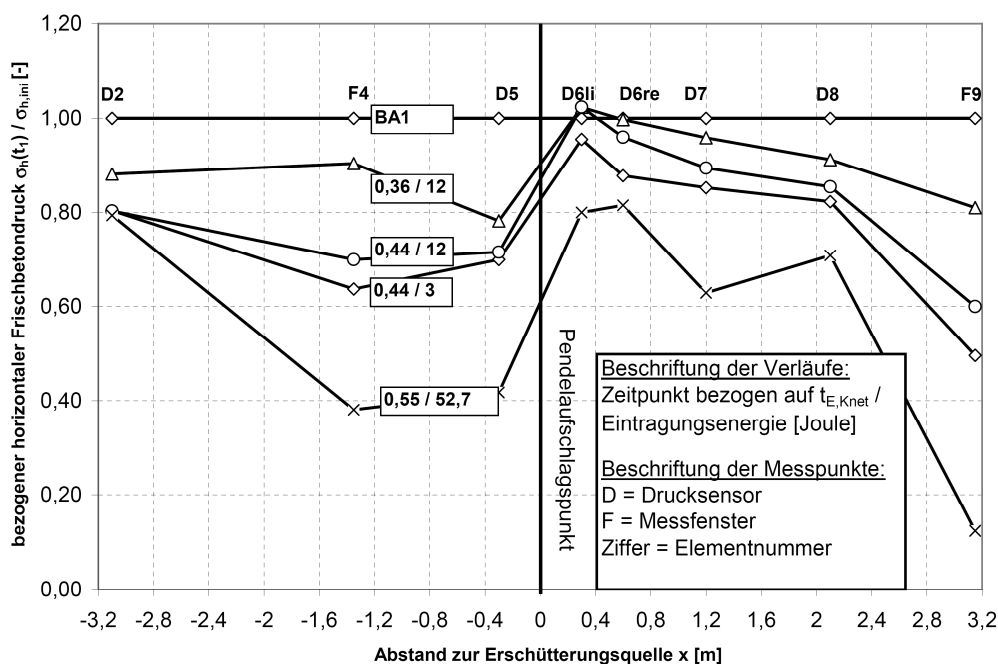


Abbildung 5-9: Wiederverflüssigungsgrad im Abstand zum Pendelaufschlagpunkt

Im Rahmen der Versuchsdurchführung konnte die Ausbreitung der Wiederanregung in Längsrichtung der Schalung gemessen werden. Ein Anstieg konnte an den Messpunkten bis zu einem Abstand von $x = 3,15$ m zur Lasteinwirkungstelle gemessen werden. Die Messwerte am Drucksensor des Elements 5 (D5) zeigten im zeitlichen Verlauf einen im Vergleich zu den anderen Messwerten übermäßig starken Abfall der Werte und können daher nicht als repräsentativ angesehen werden. Durch die Entkopplung des weichen Elementes 2 wurde dort ein geringer Wiederanstieg des Drucks gemessen.

Einfluss der Schalungsverformung auf den Frischbetondruck

Nach Betonage des Abschnittes BA2 kam es an den Messsensoren zu einem weiteren Druckanstieg. Die zusätzliche Auflast bewirkte einen Zuwachs des Horizontaldrucks auf Höhe der Messgeber an den starr gelagerten Elementen in BA1. Im Gegensatz dazu fällt am Messgeber im „weichen“ Element 2 (Linie D2 in Abbildung 5-8) der Frischbetondruck nach Einbringen des Betons im BA2 ab. Somit ist der Verlauf des Frischbetondrucks abhängig von der Steifigkeit der Auflagerpunkte. Anhand der gemessenen Betondrücke und den Ankerkräften konnte aus dem Kräfte- und Momentengleichgewicht der vertikale Verlauf des Frischbetondrucks rechnerisch ermittelt werden (siehe Abbildung 5-10 und Abbildung 5-11). Für den Verlauf des Frischbetondrucks im Betonierabschnitt BA2 wurde ein linearer Anstieg des Frischbetons im neu eingebrachten Beton angenommen.

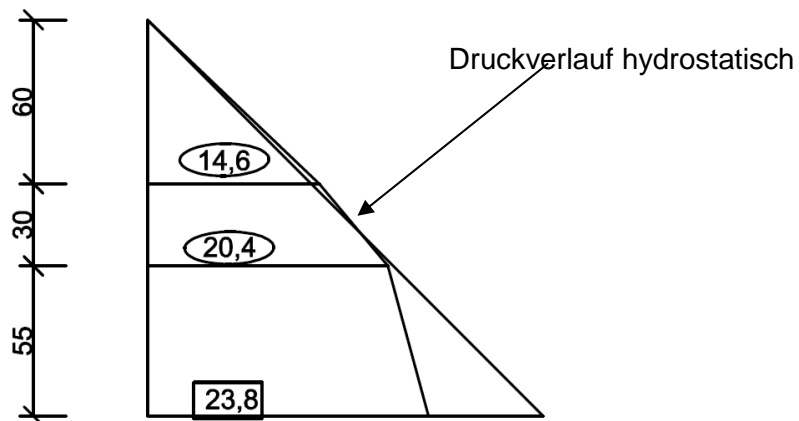


Abbildung 5-10: Verlauf des Frischbetondrucks im BA1 (Messwerte O , Rechenwerte □)

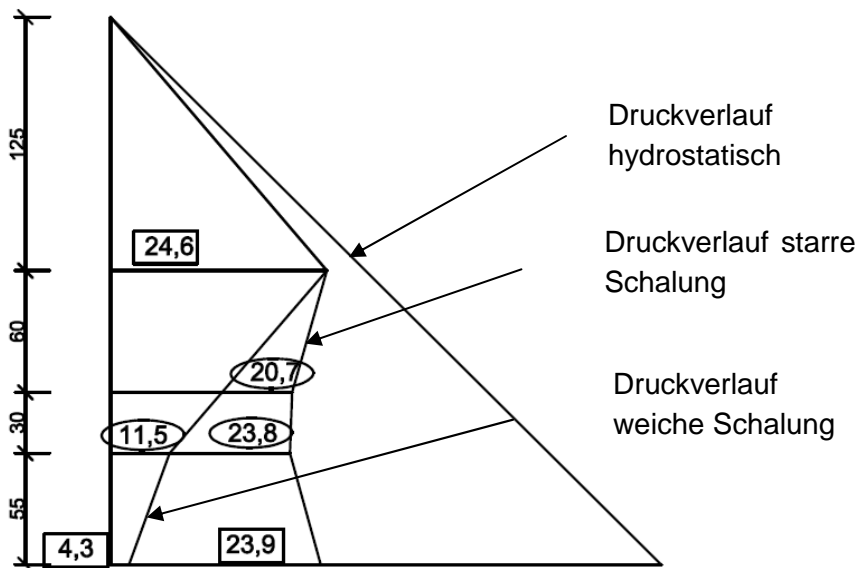


Abbildung 5-11: Verlauf des Frischbetondrucks im BA2 (Messwerte ○ ,Rechenwerte □)

Die Auflagersteifigkeit am weich gelagerten Rahmenelement soll nun mit der eines Ringträgers bei rotationssymmetrischen Sonderschalungen verglichen werden. Sie kann aus den gemessenen Ankerkräften und Verformungen an den Elastomerlagern ermittelt werden.

	Ankerkraft	Verformung gemessen	$C_{w,Elastomer}$ [kN/m]	$C_{r, Ring}$ [kN/m ²]
unterer Anker nach Betonage BA1	7,6 kN	9 mm	0,84	2,46
oberer Anker nach Betonage BA2	(5,11 kN)	5 mm	1,0	2,94

Tabelle 5-5: Auflagersteifigkeiten am weichen Rahmenelement 2

Da nur die Kräfte am unteren Anker des weichen Elementes gemessen werden konnten, wurde die Kraft am oberen Anker aus dem berechneten Druckverlauf nach Abbildung 5-11 abgeleitet.

Für die Umrechnung der Ankersteifigkeit auf eine Ringsteifigkeit wird dies noch auf eine Lastezugsfläche bezogen. Dazu wird die gemessene Kraft am weichen Element mit der am starren Element verglichen. Dort liegt aufgrund der regelmäßigen Anordnung und der statisch bestimmten Lagerung der Elemente eine Lastezugsbreite pro Anker von 90 cm (Elementbreite) vor. Der Mittelwert der Ankerkraft beider Anker beträgt $F_A = 20$ kN nach Betonage BA1. Somit ergibt sich folgende Lastezugsfläche:

$$b_L = \frac{7,6kN}{20kN} \cdot 0,90m = 0,34m \tag{5.3}$$

Die ermittelte Breite entspricht wider Erwarten nicht der halben Elementbreite (45 cm). Ein möglicher Grund dafür ist eine Lastumlagerung auf das benachbarte starre Element.

Eine mittleren Ringsteifigkeit von $c_{r, \text{Ring}} = 2,70 \text{ MN/m}^2$ entspricht der Steifigkeit eines Ringträgers mit Radius $R = 11,6 \text{ m}$ unter Annahme einer Ringquerschnittsfläche von $17,4 \text{ cm}^2$ nach Abbildung 4-29 in Kapitel 4.2.1. Damit liegt diese im Anwendungsbereich rotationssymmetrischer Sonderschalungen.

Die experimentellen Ergebnisse bestätigen die Schlussfolgerungen aus den Modellrechnungen zum Einfluss der Schalungssteifigkeit in Kapitel 4.2.

5.4 Messung der dynamischen Einwirkungen

Bei der Verdichtung von Rüttelbetonen werden durch die Innenrüttler Schwingungen in den Beton eingeleitet. Dies führt zu einer Verflüssigung des Betons (siehe Kapitel 3.6). Die Materialversuche bestätigten die verflüssigende Wirkung von periodischen Schwingungen.

Um den Einfluss einer dynamische Anregung auf den Frischbetondruck unter stoßartigen Belastungen zu untersuchen, diente in den Wandversuchen der Pendelschlag als Erschütterungsquelle. Anhand der Auslenkung und des Rückprallweges des Pendels konnte die Eintragungsenergie bestimmt werden. Die Belastungsintensität war somit steuerbar.

Für den Vergleich zwischen Versuch und Praxis wurden Baustellenmessungen durchgeführt. Die Messungen fanden an einer Trichterschalung der Firma RSB statt. Als vergleichende Messgröße wurde die maximale Beschleunigung der Schalung gewählt. Aufgrund der konstruktionsbedingten unterschiedlichen Eigenfrequenzen beider Schalungen ist nur ein grober Vergleich möglich. Dieser wird jedoch für die Einordnung der Erschütterungswirkung als ausreichend angesehen.

5.4.1 Baustellenmessung an einer Trichterschalung

Systembeschreibung und dynamische Einwirkungen an einer Trichterschalung

Im Zuge des Neubaus eines Silobauwerkes kam eine Trichterschalung der Firma RSB zum Einsatz. Diese diente als Innenschalung für die Betonage des am unteren Ende des Silos befindlichen Auslauftrichters. Als Außenschalung wirkte die Wand des zylindrischen Silobauwerkes.

Der Aufbau der Trichterschalung entspricht dem in Abbildung 2-7 dargestellten Beispiel der Firma RSB. Das stählerne Traggerüst der Trichterschalung wird durch vertikal verlaufende Spanten gebildet. Zwischen den Spanten verlaufen in horizontaler Richtung eingeschraubte Quadratrohrprofile (Ringträger). Durch das Einlegen von vorkonfektionierten Schaltafeln zwischen den Spanten wird die Schalhaut geschlossen. Die Tafeln werden mit Holzstücken gegen die Flansche eines Trägers verkeilt.

An den Vertikalträgern befanden sich Arbeitsbühnen für die Montage- und Betonierarbeiten. Während der Betonage treten somit folgende dynamische Einwirkungen auf:

- Begehung der Arbeitsbühnen durch Baustellenpersonal
- Einklopfen und Verkeilen der Schaltafeln

In beiden Fällen handelt es sich um stoßartige Belastungen.

Durchführung der Messungen

An einer Spante der Trichterschalung wurde ein Beschleunigungsaufnehmer befestigt. Mit der gewählten Ausrichtung der einaxial messenden Aufnehmer wurden die Beschleunigungen in senkrechter Richtung zur Schalfläche gemessen.

Die Messdaten aus dem Beschleunigungsaufnehmer wurden mit Hilfe eines HBM Spider 8 Messaufnehmers an einen Laptop weitergeleitet (siehe Abbildung 5-12). Dort konnten die Daten visualisiert und ausgewertet werden.



Abbildung 5-12: Aufbau Messtechnik und Lage der Beschleunigungsaufnehmer

Es wurden Messungen an der unteren und oberen Arbeitsbühne durchgeführt (Abbildung 5-13). Die Lage des Messpunktes wurde direkt an der Verbindung der Druckstrebe der Bühne mit dem Vertikalträger gewählt. So konnten die Schwingungserregung durch das Begehen der Arbeitsbühne am Lasteintragungspunkt gemessen werden.

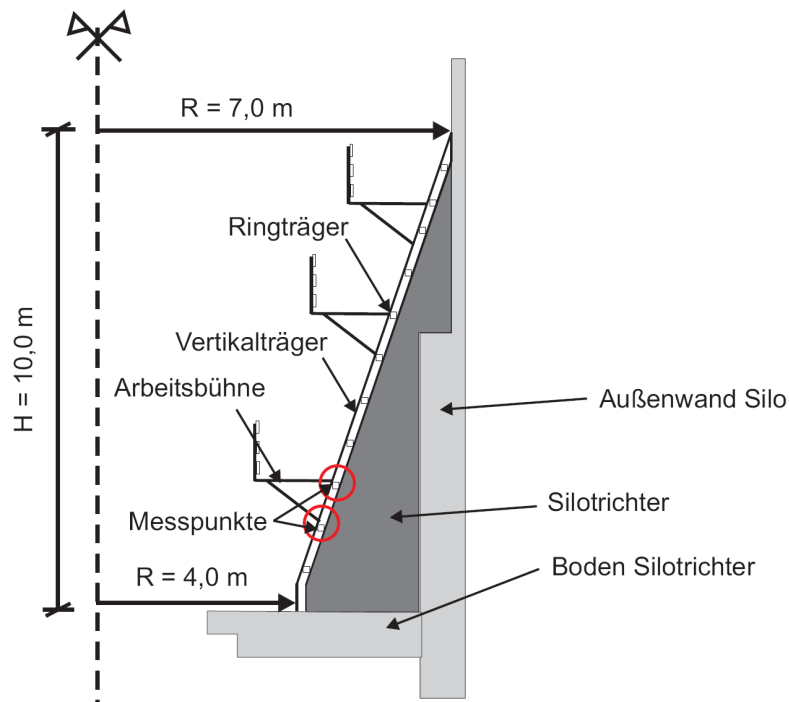


Abbildung 5-13: Vertikalschnitt durch die Trichterschalung mit Lage der Messpunkte

Während der Durchführung der Messungen befand sich die Schalung im leeren Zustand.

Ergebnisse und Auswertung der Messungen

Die Erschütterungen welche durch das Begehen der Schalttafeln oder das Einklopfen von Schalttafeln entstehen sind nicht-periodische Schwingungen.

Einen typischen Verlauf der Beschleunigungen eines Hammerschlags beim Einklopfen von Schalttafeln zeigt Abbildung 5-14.

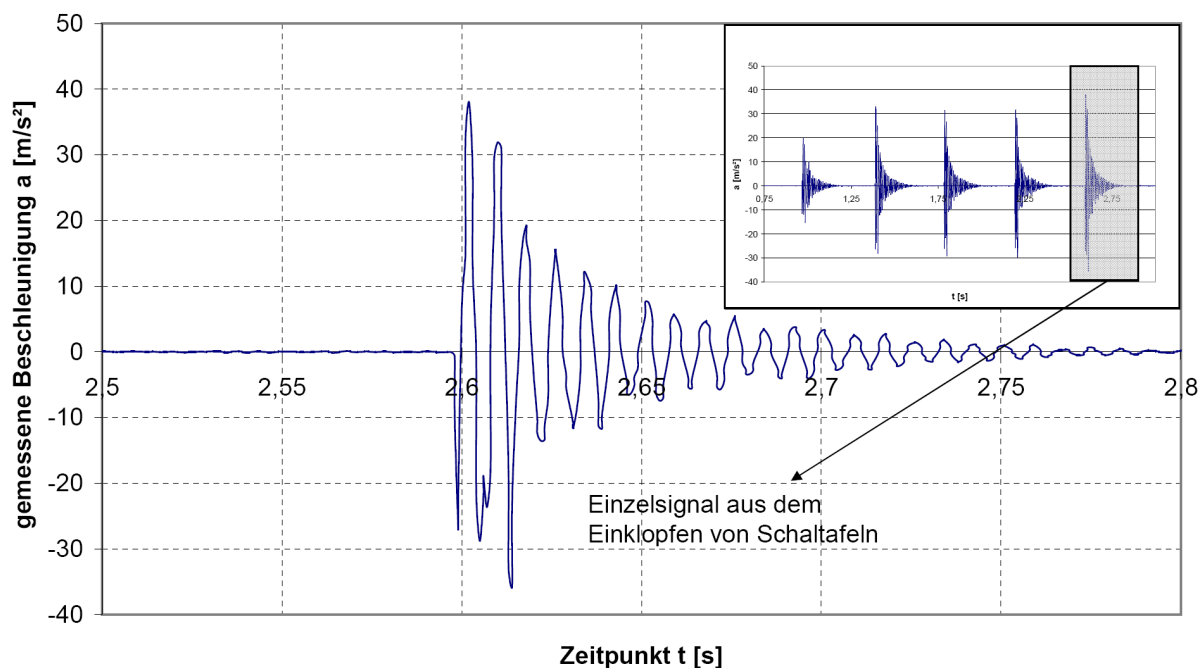


Abbildung 5-14: Detaillierter Schwingungsverlauf für das Einklopfen einer Schalttafel

Deutlich ist das Extremum im Zeitverlauf der Beschleunigungen durch den Hammerschlag erkennbar. Die reibungsbedingte Dämpfung ist der Grund für das rasche Abklingen der Schwingung. Für die Auswertung aller Messergebnisse werden die gemessenen Maximalwerte der Beschleunigungen für die unterschiedlichen Einwirkungen tabellarisch gegenübergestellt.

	Beschleunigungen a [m/s ²]	
	Max	Min
Einklopfen von Schalttafeln	38,0	-35,8
Begehen der Arbeitsbühne	2,40	-2,03

Tabelle 5-6: Maximale gemessene Beschleunigungen aus dem Einklopfen von Schalttafeln in direkter Nähe zum Aufnehmer

Durch das Einklopfen von Schalttafeln wurden in direkter Nähe zur Erschütterungsquelle maximale Beschleunigungswerte von $a_{\max} = 38,0 \text{ m/s}^2$ gemessen. Die gemessenen Beschleunigungen durch das Begehen der Arbeitsbühne liegen deutlich unter den Werten der Hammerschläge.

5.4.2 Messungen während des Großversuchs

Im Rahmen des Großversuches wurden die Erschütterungen mittels Pendelschlägen in die Schalung eingebracht. Um eine Einschätzung der erzeugten Schwingungen in der Schalung zu erhalten, wurden Beschleunigungsgeber an den Schalungselementen fixiert. Die Richtung der gemessenen Beschleunigungen war senkrecht zur Schalfläche.

Für die Untersuchung der Dämpfung der Schwingungen durch den Beton, wurden die Beschleunigungen bei gleicher Schlagintensität an der leeren und gefüllten Schalung gemessen. Den zeitlichen Verlauf der Beschleunigungen für eine Pendelauslenkung $s(t_0) = 60$ cm an der leeren Schalung des Großversuchs zeigt Abbildung 5-15. Der Verlauf bei zur Hälfte gefüllten Schalung ist in Abbildung 5-16 dargestellt. Die Lage der Messgeber zum Aufschlagpunkt des Pendels kann aus Tabelle 5-7 entnommen werden.

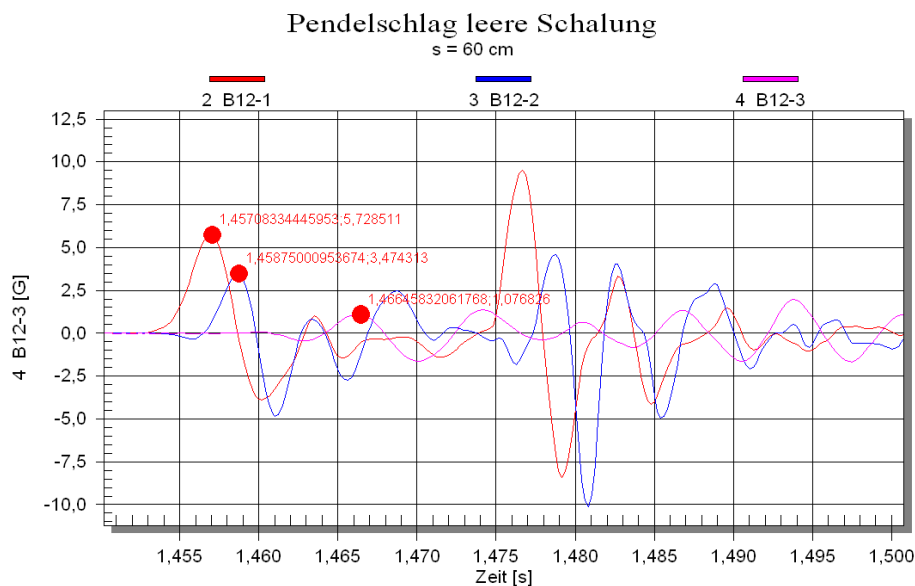


Abbildung 5-15: Beschleunigungs-Zeit-Verlauf für einen Pendelschlagversuch an der leeren Schalung mit einer Auslenkung von $s(t_0) = 60$ cm

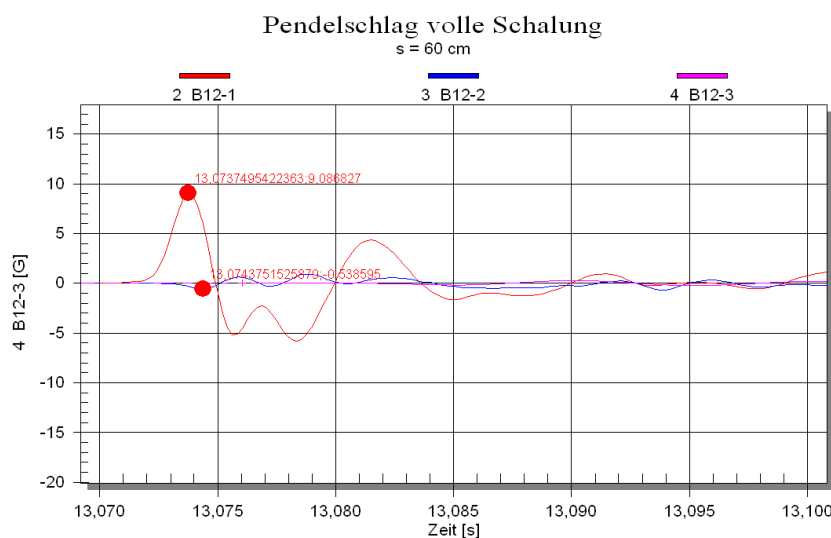


Abbildung 5-16: Beschleunigungs-Zeit-Verlauf für einen Pendelschlagversuch an der zur Hälfte gefüllten Schalung mit einer Auslenkung von $s(t_0) = 60$ cm

Bei gefüllter Schalung liegen im Abstand von $x = 2,14$ m zum Aufschlagpunkt des Pendels keine Beschleunigungen in messbarer Größe vor. Im leeren Zustand waren an dieser Stelle messbare Werte vorhanden. Die mechanische Anregung wurde durch den Beton gedämpft. Da eine Wiederverflüssigung des Betons auch noch nach der Stelle des äußersten Beschleunigungsaufnehmers gemessen werden konnte (siehe Abbildung 5-8) ist davon auszugehen, dass bei stoßartiger Belastung die Schwingungen innerhalb des Betons durch eine Wellenausbreitung in Längsrichtung weitergeleitet werden.

Entfernung Messpunkt von Lasteinleitung Pendelschlag [m]	Leere Schalung $s(t_0) = 60$ cm	Volle Schalung $s(t_0) = 60$ cm	Leere Schalung $s(t_0) = 120$ cm	Volle Schalung $s(t_0) = 120$ cm
	a_{\max} [m/s ²]	a_{\max} [m/s ²]	a_{\max} [m/s ²]	a_{\max} [m/s ²]
-0,09 m (B12-1)	55	89	140	205
0,80 m (B12-2)	34	-5,3	103	-7,85
2,14 m (B12-3)	11	0	1,9	0

Tabelle 5-7: Gemessener Verlauf der maximalen Beschleunigungen eines diskreten Pendelschlags mit einer Auslenkung von 60 und 120 cm

5.4.3 Vergleich der Baustellenmessungen mit den Messungen während des Großversuchs

Zur Verdeutlichung der Praxisrelevanz dient der Vergleich der Versuchswerte mit denen der Baustellenmessung. Die Mittelwerte der maximalen Beschleunigungen aus den Hammerschlägen sind in nachfolgender Tabelle den gemessenen Beschleunigungen aus den Pendelschlägen gegenübergestellt. Da die Systemkenngrößen der unterschiedlichen Schalungssysteme einen Einfluss auf die Beschleunigungswerte geben, dienen die genannten Zahlen nur zur Abschätzung der Größenordnung der Werte.

Einwirkung	Leere Schalung a_{\max} [m/s ²]	Volle Schalung a_{\max} [m/s ²]	Trichterschalung (leerer Zustand) a_{\max} [m/s ²]
Pendel $s = 30$ cm	-	35	-
Pendel $s = 60$ cm	50	88	-
Pendel $s = 120$ cm	160	200	-
Hammerschlag	16	-	38

Tabelle 5-8: Maximale Beschleunigungen durch einen Pendelschlag/Hammerschlag

Die Intensität eines Hammerschlages kann der eines Pendelschlages mit einer Auslenkung zwischen $s = 30$ und 60 cm zugeordnet werden. Die gemessenen Beschleunigungen aus dem Begehen der Arbeitsbühnen sind im Vergleich zu den Werten aus dem Hammerschlag weitaus geringer (siehe Tabelle 5-6). Mit einer Wiederverflüssigung des Betons durch das Klopfen auf die Schalung ist angesichts der vorliegenden Versuchswerte zu rechnen.

6 Bemessungsmodell für rotationssymmetrische Sonderschalungen

Anhand durchgeführter Bauteilversuche (siehe Kapitel 5) konnte ein Einfluss von Erschütterungen auf den Verlauf des Frischbetondrucks festgestellt werden. In Abhängigkeit von der Intensität und dem Zeitpunkt der Erschütterungen ist eine Wiederverflüssigung des Betons möglich.

Übertragen auf die Verhältnisse bei rotationssymmetrischen Sonderschalungen bedeutet dies, dass ein lokaler Wiederanstieg des Frischbetondrucks eine über den Umfang nicht-rotationssymmetrische Lastverteilung erzeugt. Es ergibt sich eine Lastdifferenz zwischen dem erschütterten und dem unerschütterten Bereich der Schalung.

In Kapitel 4.1.3 wurde der Einfluss einer nicht-rotationssymmetrischen Belastungsverteilung auf das Tragverhalten von rotationssymmetrischen Sonderschalungen beschrieben. Unter nicht-rotationssymmetrischer Belastung entsteht ein verändertes Verformungsverhalten der Ringträger. Dies beeinflusst die Auflagerbedingungen der Vertikalträger und damit das Tragverhalten der gesamten Schalungskonstruktion.

Auf Grundlage der vorangegangenen Untersuchungen wird ein Lastmodell entwickelt, das eine Bemessung von rotationssymmetrischen Sonderschalungen ermöglicht. Dabei wird der Fall einer Wiederverflüssigung des Betons berücksichtigt.

6.1 Lastmodell für die Bemessung rotationssymmetrischer Sonderschalungen – Modellparameter und getroffene Annahmen

Die Parameter des Lastmodells werden aus dem Betoniervorgang bei einem rotationssymmetrischen Baukörper abgeleitet.

Über den Umfang der Schalung betrachtet entsteht an der Einfüllstelle des Betons der höchste Frischbetondruck, dies beruht auf der flüssigen Konsistenz des frisch eingebrachten Betons. Weiterhin wird der Frischbeton in den unteren Lagen durch das Einschütten der neuen Schicht angeregt. Zusätzliche Erschütterungen (z.B. Hammerschlag, Anprall Betonierkübel) sind vorerst ausgenommen. Entsteht eine Betonierpause bzw. die Einfüllstelle wandert weiter, kann der Frischbeton eine innere Struktur aufbauen (Thixotropie). Dies hat zur Folge, dass der beim Einfüllvorgang entstandene Druck mit fortschreitender Zeit abnimmt. Durch diesen geringer werdenden Frischbetondruck entsteht im Vergleich zu dem höheren Druck an der Einfüllstelle des Betons ein zusätzlicher Druckunterschied über den Umfang des Schalungssystems.

Werden zudem lokal Erschütterungen in die Schalung eingebracht (z.B. Hammerschlag, Anprall Betonierkübel), kommt es zu einer bereichsweisen Wiederverflüssigung des Betons. Der Druckunterschied zum unangeregten Beton erzeugt nun eine Lastdifferenz über den Umfang der Schalung.

Im Lastmodell wird die Größe, die Lage sowie die örtliche und zeitliche Veränderung des Frischbetondrucks durch folgende Parameter beschrieben:

- oberer Grenzwert des Frischbetondrucks nach Einwirkung von Erschütterungen – Maximaler Druck $\sigma_{h,max,dyn}$
- Ausbreitung des Bereiches mit maximalem Druck
- unterer Grenzwert des Frischbetondrucks ohne Einwirkung von Erschütterungen – Minimaler Druck $\sigma_{h,min}$
- Verlauf des Frischbetondrucks über die Höhe der Schalung

Nicht-rotationssymmetrische Belastung

Rotationssymmetrische Belastung

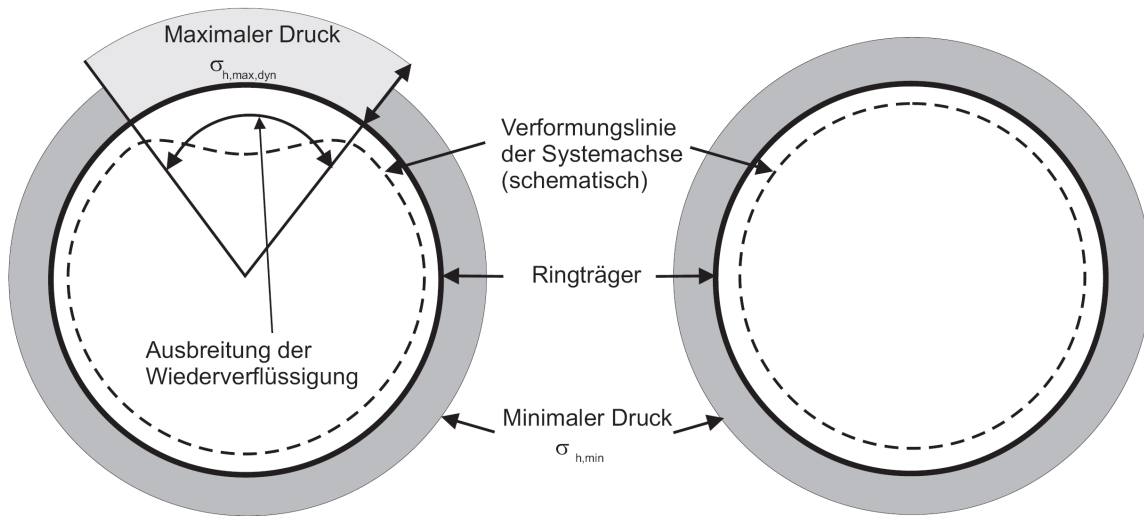


Abbildung 6-1: Nicht-rotationssymmetrische Belastung und rotationssymmetrische Belastung eines Ringträgers

Die für die Entwicklung des Lastmodells getroffenen Annahmen sind in Tabelle 6-1 zusammengestellt:

	Annahme
Beton	Das Lastmodell gilt nur für die Verwendung von selbstverdichtendem Beton
	Erstarrungsbeginn $t_{A,Knet}$ und Erstarrungsende t_E des Betons sind bekannt. Das Erstarrungsverhalten wird auf der Baustelle während des Betonierens anhand des Knetbeutelversuchs überprüft und mit den Annahmen der Berechnung verglichen.
Baubetrieb	Die Steiggeschwindigkeit liegt im betrachteten Anwendungsbereich von $v = 0,20 - 1,0$ m/h (siehe Kapitel 2.3). Sie wird während der Betonage laufend überprüft (Betonieranweisung, Arbeitsanweisung)
	Die Betonage erfolgt durch ein schichtweises Einfüllen des Betons von oben in die Schalung mittels Betonierkübel oder Betonpumpe. Der Beton wird nicht in die Schalung mit Druck gepumpt.
Schalung	Die Schalungskonstruktion wird durch biegesteife Vertikalträger und umlaufende Ringträger gebildet.
	Die Schalung wurde für die maximal mögliche rotationssymmetrische Belastung nach den derzeit gültigen Normen (DIN 18218:2009 [N.1]) dimensioniert.

Tabelle 6-1: Annahmen für die Anwendung des vorgeschlagenen Lastmodells

6.1.1 Unterer Grenzwert für den Frischbetondruck

Der untere Grenzwert des Frischbetondrucks bildet den rotationssymmetrischen Anteil der Belastung. Umso größer der Wert des minimalen Drucks angesetzt wird, desto geringer ist die Lastdifferenz über den Umfang der Schalungskonstruktion. Dieser Lastanteil wirkt für den Ring stabilisierend.

Auf der sicheren Seite liegend könnte auf den Ansatz einer stützenden Belastung verzichtet werden. Um eine wirtschaftlichere Lösung zu finden, wird im Folgenden aus den vorliegenden Erkenntnissen ein unterer Grenzwert für den Frischbetondruck abgeleitet.

Durch die bei Rüttelbeton erforderliche Verdichtungsarbeit sind bis zur Eintauchtiefe des Rüttlers ($h_r = 1,00$ m) hydrostatische Verhältnisse anzunehmen. Somit ergibt sich gemäß den normativen Angaben in DIN 18128 [N.1] für Rüttelbetone ein Minimalwert für den Frischbetondruck von 25 kN/m^2 . Auch bei sehr geringen Geschwindigkeiten kann bei planmäßiger Verdichtung dieser Wert nicht unterschritten werden. Er bildet somit einen Mindestwert für den anzusetzenden Frischbetondruck bei Rüttelbetonen.

Im Gegensatz zu Rüttelbeton entfällt beim Einsatz von selbstverdichtendem Beton die Verdichtungsarbeit. Ein Mindestwert wie bei Rüttelbeton, der bei ordnungsgemäßer Verdichtung mit hoher Wahrscheinlichkeit nicht unterschritten wird, kann daher nicht angenommen werden.

Allerdings bestehen auch bei SVB für eine frisch eingefüllte Betonschicht hydrostatische Verhältnisse. Dies begründet sich in der Eintragung von Scherbeanspruchungen in die Betonmasse während des Einfüllvorgangs. Rechnerische Untersuchungen in [3.7] zeigten, dass der flüssige Bereich bis in eine Tiefe unterhalb der Einfüllhöhe reicht, die in etwa der Breite der Wand entspricht. Als unterer Grenzwert wird somit der Mindestdruck auf einen hydrostatischen Druck über eine Höhe von $0,30$ m begrenzt. Die Wandstärken im Anwendungsbereich von rotationssymmetrischen Schalungen sind durchwegs größer als $0,30$ m, so dass die Größenordnung als zutreffend betrachtet werden kann.

Baubetriebliche Aspekte spielen eine weitere Rolle für die Definition eines unteren Grenzwertes. In der SVB-Richtlinie [N.2] werden Anforderungen an die Verarbeitbarkeitszeit t_{VB} gestellt. Sie ist für Transportbeton bis zu einem Zeitpunkt von $t_{VB} = 45$ min zu gewährleisten. Gemäß SVB-Richtlinie ist die Verarbeitbarkeitszeit „die Zeitspanne in Minuten, innerhalb der der Selbstverdichtende Beton die erforderliche Konsistenz nach Übergabe auf der Baustelle aufweisen muss“.

Eine optimale Verarbeitbarkeit wird dadurch gekennzeichnet, dass der Beton ausreichend fließt, entlüftet und sedimentationsstabil ist. Daraus wird abgeleitet, dass bis zum Ende der Verarbeitbarkeitszeit der Beton eine flüssige Konsistenz besitzt. Dies muss durch die vorhandenen Randbedingungen (z.B. Betonrezeptur, Umgebungstemperatur, Lieferzeit Transportbetonwerk-Baustelle) gewährleistet sein.

Somit kann für das Lastbild eines minimalen Frischbetondrucks ein hydrostatischer Druck bis zu einer Zeitdauer von $0,75$ h angenommen werden.

Durch die Kombination beider Überlegungen ergibt sich folgender unterer Grenzwert für den Frischbetondruck von selbstverdichtenden Beton:

$$\sigma_{h,\min} = 0,75 \cdot v \cdot \gamma_c \geq 0,30 \cdot \gamma_c \quad (6.1)$$

$\sigma_{h,\min}$ unterer Grenzwert für den Frischbetondruck [kN/m²]

γ_c Frischbetonwichte [kN/m³]

v Steiggeschwindigkeit [m/h]

Im gewählten Ansatz ist die Berücksichtigung einer Minderung des Frischbetondrucks bei dichter Bewehrung nicht notwendig. Zum Zeitpunkt des Anfangsdrucks befindet sich der Frischbeton in flüssiger Konsistenz. Wegen der Eigenschaft von SVB im flüssigen Zustand enge Zwischenräume zu hinterfließen, herrschen daher in der Schalung zum betrachteten Zeitpunkt hydrostatische Verhältnisse unabhängig von der Dichte des Bewehrungsnetzes.

Es sei darauf hingewiesen, dass die Annahme auf der sicheren Seite liegt. Bei Kenntnis der im Einzelfall vorhandenen Randbedingungen können Versuche höhere Werte als hier angenommen zeigen.

6.1.2 Oberer Grenzwert für den Frischbetondruck

Der obere Grenzwert beschreibt die Größe des Frischbetondrucks bei Einwirkung von Erschütterungen auf die Schalung. Wie bereits in den experimentellen Untersuchungen festgestellt wurde, bewirken dynamische Einwirkungen auf die Schalung eine Wiederverflüssigung des Betons.

Der Wiederanstieg des Frischbetondrucks begründet sich in der Zerstörung einer vorhandenen Tragstruktur innerhalb des Frischbetons. Diese entsteht aufgrund der thixotropen Eigenschaft des frischen selbstverdichtenden Betons. Die Vorgänge im Beton, die eine Verflüssigung bewirken wurden in Kapitel 3.6 anhand der Vorgänge, welche bei der Verdichtung von Rüttelbetonen entstehen erklärt.

Der Beton kann sich nach Einwirkung der Erschütterungen somit wieder im flüssigen Zustand befinden. Als oberer Grenzwert für den horizontalen Frischbetondruck wird der hydrostatische Druck gewählt. Die gemessenen Drücke in den Modellversuchen (Kapitel 5.2) und im Großversuch (Kapitel 5.3) erreichten nahezu den hydrostatischen Wert, welcher dem Anfangswert zu Beginn der Betonage entsprach.

Für die Größe des Wertes ist nun der Zeitpunkt des Auftretens des maximalen Drucks noch festzulegen. Die Ergebnisse der Modellversuche in Kapitel 5.2 zeigen eine mögliche Wiederanregung bis zu einem Zeitpunkt von maximal $t = 0,78 t_{E,Knet}$. Zu diesem Zeitpunkt kann noch 73 % des Anfangswertes erreicht werden. Eine vollständige Wiederverflüssigung war beim Großversuch (Kapitel 5.3) bis zu einem Zeitpunkt von $t = 0,44 t_{E,Knet}$ messbar. Spätere Erschütterungen, auch mit sehr hoher Intensität, hatten keinen maßgeblichen Wiederanstieg des Frischbetons zur Folge. Das Erstarren des Betons hatte zu diesem Zeitpunkt bereits begonnen. Der Erstarrungsbeginn findet jedoch mit $t_{A,Knet} = 0,625 t_{E,Knet}$ zu einem relativ späten Zeitpunkt statt.

Die mit fortschreitendem Erstarren geringer werdende Neigung zur Wiederverflüssigung kann damit erklärt werden, dass während des Erstarrungsvorgangs dauerhafte Bindungskräfte zwischen den Reaktionsprodukten entstehen, die ihre Festigkeit auch nach Einbringen der Erschütterungen nicht mehr verlieren.

Aus diesen Überlegungen heraus wird der Zeitpunkt des maximalen horizontalen Frischbetondrucks mit dem Zeitpunkt des Erstarrungsbeginns $t_{A,Knet}$ gleichgesetzt. Bis zu diesem Zeitpunkt ist eine Wiederverflüssigung des Betons in Höhe des hydrostatischen Drucks möglich. Wird der Zeitpunkt des Erstarrungsbeginns überschritten, ist eine Wiederanregung noch möglich. Der reaktivierte Frischbetondruck liegt jedoch unterhalb des hydrostatischen Werts. Dieser Sachverhalt wird im Verlauf des Frischbetondrucks im nachfolgenden Kapitel berücksichtigt.

Der obere Grenzwert für den horizontalen Frischbetondruck bei Einwirkung von Erschütterungen wird somit gemäß der folgenden Gleichung definiert:

$$\sigma_{h,max,dyn} = t_{A,Knet} \cdot v \cdot \gamma_c \quad (6.2)$$

$\sigma_{h,max,dyn}$ oberer Grenzwert für den Frischbetondruck bei Einwirkung von Erschütterungen [kN/m²]

$t_{A,Knet}$ Erstarrungsbeginn nach Knetbeutelmethode (siehe Tabelle 5-2) [h]

γ_c Frischbetonwichte [kN/m³]

v Steiggeschwindigkeit [m/h]

Der Zeitpunkt des Erstarrungsbeginns ist vorrangig abhängig von der Betonzusammensetzung und der Frischbetontemperatur. Nach [3.2] kann der Erstarrungsbeginn durch das Knetbeutelverfahren mit dem Übergang der Frischbetonkonsistenz von „weich“ zu „plastisch“ bestimmt werden (siehe Tabelle 5-2). Das Verfahren erlaubt eine Überwachung des Erstarrungsverhaltens während des Betoniervorgangs. Somit ist eine Überprüfung der Berechnungsannahmen auf der Baustelle möglich. Zur Gewährleistung eines gleichmäßigen Betonierfortschritts ist die Referenztemperatur zur Bestimmung des Erstarrungsbeginns mit der Einbautemperatur des Betons auf der Baustelle im Vorfeld abzustimmen. Wird dennoch ein verzögertes Ansteifen des Betons während des Betonierens festgestellt kann durch eine Verringerung der Steiggeschwindigkeit reagiert werden.

Eine genauere Bestimmung des Erstarrungsbeginns kann durch die Messung der zeitlichen Entwicklung der Frischbetontemperatur während der Betonage erfolgen. Ein Anstieg der Frischbetontemperatur deutet auf den Beginn der chemischen Reaktionen verbunden mit der Freisetzung von Wärmeenergie hin. Öztürk et al. [5.3] konnten durch Messung des zeitlichen Temperaturverlaufs bei Zementmörtelproben die Übereinstimmung des Anstiegs der Temperatur mit dem Zeitpunkt des Erstarrungsbeginns nach dem Vicat-Penetrationsverfahren zeigen. Der Vorteil zum Knetbeutelverfahren liegt in der eindeutigen Bestimmung des Erstarrungsbeginns durch ein objektives messtechnisches Verfahren im Gegensatz zur subjektiven Einschätzung der Verformbarkeit beim Knetbeutelverfahren. Untersuchungen von Proske zum Erstarrungsverhalten von SVB in [3.5] zeigen, dass bei den dort verwendeten Rezepturen der Erstarrungsbeginn t_A näher am Erstarrungsende liegt als $t_{A,KB}$. Dies würde eine zusätzliche Sicherheit im Lastansatz bedeuten. Aus Gründen der Baustellentauglichkeit wird jedoch die Messung anhand des Knetbeutelverfahrens weiterverfolgt.

Es verbleibt noch die Frage, ob eine Wiederverflüssigung Frischbetondrücke erzeugen kann, die größer als der Anfangsdruck werden.

Hinweise hierfür lassen sich in der Literatur finden. Bei den von Proske durchgeführten Kleinkörperversuchen in [3.5] konnte bei Einwirkung von Erschütterungen ebenfalls der hydrostatische Druck gemessen werden. Der maximal gemessene Druck der Referenzmischung ohne Einwirkung von Erschütterungen lag unterhalb der hydrostatischen Werte. Somit kann ein Überschreiten eines Anfangsdrucks, der unterhalb des hydrostatischen Drucks liegt, bei Einwirkungen von Erschütterungen nicht ausgeschlossen werden. Im Rahmen dieser Versuche konnten auch eine Verringerung der Neigung zur Wiederverflüssigung durch das fortschreitende Erstarren des Betons beobachtet werden.

Hydrostatisches Verhalten konnte bei intensiver Erschütterung bis zur Hälfte der Erstarrungszeit beobachtet werden.

6.1.3 Verlauf des Frischbetondrucks über die Höhe der Schalung

Anhand der Ergebnisse einer Modellrechnung wurde in Kapitel 4.2 der Einfluss der Lagersteifigkeit auf den Verlauf des Frischbetondrucks verdeutlicht. Mit dem Erstarren der unteren Betonschichten entsteht in diesem Bereich eine Stützung der Schalung. Der dort vorhandene Frischbetondruck verbleibt in der Schalung, da eine Rückverformung aufgrund des erstarrten Betons verhindert wird. Dadurch entstehen maßgebliche Steifigkeitsunterschiede zwischen dem entstandenen Betonaufleger und den weichen Auflagerbedingungen, z.B. am Ringträger. Diese bewirken eine Konzentration der durch die nachfolgenden Betonierabschnitte eingebrachten Belastungen am Betonaufleger. Daher wird bei einer weichen Lagerbedingung der Schalung (Ringträger) der eingeprägte Frischbetondruck schneller aufgehoben als bei einer steifen Lagerung (Schalungsanker).

In Kapitel 5.3 wurden die Elemente einer Rahmenschalung für eine Wandbetonage mit unterschiedlichen Lagersteifigkeiten versehen. Eine Reduzierung des Frischbetondrucks bei weicher Lagerung durch ein weiteres Aufbetonieren und den damit verbundenen Zusatzverformungen am Schalelement konnte experimentell nachgewiesen werden.

Die gewählte Steifigkeit an den Auflagerpunkten entsprach dem Anwendungsbereich für rotationssymmetrische Schalungssysteme.

Sowohl die Ergebnisse der rechnerischen als auch der experimentellen Untersuchungen zeigen, dass sich bei einer weichen Auflagerung der in der Schalung eingeprägte Frischbetondruck mit fortschreitendem Betonieren der oberen Schichten reduziert. Aus diesem Grund wird für den Verlauf des unteren Grenzwertes für den Frischbetondruck ein lineares Abfallen des Drucks bis zum Erstarrungsende angenommen.

Auch beim oberen Grenzwert des Frischbetondrucks ist der lineare Verlauf nach Erreichen des Maximalwerts möglich. Die Versuche zur Zeitabhängigkeit der Wiederanregung des Drucks zeigen, dass bei erstarrtem Beton keine Reaktivierung des Frischbetondrucks mehr möglich ist. Im Lastbild des oberen Grenzwertes wird eine Wiederanregung nach dem Erstarrungsbeginn (Maximalwert) durch einen linearen Verlauf abgedeckt.

Die Betrachtungen behalten nur ihre Gültigkeit, soweit ein Hinterfließen der Schalung durch noch flüssigen Beton verhindert wird. Bei sehr weichen Schalungen kann sich ein Spalt zwischen standfestem Beton und Schalung bilden, der ein Eindringen von flüssigem Beton ermöglicht. Der eingedrungene Beton erzeugt einen über die gesamte Höhe wirkenden hydrostatischen Druck. Es entsteht hierbei ein massiver Druckunterschied zwischen dichten und undichten Bereichen, der die oben getroffenen Annahmen bei weitem überschreitet.

Von Dietz und Dehn wird in [6.1] beschrieben, dass bei Spaltbreiten unterhalb von 4 mm ein Hinterfließen des Betons schnell zum Stillstand kommt.

Es ist daher zu gewährleisten, dass der Zuwachs an Verformungen im Falle einer Wiederverflüssigung des Betons unterhalb von 4 mm bleibt. Die maßgebende Stelle für die Begrenzung der Verformungen befindet sich auf Höhe des Erstarrungsbeginns $t_{A,Knet}$.

6.1.4 Verlauf des oberen Grenzwertes über den Umfang der Schalung

Mit dem Verlauf des Lastbildes in vertikaler Richtung wird der zeitliche Einfluss auf die Wiederanregung des Frischbetondrucks berücksichtigt. Im horizontalen Schnitt der Schalung ist die räumliche Ausbreitung einer Wiederanregung zu definieren. Die Bestimmung der Ausbreitung einer Zone mit wiederverflüssigtem Beton bezieht sich auf die Einwirkung von lokalen Erschütterungen.

Die Größe dieses Bereichs wird durch einen Lastwinkel beschrieben (siehe Kapitel 6.1). Es wäre nun möglich, anhand experimenteller und theoretischer Untersuchungen einen Grenzwert der Beschleunigungen zu finden, ab welchem eine Zerstörung der inneren Struktur stattfindet und damit eine Reaktivierung der flüssigen Konsistenz des Frischbetons stattfindet. Eine Definition dieses Grenzwertes müsste dann anhand verschiedener Erschütterungsintensitäten an unterschiedlichen Betonsorten unter Berücksichtigung des Erstarrungsfortschritts erfolgen.

Die rechnerischen Untersuchungen in Kapitel 4.1.3 in Verbindung mit den Ergebnissen des Großversuchs in Kapitel 5.3 lassen eine Bestimmung des Lastwinkels auch ohne detaillierte Bestimmung der Schwingungsausbreitung im Frischbeton zu.

Liegt das Tragsystem eines polygonalen gelenkigen Ringträgers vor, ist der Lastwinkel für die Bemessung der Konstruktion von untergeordneter Bedeutung. Für das Durchschlagen des Polygons ist die Mehrlast an einer einzigen Spante ausreichend. Die Definition eines Lastwinkels erübrigt sich somit, da die Lastdifferenz unabhängig vom Lastwinkel auftritt und alle Vertikalträger für die nicht-rotationssymmetrische Belastung dimensioniert werden müssen.

Für biegesteife Ringträger wurde anhand einer Parameterstudie in Kapitel 4.1.3.3 der Einfluss des Lastwinkels auf die sich einstellende Verformung untersucht. Es zeigt sich, dass bei einseitiger Bettung des Rings, d.h. die Spante trägt keinen Anteil der nicht-rotationssymmetrischen Belastung, die maximale Verformung bei einem Lastwinkel im Bereich von $\alpha = 12,5^\circ$ bis 25° auftritt. Bei Schalungen mit Radien von $R = 5,0$ m bis $20,0$ m würde dies einer Längenausbreitung von etwa $1,10$ m bis $8,70$ m entsprechen.

Im Großversuch wurde eine Längenausbreitung der Erschütterungen von $6,20$ m gemessen. Die Begrenzung der gemessenen Länge begründet sich in der Lage des letzten Messgebers, welcher einen Anstieg des Frischbetondrucks verzeichnete. Am äußersten Messgeber (Element 9) der Wandschalung (siehe Abbildung 5-8) stieg der Frischbetondruck noch auf 80% des hydrostatischen Wertes an. Bei einer größeren Breite der Wand wäre davon auszugehen, dass auch im benachbarten Element zu Element 9 eine Wiederverflüssigung möglich gewesen wäre. Dies zeigt, dass auch für große Schalungen eine Wiederverflüssigung über eine Breite, die zu den maximalen Verformungen im System führen kann, möglich ist.

6.1.5 Zeitabhängiger Verlauf des unteren Grenzwertes des Frischbetondrucks

Verbleibt der Beton nach dem Einfüllgang in Ruhe, z.B. durch ein Weiterziehen der Einfüllstelle über den Umfang oder durch Betonierpausen, kommt es zu einer zeitabhängigen Verringerung des Frischbetondrucks. Während dieser Ruhezeit kann sich im Beton aufgrund dessen thixotroper Eigenschaft eine Tragstruktur bilden, die einen Abfall des Frischbetondrucks nach sich zieht.

In Kapitel 3.4 wurden Literaturangaben zum zeitlichen Verhalten des Frischbetondrucks ausgewertet. Der Einfluss verschiedener Parameter auf die Geschwindigkeit des Druckabbaus ist in Tabelle 3-2 zusammengestellt. Eine quantitative Abschätzung des Druckabbaus erfolgte anhand der Werte in Tabelle 3-3. Diese wurden an einer im Vergleich zu rotationssymmetrischen Sonderschalungen sehr steifen Schalung gemessen. Bei starren Schalungen bewirken geringe Rückverformungen eine höhere Entspannung der Schalung. Der Druckabfall welcher bei den Kleinkörperversuchen und während des Großversuchs in Kapitel 5 gemessen wurde, ist geringer als die gefundenen Werte.

Aus den Werten nach Tabelle 3-2 kann für den zeitlichen Verlauf ein linearer Druckabfall von 100 % bis 60 % nach 120 min festgelegt werden.

Die Ordinate des unteren Grenzwertes $\sigma_{h,min}$ ist daher noch mit einem Faktor zu multiplizieren.

Die Größe dieses Faktors wird anhand des Betoniervorgangs bei rotationssymmetrischen Schalungen abgeleitet. Hierfür wird eine Umlaufzeit t_u als der Zeitraum definiert, den die Einfüllstelle benötigt, um einmal um den gesamten Umfang der Schalung gewandert zu sein. Der ungünstigste Fall für eine nicht-rotationssymmetrische Belastung des Systems tritt dann ein, wenn die Wiederverflüssigung an der Einfüllstelle geschieht. Da dort der Hauptanteil der Baustellentätigkeit stattfindet (Betonieren, Zuschalen) ist dies wahrscheinlich. Demgegenüber steht der untere Grenzwert des Frischbetondrucks, welcher sich während der Ruhezeit noch zusätzlich reduziert. Die Differenz der gegenüberliegenden Drücke wird damit am größten.

In Abbildung 6-2 ist der Verlauf eines Reduktionsfaktors f über den Umfang einer Zylinderschalung in einer Abwicklung aufgetragen. An der Einfüllstelle wird der Verlauf modellhaft durch einen Sprung beschrieben. In Wirklichkeit wird ein linearer Übergang vorhanden sein. Je nach Fallhöhe des Betons werden die angrenzenden Bereiche wiederangeregt. Auch bewirken große Betonierschichten durch ein Weiterfließen des neu eingebrachten Betons in Umfangsrichtung einen gleichmäßigeren Übergang. Um die Gegenlast zum Maximaldruck abzuschätzen wird der Verlauf des Faktors f im Kreissegment von 180° gemittelt (Bereich grau schraffiert).

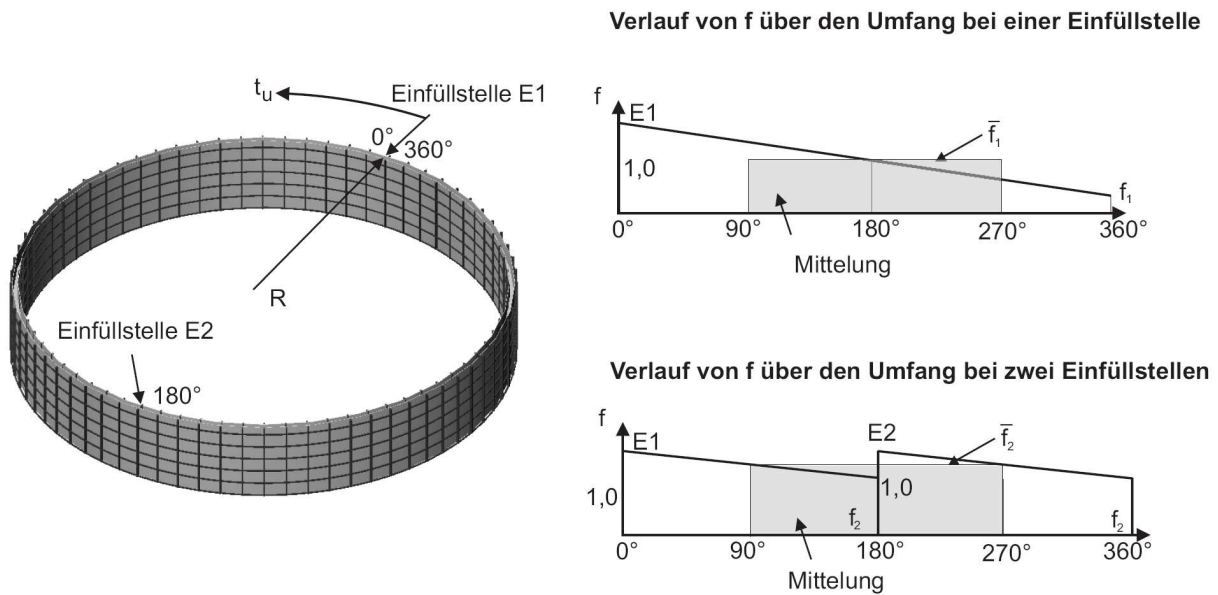


Abbildung 6-2: Zeitlicher Verlauf des Frischbetondrucks über den Umfang

Die Schwankungen im Frischbetondruck werden erheblich reduziert, sobald der Beton gleichzeitig an zwei Stellen des Umfangs eingefüllt wird. Der Faktor \bar{f} verringert sich um die Hälfte. Des Weiteren liegen sich die Maxima von \bar{f} gegenüber, was sich günstig für die Lastdifferenz bei einer Wiederanregung auswirkt.

Ein Vergleich der gemittelten Werte verdeutlicht diesen Sachverhalt. Bei einer Einfüllstelle errechnet sich der gemittelte Zeitfaktor f wie folgt:

$$\bar{f}_1 = 1,0 - 0,10 \cdot t_u$$

Wird der Beton an zwei Einfüllstellen verarbeitet, ist dies gleichzusetzen mit einer zweimal kürzeren Umlaufzeit wie bei nur einer Einfüllstelle.

$$\bar{f}_2 = 1,0 - 0,05 \cdot t_u$$

Zur Berücksichtigung von Druckunterschieden über den Umfang der Schalung ist der untere Grenzwert für den Anfangsdruck (Minimale Last) nach Gleichung (6.1) mit einem Faktor \bar{f} zu multiplizieren. Durch diesen Faktor wird die zeitliche Veränderung des Frischbetondrucks berücksichtigt. Eine Erhöhung der Einfüllstellen über den Umfang einer rotationssymmetrischen Sonderschalung wirkt sich günstig auf die Druckunterschiede aus.

$$\bar{f} = 1,0 - \frac{0,10}{n_E} \cdot t_u \quad (6.3)$$

\bar{f} gemittelter Abminderungsfaktor für den zeitlichen Verlauf des unteren Grenzwert des Frischbetondrucks

t_u Umlaufzeit [h]

n_E Anzahl der Einfüllstellen [-]

6.1.6 Zusammenfassung Lastbilder

Auf Grundlage der vorangegangenen Überlegungen zu Größe und Verlauf des minimal möglichen Frischbetondrucks wurde ein Lastmodell für die Bemessung von rotationssymmetrischen Sonderschalungen gefunden.

Im 6.1.1 wurde bereits anhand in der Literatur gefundener Versuchsergebnisse und eigener Überlegungen zu baubetrieblichen Gesichtspunkten ein unterer Grenzwert für die Ordinate des Lastbildes definiert. Dieser besitzt einen zeitabhängigen Verlauf, welcher durch einen Abminderungsfaktor berücksichtigt werden kann.

Der Wiederanstieg des Frischbetondrucks bei Einwirkung von Erschütterungen wird durch das Lastbild eines oberen Grenzwertes für den Frischbetondruck nach Kapitel 6.1.2 beschrieben.

Bei einer Stützung der Schalung durch horizontal verlaufende Ringträger liegt ein weiches Schalungssystem vor. Durch die Verformbarkeit der Auflager ist ein Druckabbau über die Höhe möglich. Dies wurde experimentell in einem Großversuch bestätigt (siehe Kapitel 5.3) und konnte anhand von Modellrechnungen (siehe Kapitel 4.2) erklärt werden.

Den Verlauf beider Druckbilder über die Höhe einer rotationssymmetrischen Sonderschalung zeigt Abbildung 6-3.

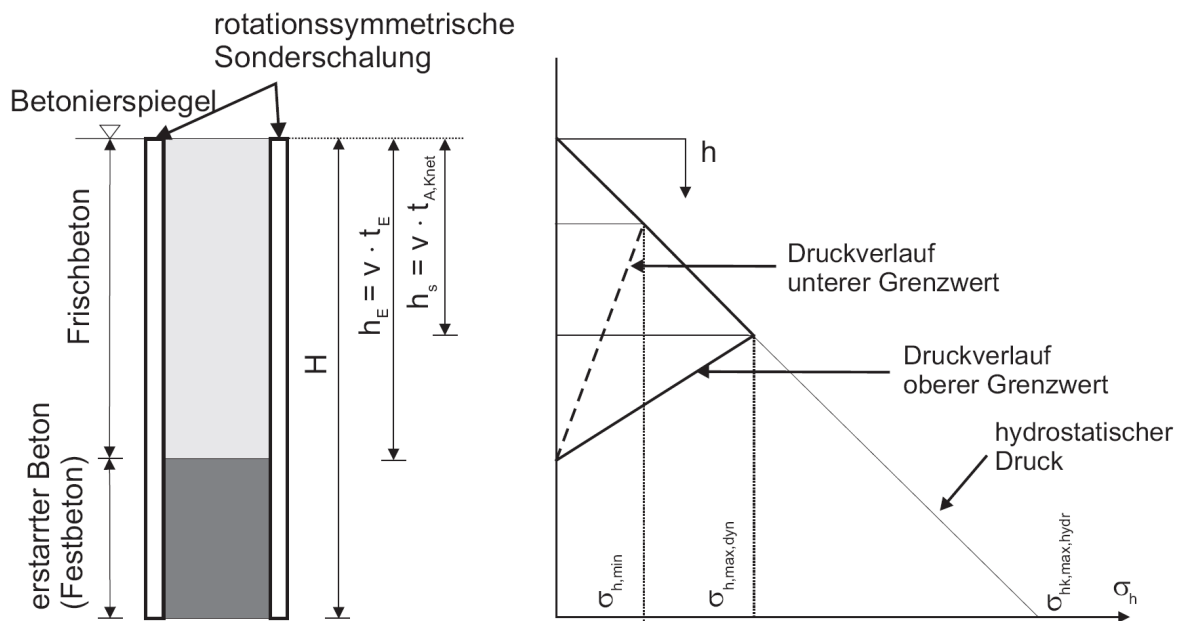


Abbildung 6-3: Lastbilder für oberen und unteren Grenzwert für den Frischbetondruck bei rotationssymmetrischen Sonderschalungen

6.1.7 Anwendung des Lastmodells bei geneigten Schalungen

Bei geneigten Schalungen ist zusätzlich zum horizontal wirkenden Frischbetondruck noch ein vertikaler Lastanteil zu berücksichtigen. Die Schalungstypen werden je nach Lage des Betons zur Schalung unterschiedlich bezeichnet. Von einer Deck- oder Konterschaltung wird gesprochen, wenn diese den Frischbeton oberseitig begrenzt. Liegt der Frischbeton auf der Schalung wirkt diese als Bodenschalung. Bei einer geneigten Wand kommen beide Fälle zur Anwendung. Gerade im Behälterbau (Faulbehälter) sind häufig geneigte Wände mit Hilfe rotationssymmetrischer Sonderschalungen zu erstellen. Die nachfolgenden Betrachtungen beziehen sich daher auf diesen Fall.

Die Richtung der vertikalen Lastkomponente ist wiederum von der Lage der Schalung zum Beton abhängig. Von einer Deckschalung sind zusätzlich zur horizontalen Belastung aus dem Frischbetondruck noch die aus der Verdrängung des Betons entstehenden Auftriebskräfte zu berücksichtigen (siehe Abbildung 6-4). Liegt die Schalung unterhalb des Betons wird sie durch die vertikale Auflast des Betons zusätzlich zum horizontalen Frischbetondruck belastet. Diese Auflast setzt sich bei einer geneigten Wandschalung aus einem Auftriebsanteil und einem Eigengewichtsanteil σ_v zusammen (siehe Abbildung 6-5).

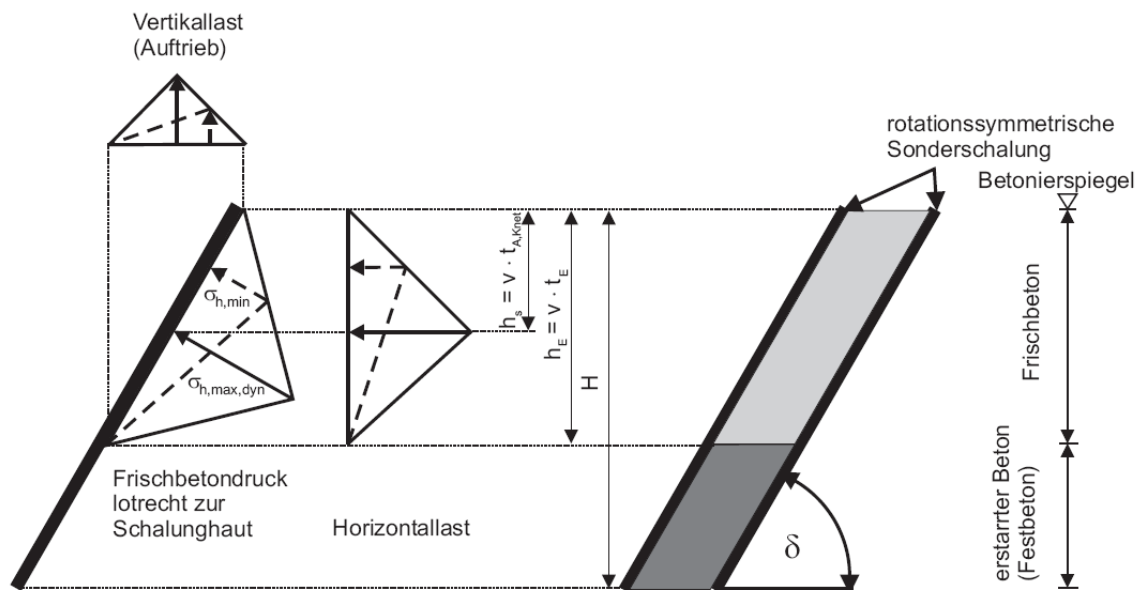


Abbildung 6-4: Komponenten des Frischbetondrucks bei einer Deckschalung

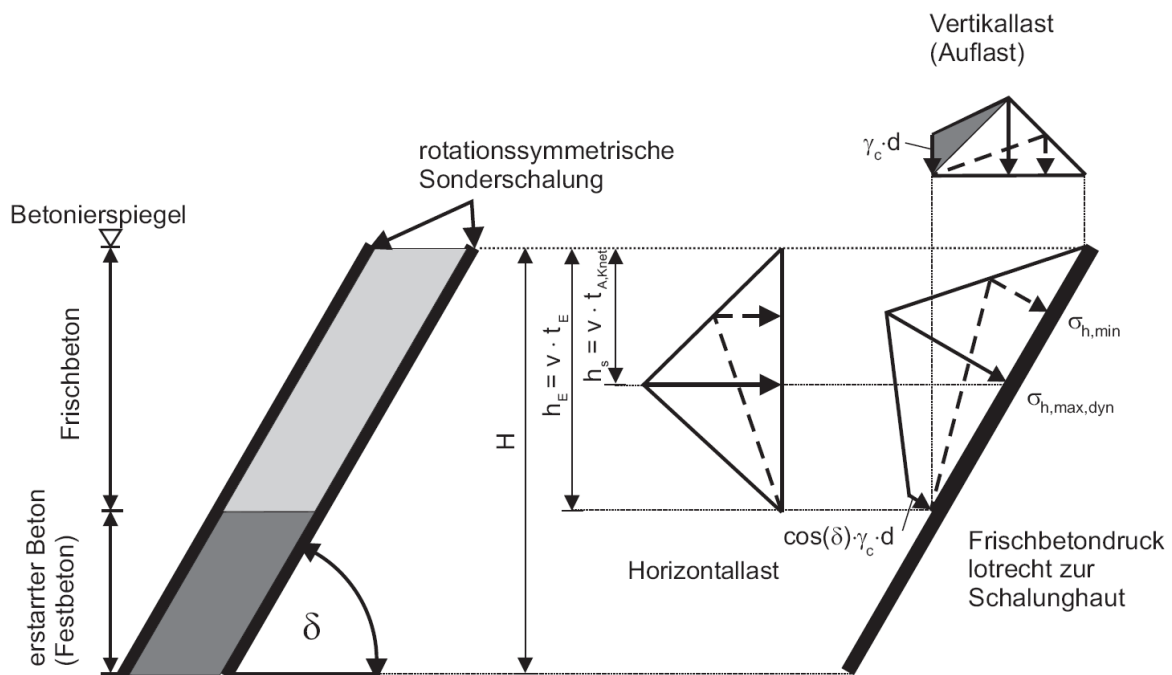


Abbildung 6-5: Komponenten des Frischbetondrucks bei einer Bodenschalung

Befindet sich der Beton im flüssigen Zustand wirkt ein hydrostatischer Druck lotrecht auf die Schalhaut. Mit beginnendem Ansteifen des Betons reduziert sich der Lastzuwachs beim Seitendruck (siehe beschriebene Modellansätze in Kapitel 3.1.1). Sofern das Bauteil im Endzustand die Stützung der Schalung nicht benötigt, würde diese nach dem Erstarren des Betons ausschließlich durch die behinderte Rückverformung (Vorspannung) belastet werden. Das Eigengewicht der Wand wird durch die fertige Konstruktion abgetragen.

Bei beiden Grenzwerten zum Frischbetondruck werden hydrostatische Verhältnisse bis zum Erreichen des Maximalwertes angenommen. Es besteht somit kein Unterschied zwischen den Verhältnissen bei lotrechter und geneigter Schalhaut. Nach dem Erreichen des Maximalwertes wird der Verlauf des Frischbetondrucks maßgeblich durch folgende Parameter bestimmt:

- Verformbarkeit der Schalung
- Erstarrungsverhalten des Betons (innere Reibung)
- Rauigkeit der Schalung, Bewehrungsgrad (äußere Reibung)

Bei geneigten Wänden variiert der Radius der Ringträger mit der Höhe der Schalung. Weitet sich die Konstruktion mit der Steigrichtung des Betons (Trichterschalung) auf, sinkt damit die Auflagersteifigkeit an den Ringträgern aufgrund des wachsenden Radius ab. Eine Reduzierung des Frischbetondrucks nach Erreichen des Maximalwertes ist anhand der Ergebnisse in Kapitel 4.2 daher bei Trichterschalungen stärker ausgeprägt als bei lotrechten Schalungen.

Der Zuwachs der inneren Reibung durch den beginnenden Erstarrungsvorgang ist grundsätzlich unabhängig von der Neigung der Schalhaut. Im Gegensatz zu lotrechten Schalungen kann nach Specht [3.22] jedoch eine „Schubtragfähigkeit“ des erstarrenden Betons eine Reduzierung der Auflast auf Bodenschalungen bewirken. Dies bedeutet für den

unteren Grenzwert des Frischbetondrucks, dass die günstige Wirkung der vertikalen Last aus dem Eigengewicht des Betons bei einer Bodenschalung nicht als gegeben vorausgesetzt werden kann.

Gesicherte Kenntnisse zur Reibung zwischen Beton und Schalhaut sind derzeit nicht vorhanden. Versuche zur Größe der äußeren Reibung durch Specht [3.22] und Proske in [3.5] und [5.1] zeigten, dass sich bei Einwirkung von Erschütterungen (Verdichtung, Pendelschläge) die Reibungsbeiwerte signifikant verringern. Proske schlägt aufgrund der stark streuenden Werte vor, die Reibungskräfte bei günstiger Wirkung zu vernachlässigen und bei ungünstiger Wirkung die Haftreibung anzusetzen. In den Versuchen wurde für die Reibung zwischen SVB und Schalhaut ein maximaler Reibungsbeiwert von $\mu = 0,2$ gemessen. Specht gibt für Rüttelbetone mit weicher Konsistenz als oberen Grenzwert bei größtmöglicher Oberflächenrauigkeit eine Reibungsbeiwert von $\mu = 0,3$ an. Durch den Reibungsbeiwert wird der parallel zur Schalung wirkende Lastanteil bestimmt. Dieser wirkt sich auf die Bemessung der Vertikalträger und der Auflagerkonstruktionen, die der Aufnahme von Vertikallasten dienen (Eigengewicht, Auftrieb), aus. Durch einen Reibungsbeiwert kleiner als $\mu = 1,0$ wird eine Stützwirkung des in der Schalung befindlichen Betons angesetzt.

Um eine Anwendung des Lastmodells auf geneigte Schalungen zu ermöglichen wird auf Grundlage obiger Betrachtungen ein auf der sicheren Seite liegender Ansatz wie folgt gewählt:

- Der untere Grenzwert des Frischbetondrucks kann mit den Gleichungen (6.1) und (6.3) ermittelt werden. Nach Erreichen des Maximalwertes ist aufgrund der Verformbarkeit der Schalung der Ansatz eines linearer Abfallens des Frischbetondrucks bis zum Erstarrungsende möglich.
- Für den oberen Grenzwert kann Gleichung (6.2) angewendet werden. Auch hier ist ein Abfallen des Schalungsdrucks bis zum Erstarrungsende gegeben. Zusätzlich ist der vertikale Lastanteil aus dem Eigengewicht (grau schraffiert in Abbildung 6-5) zu berücksichtigen.
- Eine Stützwirkung des erstarrten Betons kann durch einen Reibungsbeiwert von $\mu = 0,3$ angesetzt werden. Dieser liegt für selbstverdichtenden Beton bei Einwirkung von Erschütterungen auf der sicheren Seite.

Durch das vorliegende Lastmodell können Schwankungen im Frischbetondruck bei rotationssymmetrischen Sonderschalungen abgedeckt werden. Eine Bemessung der tragenden Bauteile und Verbindungen für die maximal mögliche rotationssymmetrischer Belastung wird vorausgesetzt. Ansätze für dem maximalen Frischbetondruck bei geneigten Schalung sind bei Proske [3.5] zu finden (siehe Abbildung 3-8).

6.2 Vergleich des Lastmodells mit Versuchsergebnissen

Zur Einordnung der gefundenen Werte für den oberen und unteren Grenzwerte des Anfangsdrucks sowie des gewählten Lastverlaufes wird das Lastmodell mit Versuchsergebnissen in Literaturangaben verglichen.

Die Vergleiche werden getrennt für den unteren Grenzwert nach 6.1.1 und den oberen Grenzwert nach 6.1.2 für den Anfangsdruck durchgeführt.

6.2.1 Betrachtungen zum unteren Grenzwert des Anfangsdrucks

Die gefundenen Annahmen für den unteren Grenzwert des Anfangsdrucks nach 6.1.1 sollen nachfolgend mit den in Kapitel 3.3 zusammengestellten Versuchswerten aus der Literatur verglichen werden. Für die Rechenwerte des unteren Grenzwertes $\sigma_{h,\min}$ wurde eine Frischbetonwichte von $\gamma_c = 23 \text{ kN/m}^3$ angesetzt.

Abbildung 6-6 zeigt den Verlauf des Minimaldrucks bei Steiggeschwindigkeiten kleiner als 1,2 m/h im Vergleich zu den Versuchswerten.

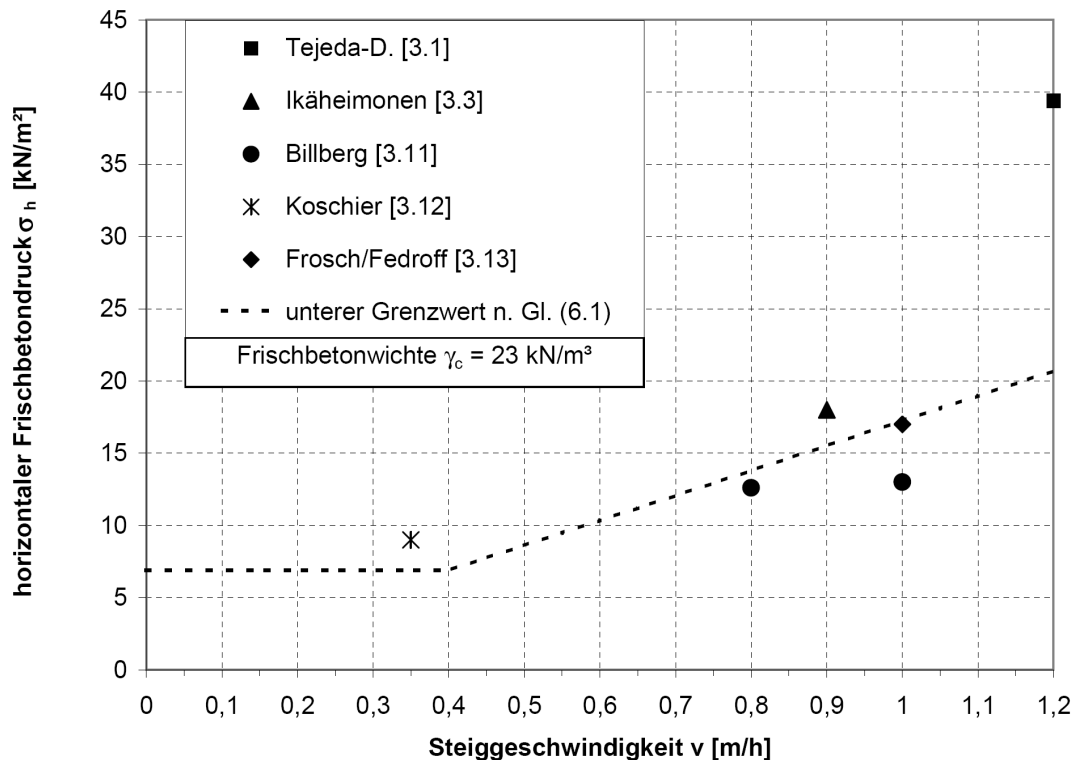


Abbildung 6-6: Vergleich des unteren Grenzwertes nach Gleichung (6.1) mit Versuchsergebnissen aus Literaturangaben

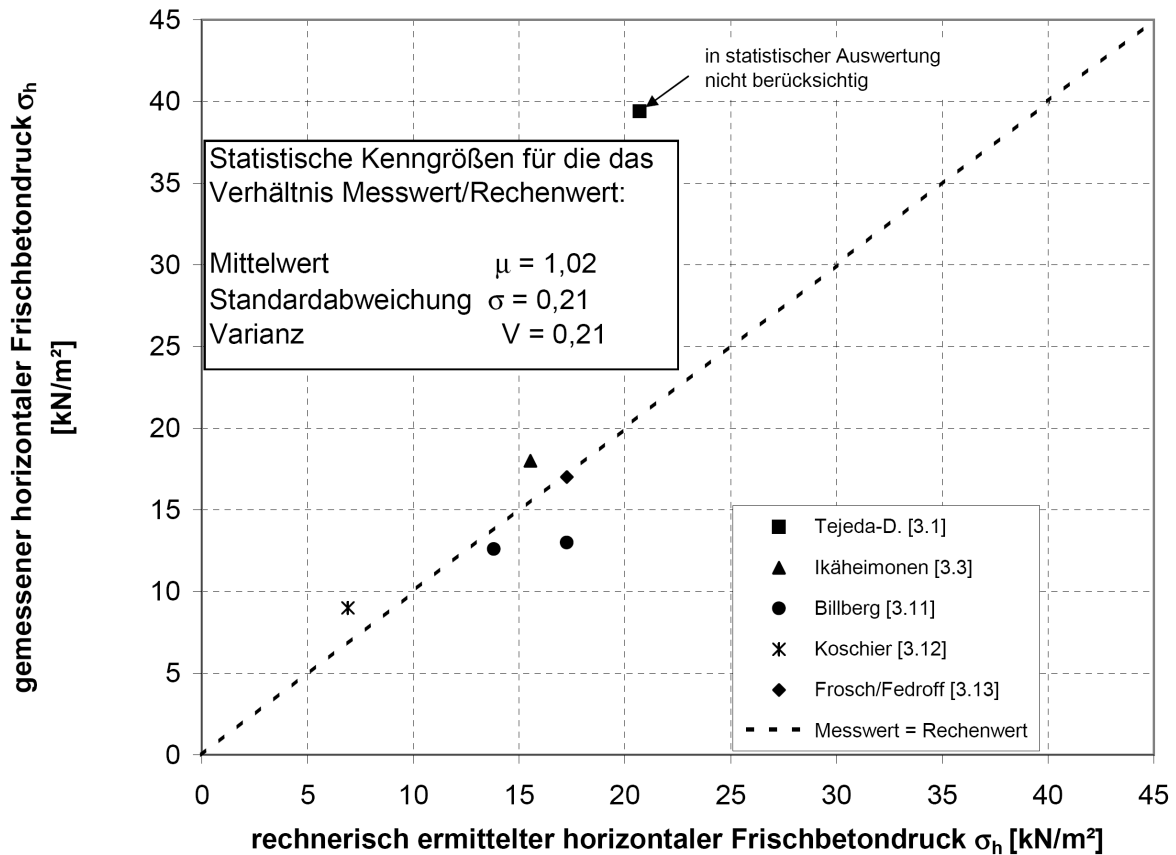


Abbildung 6-7: Vergleich der Rechenwerte mit Messwerten aus Literaturangaben zum unteren Grenzwert des Frischbetondrucks

Ein Vergleich der Rechenwerte mit den Messwerten in Abbildung 6-7 zeigt, dass mit dem Ansatz nach 6.1.1 eine sichere Abschätzung des minimalen Drucks möglich ist. Bei der Ermittlung der statistischen Kenngrößen wurden die Werte von Tejada-Dominguez nicht berücksichtigt. Die Steiggeschwindigkeit von $v = 1,2$ m/h liegt nicht im Anwendungsbereich von rotationssymmetrischen Sonderschalungen.

Aus den beiden Abbildungen wird nochmals die geringe Anzahl an Messwerten im betrachteten Anwendungsfall deutlich, die eine Abschätzung unter Berücksichtigung sicherer Annahmen erforderlich machte. Für die nachfolgenden Betrachtungen zur Zuverlässigkeit des gefundenen Ansatzes sind in Abbildung 6-7 die statistischen Kenngrößen zur Modellunsicherheit gegeben.

6.2.2 Betrachtungen zum oberen Grenzwert

Die Werte des Lastbildes für den oberen Grenzwert werden mit den Versuchsergebnissen aus den Modellversuchen und dem Großversuch in Kapitel 5 verglichen. Zusätzlich werden die in [5.1] vom Lehrstuhl für Massivbau der TU Darmstadt durchgeführten Modellversuche zur Entwicklung des Seitendruckbeiwertes λ bei Erschütterungen und nachgiebiger Schalung zur Auswertung herangezogen (siehe Abbildung 6-8 / Einzelwerte siehe Kapitel 9.5.3). Der Seitendruckbeiwert λ dient als vergleichender Parameter. Durch ihn wird das Verhältnis des horizontalen Frischbetondrucks zur vertikalen Auflast am diskreten Punkt beschrieben (siehe Kapitel 3.1.1).

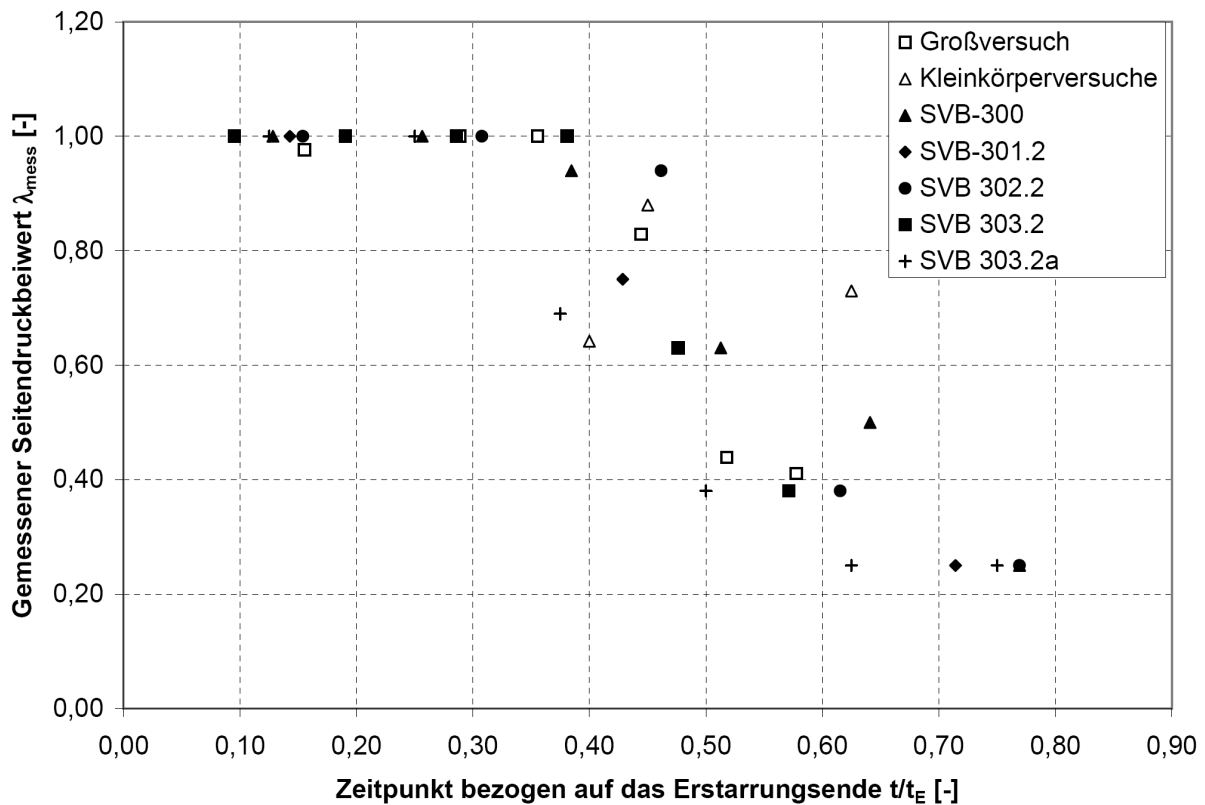


Abbildung 6-8: Gemessener Seitendruckbeiwert aus den Versuchen nach Kapitel 5.2 und 5.3 und den Modellversuchen der TU Darmstadt in Graubner, et al. [5.1]

Der rechnerische Seitendruckbeiwert für das Lastbild zum oberen Grenzwert nach Abbildung 6-3 ergibt sich aus Gleichung (6.4).

$$\lambda_{max,dyn}(t) = \begin{cases} 1,0 & , \text{für } t \leq t_{A,Knet} \\ \frac{t_{A,Knet}}{t} \cdot \left(1,0 - \frac{(t - t_{A,Knet})}{(t_E - t_{A,Knet})} \right) & , \text{für } t_{A,Knet} < t \leq t_E \end{cases} \quad (6.4)$$

$\lambda_{max,dyn}$

Seitendruckbeiwert beim Lastbild des oberen Grenzwertes

In Abbildung 6-9 sind die nach dem Eintrag von Erschütterungen (Pendelschlag, Innenrüttler) gemessenen Seitendruckbeiwerte λ im Verhältnis zu den rechnerisch ermittelten Werten $\lambda_{\max, \text{dyn}}$ über die Zeitachse dargestellt. Aus Gründen der Vergleichbarkeit wurde im Diagramm die Zeit auf das Erstarrungsende t_E bezogen.

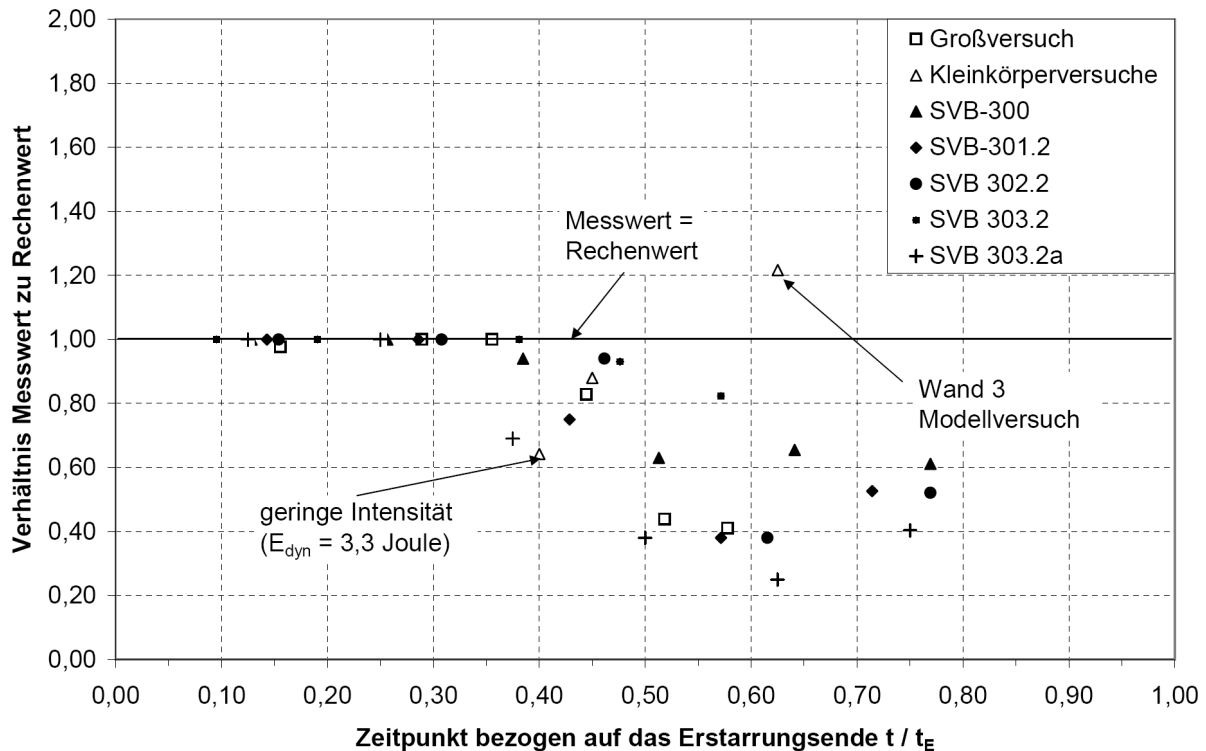


Abbildung 6-9: Vergleich der rechnerischen Werte mit Versuchswerten für den oberen Grenzwert

Deutlich ist in Abbildung 6-9 eine starke Streuung der Ergebnisse ab dem Zeitpunkt des Erstarrungsbeginns erkennbar (etwa $0,40 t/t_E$). Dies ist auf die unterschiedlichen Geschwindigkeiten des Erstarrens bei den einzelnen Versuchen durchzuführen. Nahezu alle gemessenen Werte liegen deutlich unter den Rechenwerten. Einzige Ausnahme bildet der Messwert zu Wand 3 aus den Kleinkörperversuchen nach Kapitel 5.2. Der Ansatz eines linear abfallenden Frischbetondrucks scheint ein zu schnelles Erstarren des Betons abzubilden. Durch einen parabelförmigen Verlauf wäre eine wirklichkeitsnähere Abbildung des Druckabfalls möglich. Aus den folgenden Gründen wird jedoch der lineare Verlauf beibehalten:

- Alle anderen Messwerte liegen bereits bei einem linearen Verlauf deutlich unterhalb der Rechenwerte.
- Mit einem pauschaler Erhöhungsfaktor von $\kappa = 1,1$ für $t_{A, \text{Knet}}$ können mit Gleichung (6.5) alle Messwerte durch das gewählte Lastbild erfasst werden (siehe Abbildung 6-10).
- Für die Anwendung ergeben sich Vorteile durch die Anschaulichkeit des Lastansatzes bei der Kombination Erhöhungsfaktor/linearer Verlauf

$$\lambda_{\max, \text{dyn}}(t) = \begin{cases} 1,0 & , \text{für } t \leq \kappa \cdot t_{A, \text{Knet}} \\ \frac{\kappa \cdot t_{A, \text{Knet}}}{t} \cdot \left(1,0 - \frac{(t - \kappa \cdot t_{A, \text{Knet}})}{(t_E - \kappa \cdot t_{A, \text{Knet}})} \right) & , \text{für } \kappa \cdot t_{A, \text{Knet}} < t \leq t_E \end{cases} \quad (6.5)$$

$\lambda_{\max, \text{dyn}}$ Seitendruckbeiwert beim Lastbild des oberen Grenzwertes

$\kappa = 1,10$ pauschaler Korrekturfaktor für den linearen Verlauf des Frischbetondrucks

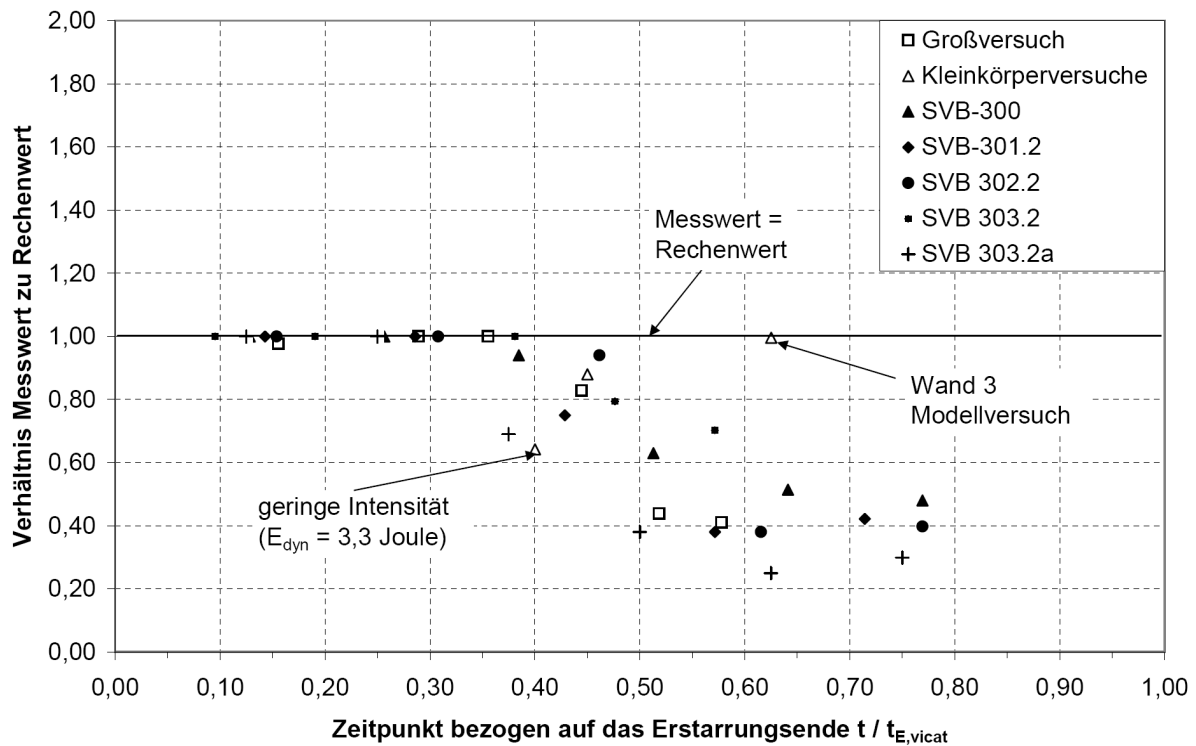


Abbildung 6-10: Vergleich der rechnerischen Werte mit Versuchswerten für den oberen Grenzwert unter Berücksichtigung eines Erhöhungsfaktors κ

6.3 Überlegungen zur Zuverlässigkeit der gewählten Ansätze

Auf Grundlage der durchgeführten Untersuchungen wurde im Kapitel 6.1.6 ein Lastmodell für die Bemessung von rotationssymmetrischen Sonderschalungen vorgestellt. Größe und Verlauf beider Lastbilder werden durch die Parameter Betonwichte, Steiggeschwindigkeit, Erstarrungsbeginn und Erstarrungsende beeinflusst. Unter Berücksichtigung der vorhandenen Streuung bei den Werten der einzelnen Parameter ist ein angemessenes Sicherheitsniveau für die Bemessung der Schalungen zu finden. In der derzeit gültigen Frischbetondrucknorm DIN 18218 [N.1] wird dies durch das Teilsicherheitskonzept erreicht. Durch die Teilsicherheitsbeiwerte können die Basisvariablen (Einwirkungen, Widerstände, geometrische Eigenschaften) als Bemessungswerte für die maßgebenden Grenzzustandsnachweise (Grenzzustand der Tragfähigkeit, Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit) dargestellt werden. Die Bemessungswerte für Einwirkung und Widerstand ermitteln sich wie folgt:

$$E_d = \gamma_F \cdot E_{Fk} \quad (6.6)$$

E_{Fk} charakteristischer Wert einer unabhängigen Auswirkung

γ_F Teilsicherheitsbeiwert für Einwirkungen unter Berücksichtigung von Modellunsicherheiten und Maßabweichungen

E_d Bemessungswert einer Beanspruchung, Auswirkung (Grundkombination)

$$R_d = \frac{R_k}{\gamma_M} \quad (6.7)$$

R_k charakteristischer Wert eines Tragwiderstandes

γ_M Teilsicherheitsbeiwert für eine Bauteileigenschaft unter Berücksichtigung von Modellunsicherheiten und Maßabweichungen

R_d Bemessungswert eines Tragwiderstandes

In der Bemessung einer Schalung gegen ein Versagen des Tragwerkes durch Bruch oder übermäßige Verformung ist Gleichung (6.8) nachzuweisen.

$$E_d \leq R_d \quad (6.8)$$

Nach Umstellung obiger Gleichung erhält man die Gleichung des Grenzzustandes G.

$$G = R_d - E_d \geq 0 \quad (6.9)$$

Liegen für die Grenzzustandsgleichung negative Werte vor, tritt Versagen ein. Die Grenzzustandsgleichung bildet den Ausgangspunkt für alle nachfolgenden Betrachtungen zur Sicherheit der Bemessungsansätze.

Die Festlegung der Größe der Teilsicherheitsbeiwerte erfolgt in einem ersten Schritt nach Anhang B der DIN 1055-100 [N.4]. Mit Hilfe der Monte-Carlo Methode werden die Annahmen durch eine genauere Berechnung überprüft. Diese ermöglicht eine Simulation einer Vielzahl

von Realisationen der Bemessungsgleichung unter Nutzung des rechnergesteuerten Zufallgenerators.

6.3.1 Definition der Bemessungssituationen und des Zuverlässigkeitsniveaus

Vor einer statistischen Betrachtung zur Zuverlässigkeit der gewählten Lastansätze sind grundlegende Annahmen zum Auftreten von Erschütterungen während der Betonage zu treffen. Aus den experimentellen Untersuchungen in Kapitel 5 wurde deutlich, dass Hammerschläge an der Schalung bereits eine Wiederverflüssigung des Frischbetons bewirken können. Bei Schalungen, deren Schalhaut während des Betoniervorgangs durch Verkeilen von Schaltafeln sukzessive geschlossen wird, kann dieses Ereignis nicht ausgeschlossen werden, es steht direkt in Verbindung mit der Konstruktionsart der Schalung. Aufgrund seiner Auftretenswahrscheinlichkeit handelt es sich um eine Situation die den üblichen Nutzungsbedingungen des Tragwerkes entspricht.

Im Gegensatz dazu stehen unplanmäßige Erschütterungen (z.B. Anprall eines Betonierkübels) die eine außergewöhnliche Bemessungssituation für das System darstellen. Eine Einteilung möglicher Erschütterungen zu den zugehörigen Bemessungssituationen nach DIN 1055-100 [N.4] und den zugrundeliegenden Versagenswahrscheinlichkeiten p_f enthält Tabelle 6-2. Die Versagenswahrscheinlichkeit ist eine rechnerische Größe, die eine Sicherheit gegen ein Versagen des Bauwerkes quantitativ beschreibt. Anschaulich betrachtet bedeutet eine Wahrscheinlichkeit von $p_f = 10^{-4}$ einen Versagensfall bei 10000 Betonagen.

Art der Erschütterung	Beispiel	Bemessungssituation nach DIN 1055-100 [N.4]	p_f
unplanmäßig	Anprall (Betonierkübel, Kranhaken, o.ä.)	außergewöhnlich	10^{-2} gemäß DIN 18218 [N.1]
planmäßig, lokal	Baustraße in direkter Nähe der Schalung Einklopfen von Schaltafeln Nachjustieren von Schraubverbindungen durch Hammerschläge	ständig	10^{-4} vorliegende Arbeit
planmäßig Größenordnung eines Außenrüttlers	Außenrüttler Erschütterungen aus dem Baubetrieb in direkter Nähe der Schalung (Rammen einer Spundwand, Sprengung)	ständig	10^{-4} gemäß DIN 18218 [N.1]

Tabelle 6-2: Beispiele zu Einwirkungen aus Erschütterungen und vorgeschlagene Versagenswahrscheinlichkeiten

Die in Tabelle 6-2 angegebenen Versagenswahrscheinlichkeiten nach DIN 18218 [N.1] basieren auf einer Zuverlässigkeitsanalyse, welche im Rahmen des Verbundforschungsvorhabens [5.1] durchgeführt wurde. Der Bemessungswert für den Frischbetondruck von SVB wurden dort auf Grundlage einer Versagenswahrscheinlichkeit von $p_f = 10^{-4}$ mit Hilfe der Monte-Carlo Methode ermittelt. Die festgelegten Bemessungswerte wurden für die außergewöhnliche Bemessungssituation gegen eine Versagenswahrscheinlichkeit von $p_f = 10^{-2}$ geprüft.

Basierend auf den Überlegungen bezüglich lokaler Erschütterungen bei rotationssymmetrischen Sonderschalungen werden die in der vorliegenden Arbeit vorgestellten Lastmodelle für eine Versagenswahrscheinlichkeit von $p_f = 10^{-4}$ kalibriert.

6.3.2 Statistische Kennwerte der Basisvariablen

Als Ausgangspunkt für die Ermittlung der Teilsicherheitsbeiwerte enthält Tabelle 6-3 die statistischen Kenngrößen der Basisvariablen beider Lastbilder.

Einwirkung		Einheit	Mittelwert $\mu (X_i)$	Standard abweichung $\sigma (X_i)$	Variations- koeffizient $V (X_i)$	Quelle
Frischbetonwichte γ_c	X_1	[kN/m ³]	23,5	0,5	0,021	[5.1]
Steiggeschwindigkeit v	X_2	[m/h]	0,5	0,125	0,25	[5.1]
Erstarrungsbeginn nach Knetbeutelverfahren $t_{A,Knet}$		[h]	4,18	0,63	0,15	Anhang Kap. 9.5.4
Bezogener Erstarrungsbeginn $\frac{t_{A,Knet}}{c}$	X_3	[h]	0,44	0,07	0,15	
Erstarrungsende nach Vicat-Nadeltest $t_{E,vicat}$	X_4	[h]	9,48	1,42	0,15	Anhang Kap. 9.5.4
Schnittgrößenermittlung c	X_5		1,0	0,10	0,10	[5.1]
Widerstand						
Modellunsicherheit oberer Grenzwert θ_{max}	X_6	[-]	1,00	-	-	Kap. 6.2.2
Modellunsicherheit unterer Grenzwert θ_{min}	X_7	[-]	1,02	0,21	0,21	Kap. 6.2.1
Bruchsicherheit Baustahl R_m/R_u	X_8	[-]	1,10	0,03	0,03	[5.1]

Tabelle 6-3: Basisvariablen und deren statistische Kenngrößen

Für das Lastbild des oberen Grenzwertes wurde ein hydrostatischer Verlauf bis zum Erreichen des Erstarrungsendes nach Knetbeutelverfahren $t_{A,Knet}$ angenommen. Höhere Drücke sind bis zu diesem Zeitpunkt auf Grundlage der getroffenen Annahmen zum Einbauprozess (siehe Tabelle 6-1) nicht möglich. Alle gemessenen Druckwerte liegen nach Erreichen des Erstarrungsbeginns deutlich unterhalb der rechnerischen Werte. Aufgrund der großen Streuungen in diesem Bereich unter den Messwerten wurde ein Lastansatz gewählt, der alle Messwerte abdeckt. Für die Modellunsicherheit beim oberen Grenzwert wird daher die Modellsicherheit mit 1,0 gewählt (siehe Tabelle 6-3). Des Weiteren wird der Erstarrungsbeginn $t_{A,Knet}$ auf das Erstarrungsende bezogen. Somit wird in der späteren Simulation verhindert, dass für den Erstarrungsbeginn größerer Werte als für das Erstarrungsende in die Rechnung einfließen.

Für die Ermittlung der Teilsicherheitsbeiwerte werden die charakteristischen Werte und Bemessungswerte aus den Resultierenden der einzelnen Lastbilder errechnet. Somit wird die Streuung des Erstarrungsendes in der Berechnung berücksichtigt. Die resultierende Last für den oberen und unteren Grenzwert des Frischbetondrucks ermittelt sich nach

$$L_{min} = 0,375 \cdot \gamma_c \cdot v^2 \cdot t_{E,Vicat} \quad (6.10)$$

$$L_{max} = 0,55 \cdot \overline{t_{A,Knet}} \cdot \gamma_c \cdot v^2 \cdot t_{E,Vicat}^2 \quad (6.11)$$

L_{max} resultierende Last für den oberen Grenzwert des Frischbetondrucks
gemäß Abbildung 6-3

L_{min} resultierende Last für den unteren Grenzwert des Frischbetondrucks
gemäß Abbildung 6-3

Erläuterungen zu den Symbolen siehe auch Tabelle 6-3, Gleichung (6.1) und (6.2)

Für die Grenzzustandsgleichung wird die folgenden Beziehung angesetzt.

$$G = R_d - E_d = \quad (6.12)$$

$$= \left\{ \gamma_M \cdot \frac{R_m}{R_u} \cdot c \cdot [\gamma_{F,sup} \cdot \mu(L_{max}) \cdot \theta_{max} - \gamma_{F,inf} \cdot \mu(L_{min}) \cdot \theta_{min}] \right\} - \{L_{max} - L_{min}\}$$

$\mu(L_{max}), \mu(L_{min})$ Mittelwerte der resultierenden Last

Erläuterungen zu den Symbolen siehe auch Tabelle 6-3

Die Versagenswahrscheinlichkeit wird anhand der Differenz zwischen der Lastresultierenden aus dem oberem und unteren Grenzwert für den Frischbetondruck bestimmt. Da durch die Lastdifferenz das Tragverhalten der Schalung maßgeblich beeinflusst wird (siehe Untersuchungen in Kapitel 4), ist dieser Ansatz sinnvoll.

6.3.3 Kalibrierung der Teilsicherheitsbeiwerte nach DIN 1055-100

Die Ermittlung der Teilsicherheitsbeiwerte erfolgt gemäß Anhang B der DIN 1055-100 [N.4]. Dabei wird die Zuverlässigkeitsmethode 1. Ordnung (Stufe II) angewendet. Die Ermittlung der statistischen Kenndaten erfolgt anhand von Angaben aus der Literatur und experimentellen Untersuchungen. Aus der geforderten Versagenswahrscheinlichkeit ergibt sich der Zuverlässigkeitsindex β . Die Bemessungswerte für die Einwirkungen und den Widerstand lassen sich unter Berücksichtigung der Wichtungsfaktoren α_E und α_R berechnen. Unter Annahme einer Normalverteilung der Zustandsgrößen lassen sich diese wie folgt ermitteln:

$$E_d = \mu_E - \alpha_E \cdot \beta \cdot \sigma_E \quad (6.13)$$

$$R_d = \mu_R - \alpha_R \cdot \beta \cdot \sigma_R \quad (6.14)$$

μ_E	Mittelwert der Einwirkungen
μ_R	Mittelwert des Bauwerkswiderstandes
σ_E	Streuung der Einwirkungen
σ_R	Streuung des Bauwerkswiderstands
α_E	Wichtungsfaktor auf Einwirkungsseite
α_R	Wichtungsfaktor auf der Widerstandsseite
β	Zuverlässigkeitsindex

Um eine Einpassung in die derzeit gültige Frischbetondrucknorm zu ermöglichen werden für die Teilsicherheitsbeiwerte auf der Einwirkungsseite $\gamma_{F,\text{sup}} = 1,5$ und $\gamma_{F,\text{inf}} = 1,0$ festgelegt und auf der Widerstandsseite $\gamma_M = 1,1$. Durch Umstellung der Gleichung (6.7) und (6.8) lassen sich so Faktoren C_{sup} und C_{inf} für die Ordinaten der einzelnen Lastbilder ableiten.

$$\frac{R_k}{\gamma_M} \geq \gamma_F \cdot E_{Fk}$$

$$R_k \geq \gamma_M \cdot \gamma_F \cdot E_{Fk}$$

$$R_k \geq \gamma_M \cdot \gamma_{F,\text{sup}} \cdot E_{Fk}$$

$$R_k \leq \gamma_M \cdot \gamma_{F,\text{inf}} \cdot E_{Fk}$$

$$\gamma_M \cdot \gamma_{F,\text{sup}} = \frac{R_k \cdot E_d}{R_d \cdot E_k} = 1,1 \cdot C_{R,\text{sup}} \cdot 1,5 \cdot C_{E,\text{sup}} = 1,1 \cdot 1,5 \cdot C_{\text{sup}}$$

$$C_{\text{sup}} = \frac{E_d \cdot R_k}{E_{Fk} \cdot 1,5 \cdot R_d \cdot 1,1} \quad (6.15)$$

$$\text{analog } C_{\text{inf}} = \frac{E_d \cdot R_k}{E_{Fk} \cdot 1,0 \cdot R_d \cdot 1,1} \quad (6.16)$$

$C_{E,\text{sup}}$	Anpassungsfaktor für den unteren Grenzwert auf der Einwirkungsseite
$C_{R,\text{sup}}$	Anpassungsfaktor für den oberen Grenzwert auf der Widerstandsseite
C_{sup}	Anpassungsfaktor für den oberen Grenzwert nach Gleichung (6.1)
C_{inf}	Anpassungsfaktor für den unteren Grenzwert nach Gleichung (6.2)
$\gamma_{F,\text{sup}}$	Teilsicherheitsbeiwert für günstige Einwirkungen
$\gamma_{F,\text{inf}}$	Teilsicherheitsbeiwert für ungünstige Einwirkungen
γ_M	Teilsicherheitsbeiwert des Bauteilwiderstandes für Baustahl gemäß DIN 18800 [N.5]

Da die Modellunsicherheiten auf der Widerstandsseite erfasst werden, ist diese bei Ermittlung der Teilsicherheitsbeiwerte für die Einwirkungen zu berücksichtigen. Für den oberen Grenzwert fließt gemäß den getroffenen Annahmen zum Modell nur die Streuung des Materials auf der Widerstandsseite ein. Da bei rotationssymmetrischen Sonderschalungen als Material für die Tragelemente Baustahl verwendet wird, ist für den Teilsicherheitsbeiwert auf der Widerstandsseite nach DIN 18800 [N.5] $\gamma_M = 1,1$ anzusetzen.

Die charakteristischen Werte der Resultierenden werden mit den Mittelwerten der Basisvariablen berechnet.

$$E_{k,\text{min}} = 0,375 \cdot \mu(X_1) \cdot \mu(X_2)^2 \cdot \mu(X_4) \cdot \mu(X_5) \quad (6.17)$$

$$E_{k,\text{max}} = 0,55 \cdot \mu(X_1) \cdot \mu(X_2)^2 \cdot \mu(X_3) \cdot \mu(X_4)^2 \cdot \mu(X_5) \quad (6.18)$$

$E_{k,\text{min}}$ = charakteristischer Wert für die Einwirkungen beim unteren Grenzwert

$E_{k,\text{max}}$ = charakteristischer Wert für die Einwirkungen beim oberen Grenzwert

Erläuterungen zu den Symbolen siehe auch Tabelle 6-3

Mit den Gleichungen (6.17) und (6.18) liegen somit zwei Produktansätze mit jeweils drei bzw. vier voneinander unabhängigen Basisvariablen vor. Da die größte Streuung bei der Steiggeschwindigkeit und dem Erstarrungsende vorliegt, werden die Parameter X_2 und X_4 bei der Berechnung der Mittelwerte und Standardabweichung für die Ermittlung der

Teilsicherheitsbeiwerte berücksichtigt. Für die übrigen Parameter werden jeweils die Mittelwerte angesetzt.

Der charakteristische Wert des Widerstandes entspricht den Mittelwerten auf der Einwirkungsseite. Die Streuung im Widerstand wird durch die Variablen Bruchsicherheit Baustahl und die Modellunsicherheiten erfasst.

$$R_{k,min} = 0,375 \cdot \mu(X_1) \cdot \mu(X_2)^2 \cdot \mu(X_4) \cdot \mu(X_7) \cdot \mu(X_8) \quad (6.19)$$

$$R_{k,max} = 0,55 \cdot \mu(X_1) \cdot \mu(X_3) \cdot \mu(X_2)^2 \cdot \mu(X_4)^2 \cdot \mu(X_6) \cdot \mu(X_8) \quad (6.20)$$

$R_{k,min}$ charakteristischer Wert für den Bauwerkswiderstand beim unteren Grenzwert

$R_{k,max}$ charakteristischer Wert für den Bauwerkswiderstand beim oberen Grenzwert

Erläuterungen zu den Symbolen siehe auch Tabelle 6-3

Zur Berechnung der Standardabweichungen der einzelnen Verteilungsfunktionen für die Lastresultierenden wird der Produktansatz durch eine Taylor-Reihe einem Polynom angenähert. Dabei werden die gemischten Glieder höherer Ordnung vernachlässigt. Für die geführten Berechnungen ist dies ausreichend genau.

$$\sigma(L_{\min/\max}) = \sum_{i=2,4} \left(\frac{\partial L_{\min/\max}}{\partial X_i} \Big|_{\mu(X_i)} \right)^2 \cdot (\sigma(X_i))^2 \quad (6.21)$$

$$\mu(L_{\min/\max}) = L_{\min/\max}(\mu(X_2), \mu(X_4)) \quad (6.22)$$

Für den unteren Grenzwert des Frischbetondrucks ergeben sich negative Werte für $C_{F,\text{inf}}$ unter den Annahmen aus Tabelle 6-3. Dies lässt sich aus dem Funktionsverlauf der Verteilungsdichten von Widerstand und Einwirkung ableiten (siehe Abbildung 6-11). Hierbei ist zu beachten, dass beim unteren Grenzwert der Widerstand günstig, die Höhe der Einwirkung aber ungünstig wirkt.

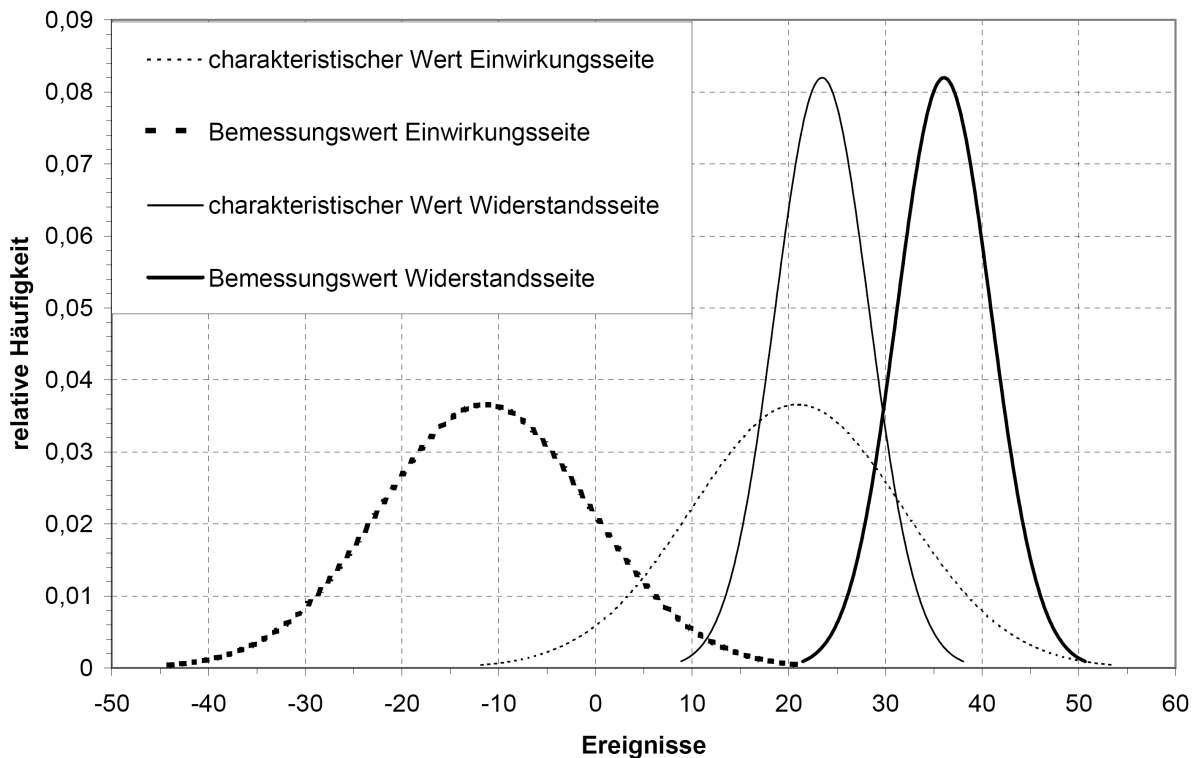


Abbildung 6-11: Verteilungsfunktionen für den Widerstand und die Einwirkungen des unteren Grenzwertes

Mittelwert von Einwirkung und Widerstand liegen bei etwa gleicher Streuung in geringem Abstand. Zur Einhaltung des geforderten Sicherheitsniveaus ergeben sich daher extreme Werte für die Teilsicherheitsbeiwerte. Um eine Kalibrierung des Lastmodells durchführen zu können wird deshalb eine zusätzliche Randbedingung gewählt.

Die bisher angesetzten Varianz in der Steiggeschwindigkeit wird von 0,25 auf 0,10 reduziert. Begründet wird dies durch das sukzessive Schließen der Schalung während des Betonierens. Dadurch ist eine optische Kontrolle der Steighöhe aufgrund der geringeren Distanz zwischen Schalungsoberkante und Betonierspiegel besser möglich, als beispielsweise bei Rahmenschalungen. Weiterhin bildet die Höhe der Schaltafeln von

üblicherweise 50 cm eine konstruktive Maßnahme gegen ein lokales Überschreiten der zulässigen Steiggeschwindigkeit durch einen möglichen Überlauf des Betons. Die Varianz beim Parameter Steiggeschwindigkeit kann daher reduziert werden.

Aus der Kalibrierung der beiden Lastmodelle ergeben sich die folgenden Vorfaktoren:

Rechen- größe	Einheit	Rechenwerte	
		oberer Grenzwert	unterer Grenzwert
E_k	kN/m	127,8	20,9
R_k	kN/m	140,6	23,4
$\mu(E_k)$	kN/m	127,8	20,9
$\mu(R_k)$	kN/m	140,6	23,4
$\sigma(E_k)$	kN/m	46,1	5,2
$\sigma(R_k)$	kN/m	3,8	4,9
$\sigma(E_k)/\sigma(R_k)$	-	12,0	1,1
α_E	-	-1,0	+0,8
α_R	-	+0,4	-0,7
p_f		10^{-4}	
β		3,7	
E_d		298,2	5,4
R_d		134,6	36,0
C_{sup}		1,47	
C_{inf}			0,15

Tabelle 6-4: Kalibrierung des Lastmodells nach DIN 1055-100 [N.4]

Die Werte für den minimalen Druck bleiben weiterhin auf sehr geringem Niveau. Es sei an dieser Stelle nochmals erwähnt, dass für die niedrigen Steiggeschwindigkeiten im betrachteten Anwendungsbereich eine sehr geringe Anzahl an Versuchswerten vorliegt. Die Annahmen zum minimal möglichen Frischbetondruck mussten daher stark auf der sicheren Seite liegend getroffen werden.

Im Grenzzustand der Tragfähigkeit kann der Bemessungswert für den Frischbetondruck mit den Teilsicherheitsbeiwerten nach DIN 18218 [N.1] ermittelt werden. Für die Verformungsberechnung wird die Verwendung der charakteristischen Werte für den Frischbetondruck vorgeschlagen. Zu den Mittelwerten verbleiben hier noch die Sicherheiten in den Faktoren C_{sup} und C_{inf} , somit wird der Bedeutung der Verformungen (Hinterfließen der Schalung) Rechnung getragen.

6.3.4 Kalibrierung der Teilsicherheitsbeiwerte durch eine Monte-Carlo Simulation

Die Betrachtungen zur Zuverlässigkeit in Kapitel 6.3.4 wurden mit vereinfachenden Annahmen durchgeführt. Zur Überprüfung dieser Annahmen wird die Versagenswahrscheinlichkeit der Grenzzustandsgleichung mit Hilfe einer Monte-Carlo Simulation berechnet.

Es handelt sich hierbei um eine rechnergestützte Simulation von statistischen Ereignissen. Durch den Rechner werden gleich verteilte Zufallszahlen r_i zwischen 0 und 1 erzeugt. Diese werden als Realisationen x_i der einzelnen normalverteilten Basisvariablen X_i interpretiert. Sie ermöglichen die Berechnung eines Wertes für die Grenzzustandsgleichung G nach Gleichung (6.13).

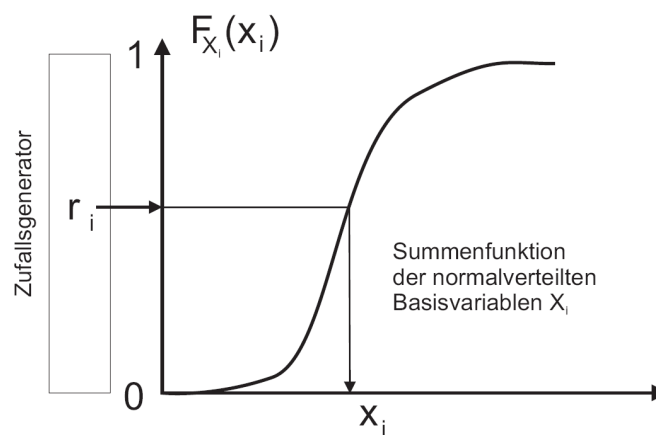


Abbildung 6-12: Erzeugung einer Realisation x_i der Basisvariablen X_i mit der Monte-Carlo Methode

Negative Werte für G simulieren ein Versagen der Schalungskonstruktion. Die Anzahl z_0 der Versagensereignisse im Verhältnis zur Gesamtanzahl der Simulationen z ergibt die Versagenswahrscheinlichkeit p_f .

$$p_f = \frac{z_0}{z} \quad (6.23)$$

- p_f Versagenswahrscheinlichkeit
- z Anzahl der Realisationen der Grenzzustandsgleichung G
- z_0 Anzahl der simulierten Versagenszustände von G ($G < 0$)

Um einen bestimmten Variationskoeffizient der Versagenswahrscheinlichkeit zu erreichen, kann der Mindestwert für n näherungsweise nach folgender Beziehung berechnet werden:

$$z \approx \frac{1}{V_{pf}^2 \cdot p_f} \quad (6.24)$$

- V_{pf} Variationskoeffizient der Versagenswahrscheinlichkeit

Bei den nachfolgenden Berechnungen wurde ein Variationskoeffizient V_{pf} von 0,10 angestrebt. Die sich aus der Simulation ergebenden Verteilungen für die Einwirkungs- und Widerstandsseite sind in Abbildung 6-13 dargestellt.

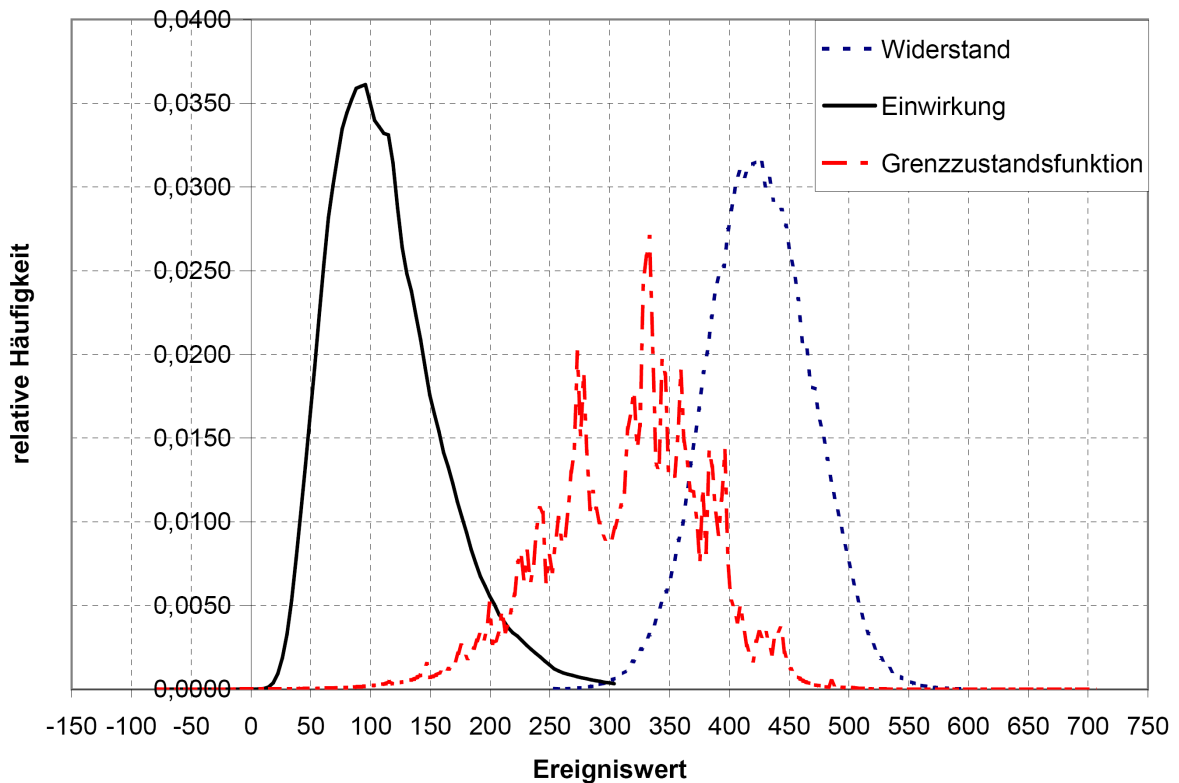


Abbildung 6-13: Verteilungsdichten der Einwirkung, des Widerstandes und der Grenzzustandsfunktion nach der Monte-Carlo Methode

Anhand der verschobenen Mittelwerte zum Meridian der Verteilungsdichten lässt sich die Annäherung an die logarithmische Normalverteilung erkennen. Dies ist bei Produktansätzen mehrerer Basisvariablen zu erwarten.

Um die angestrebte Versagenswahrscheinlichkeit von $p_f = 10^{-4}$ zu erreichen musste der Anpassungsfaktor C_{sup} auf der Einwirkungsseite auf 1,82 korrigiert werden.

6.4 Bemessungsvorschlag für rotationssymmetrische Sonderschalungen

Durch den Bemessungsvorschlag können Schwankungen im Frischbetondruck beim Einsatz von SVB in der Bemessung von rotationssymmetrischen Sonderschalungen berücksichtigt werden. Hierbei ist der Anwendungsbereich nach Kapitel 2.3, sowie die getroffenen Annahmen nach Tabelle 6-1 zu beachten.

Aus einer Grenzwertanalyse ergeben sich die folgenden Extremwerte für den Schalungsdruck.

$$\sigma_{hk,min} = 0,06 \cdot v \cdot \gamma_c \geq 0,024 \cdot \gamma_c \quad (6.25)$$

$$\sigma_{hk,max,dyn} = 2,0 \cdot t_{A,Knet} \cdot v \cdot \gamma_c \leq t_E \cdot v \cdot \gamma_c \quad (6.26)$$

$\sigma_{hk,min}$ charakteristischer unterer Grenzwert des Frischbetondrucks [kN/m²]

$\sigma_{hk,max,dyn}$ charakteristischer Wert des oberen Grenzwerts des Frischbetondrucks bei Einwirkung von Erschütterungen

$t_{A,Knet}$ Erstarrungsbeginn nach der Knetbeutelmethode

v Steiggeschwindigkeit für einen Einbau entgegen der Steigrichtung ($v < 1,0$ m/h)

Der obere Grenzwert ist ungünstigst über den Umfang der Schalung anzusetzen. Die zeitliche Verringerung des Frischbetondrucks ist in Abhängigkeit vom Einfüllprozess durch eine Multiplikation des unteren Grenzwertes $\sigma_{hk,min}$ mit dem Faktor \bar{f} zu berücksichtigen.

$$\bar{f} = 1,0 - \frac{0,10}{n_E} \cdot t_U \quad (6.3)$$

\bar{f} gemittelter Abminderungsfaktor für den zeitlichen Verlauf des unteren Grenzwert des Frischbetondrucks

t_U Umlaufzeit [h]

n_E Anzahl der Einfüllstellen [-]

Die charakteristischen Werte sind mit den Teilsicherheitsbeiwerten nach Tabelle 6-5 zu multiplizieren.

Grenzzustand der Tragfähigkeit	
oberer Grenzwert	unterer Grenzwert
$\gamma_{F,sup} = 1,5$	$\gamma_{F,inf} = 1,0$

Tabelle 6-5: Teilsicherheitsbeiwerte im Grenzzustand der Tragfähigkeit

Die Bemessungswerte für den oberen und unteren Grenzwert des Frischbetondrucks sind:

$$\sigma_{hd,min} = \gamma_{F,inf} \cdot \bar{f} \cdot \sigma_{hk,min} \quad (6.27)$$

$$\sigma_{hd,max,dyn} = \gamma_{F,sup} \cdot \sigma_{hk,max,dyn} \quad (6.28)$$

Der Verlauf ist über die Höhe der Schalung gemäß Abbildung 6-14 anzusetzen.

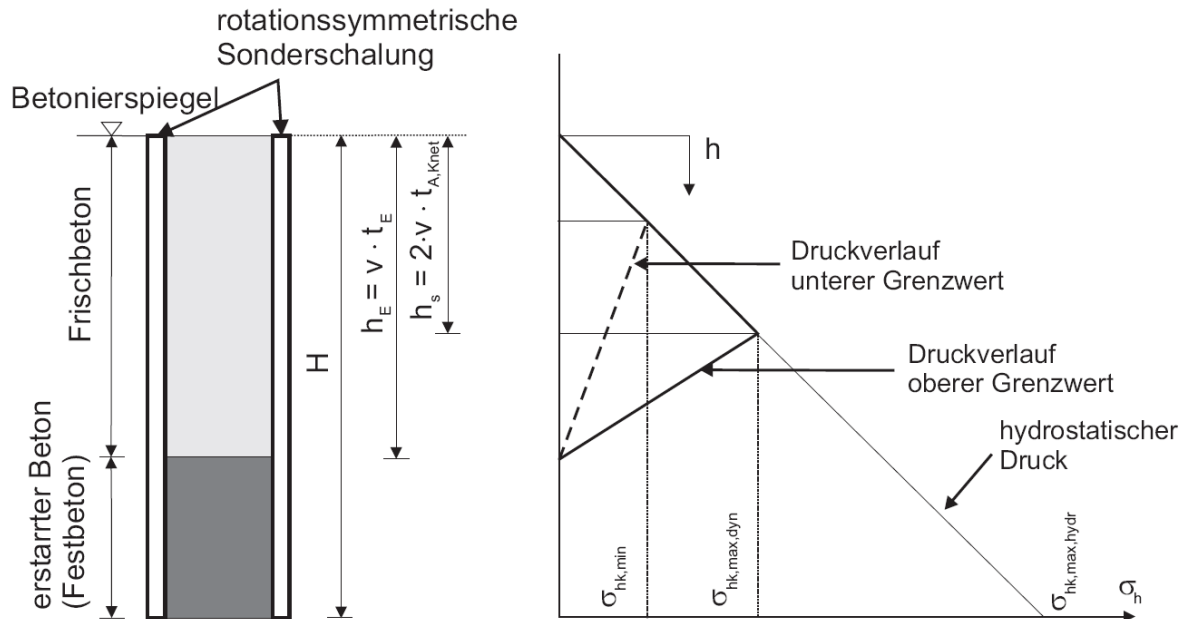


Abbildung 6-14: Bemessungsvorschlag für den horizontalen Frischbetondruck bei rotationssymmetrischen Sonderschalungen

Die Differenzverformungen der Schalung zwischen oberem und unterem Grenzwert sind Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit unter den charakteristischen Werten der Einwirkungen nach den Gleichungen (6.25) und (6.26) auf 4 mm auf der Höhe $h = t_{A,Knet} v$ zu begrenzen.

Bei geneigten Schalungen kann der Bemessungsansatz nach den Ausführungen in Kapitel 6.1.7 angewendet werden.

6.5 Vergleich des Bemessungsvorschlags mit DIN 18218:2009

Nach DIN 18218 [N.1] ermittelt sich der charakteristische Wert für den maximalen horizontalen Frischbetondruck von SVB für eine Frischbetonwichte von 25 kN/m³ in Abhängigkeit vom Erstarrungsende und von der Steiggeschwindigkeit nach folgender Gleichung:

$$\sigma_{hk,max} = 25 + 33 \cdot v \cdot K1 \geq 30; \text{ mit } K1 = \frac{t_E}{5} \quad (6.29)$$

$\sigma_{hk,max}$ charakteristischer Wert des maximalen horizontalen Frischbetondrucks [kN/m²]

v Steiggeschwindigkeit [m/h]

t_E Erstarrungsende des Betons [h]

Normativ wird ein bilinearer Verlauf des Frischbetondrucks definiert. Bis zum Erreichen des Maximalwertes herrschen hydrostatische Verhältnisse. Danach verbleibt der maximale Druck in der Schalung erhalten.

Die in 6.1.1 und 6.1.2 gewählten Lastbilder entsprechen in der Parameterwahl grundsätzlich dem normativen Ansatz. Der Verlauf der Frischbetondrucks wird in Abhängigkeit der maßgebenden Parameter Steiggeschwindigkeit, Frischbetonwichte und Erstarrungsverhalten des Betons ermittelt. Als zusätzlicher Parameter wird der Erstarrungsbeginn im Modell berücksichtigt. Dies ist notwendig, da die Neigung zur Wiederanregung in direkten Zusammenhang mit dem Beginn des Erstarrungsvorgangs steht, wie durch die experimentellen Untersuchungen gezeigt werden konnte.

Die Verläufe beider Lastbilder unterscheiden sich zum normativen Lastbild jedoch nach Erreichen des Maximalwertes. Durch die lineare Abnahme des Frischbetondruckverlaufes wird dem betrachteten Anwendungsbereich von verformbaren Schalungskonstruktionen Rechnung getragen. Der Ansatz eines bilinearen Verlaufs für den unteren Grenzwert des Frischbetondrucks würde für die Differenz beider Lastbilder auf der unsicheren Seite liegen. Ein Lastbild für einen unteren Grenzwert des Frischbetondrucks ist in DIN 18218:2009 nicht geregelt. Bei günstiger Wirkung des Frischbetondrucks „sollte“ ein Teilsicherheitsbeiwert von $\gamma_F = 1,0$ angenommen werden. Wie die Untersuchungen zum minimalen Lastbild ergeben haben, würde dieser Wert für die Bemessung von rotationssymmetrischen Sonderschalungen auf der unsicheren Seite liegen. Es wird daher beim Vergleich beider Bemessungsverfahren bei günstiger Wirkung kein Frischbetondruck angesetzt.

	DIN 18218:2009	Lastmodell der vorliegenden Arbeit
oberer Grenzwert	$\sigma_{hd,max}$ nach DIN 18218, Punkt 5.7	$\sigma_{hd,max,dyn}$ nach Gleichung (6.27)
unterer Grenzwert	$\sigma_{hd} = 0$	$\sigma_{hd,min}$ nach Gleichung (6.28)

Tabelle 6-6: Vergleich der Grenzwerte für den Frischbetondruck nach DIN 18218 und dem vorgeschlagenen Lastmodell

Setzt man die Lastresultierenden beider Bemessungsverfahren ins Verhältnis ergibt sich folgender Zusammenhang:

$$\frac{L(\sigma_{hd,max,dyn}) - L(\sigma_{hd,min})}{L(\sigma_{hd,max})} = \frac{\overline{t_{A,Knet}} \cdot t_{E,Vicat} \cdot 1,50 - 0,03}{0,75 \cdot t_E} \quad (6.30)$$

$L(\sigma)$ *Resultierende Belastung aus dem Verlauf des horizontalen
Frischbetondrucks*

Die Auswertung obiger Gleichung ergibt, dass bei einem bezogenen Erstarrungsbeginn $\overline{t_{A,Knet}}$ mit 0,50 das Lastmodell gleiche Werte wie DIN 18218:2009 liefert. Wird eine Betonrezeptur mit einem früheren Erstarrungsbeginn eingesetzt, ist ein günstiger Lastansatz als nach DIN 18218:2009 möglich. Der günstige Einfluss des unteren Grenzwertes auf die Differenzlast ist vernachlässigbar gering.

7 Zusammenfassung und Ausblick

Rotationssymmetrische Sonderschalungen ermöglichen die Erstellung von Behälterbauwerken ohne die bei üblichen Schalungskonstruktionen notwendigen Schalungsanker. Dabei wird die Rotationssymmetrie bei der Belastung und der Schalungsgeometrie ausgenützt. Der Verzicht auf Schalungsanker bringt erhebliche Vorteile hinsichtlich der Dichtigkeit des fertig gestellten Bauwerks. Zusätzlich schließt der Einsatz von selbstverdichtendem Beton mögliche Fehlstellen aus, welche durch mangelnde Verdichtungsarbeit entstehen könnten. Somit wird das Risiko für Undichtigkeiten weiter reduziert. Allerdings kann die Rotationssymmetrie auf der Einwirkungsseite bei Verwendung von selbstverdichtendem Beton nicht vorausgesetzt werden.

Im Rahmen dieser Arbeit wurde die Interaktion zwischen dem Tragverhalten von rotationssymmetrischen Sonderschalungen mit dem Verlauf des Frischbetondrucks über den Umfang und der Höhe der Schalung untersucht. Das Hauptziel war die Entwicklung eines Bemessungsmodells, welches die Grenzwerte des Frischbetondrucks von SVB bei rotationssymmetrischen Schalungen und damit mögliche Schwankungen über den Umfang der Schalung abdeckt.

Zu Beginn wurden in Kapitel 2 die selbsttragenden rotationssymmetrischen Schalungssysteme in die Gesamtheit aller Rundschalungen eingeordnet. Sie können anhand deren Tragverhalten von Schalungen mit modularer Tragstruktur (durchgeankerte, ein- und doppelhäuptige Schalungen) abgegrenzt werden. Zusätzlich wird der Anwendungsbereich des zu untersuchenden Schalungstyps definiert und damit der Rahmen für die in der vorliegenden Arbeit geführten Betrachtungen gebildet.

Anhand eines Überblicks zu den unterschiedlichen Modellen für die Vorhersage des Frischbetondrucks bei selbstverdichtenden Betonen wurde in Kapitel 3 der Stand der Technik als Grundlage für die rechnerischen und experimentellen Untersuchungen beschrieben. Literaturangaben zum Frischbetondruck bei niedrigen Steiggeschwindigkeiten $v < 1,0$ m/h wurden im Hinblick auf die spätere Festlegung eines unteren Grenzwertes ausgewertet. Des Weiteren konnte das zeitabhängige Absinken des Frischbetondrucks anhand von Versuchswerten aus der Literatur abgeschätzt werden. Anschließend wurde der aktuelle Sachstand zum Einfluss der Schalungsverformungen auf den Verlauf des Frischbetondrucks vorgestellt.

In der Forschung und der Praxis wurde mehrfach eine Wiederverflüssigung von SVB bei Einwirkung von Erschütterungen festgestellt. Dieser Effekt konnte anhand der Vorgänge bei der Verdichtung von Rüttelbetonen erklärt werden. Analog hierzu entstehen bei SVB durch den Eintrag von Erschütterungen hydraulische Drücke innerhalb des Betons. Diese können die durch die thixotrope Eigenschaft des Frischbetons entstandenen inneren Tragstrukturen zerstören, und eine Reaktivierung des Frischbetondrucks bewirken. Der daraus entstehende Druckanstieg bildet den Gegenpart zu einem unteren Grenzwert des Frischbetondrucks.

Nach DIN 18218 kann eine Wiederverflüssigung von SVB durch den Ansatz eines hydrostatischen Frischbetondrucks erfasst werden. Da kein unterer Fraktilwert für die Größe des Frischbetondrucks normativ geregelt ist, wäre als unterer Grenzwert kein Druck anzusetzen.

Die Interaktion der Belastungsverteilung mit dem Tragverhalten von rotationssymmetrischen Sonderschalungen wurde im Kapitel 4 untersucht. Die Besonderheit des betrachteten Schalungstyps gegenüber durchgeankerten, ein- oder doppelhäuptigen Schalungen liegt in der Abhängigkeit vom Verlauf der Belastungen über den Umfang. Der Verlauf kann in einen rotationssymmetrischen und nicht-rotationssymmetrischen Anteil gegliedert werden. Der rotationssymmetrische Anteil erzeugt in den Ringträgern Normalkräfte. Die Verformung der Ringträger wird durch deren Dehnsteifigkeit und Radius bestimmt. Um nun den Einfluss nicht-rotationssymmetrischer Belastungen auf das Tragverhalten von rotationssymmetrischen Schalungen darzustellen, wurden unterschiedliche statische Systeme für den Ringträger rechnerisch untersucht. Es handelte sich dabei um gelenkige, drehelastisch gekoppelte und biegesteife Polygone.

Das Tragverhalten von gelenkigen Ringträgern wird durch das Durchschlagen einzelner Stäbe unter erhöhter Belastung bestimmt. Unter Annahme eines oberen Grenzwertes für die Stützung des Ringträgers am Beton ist bei den vorhandenen Geometrien bereits bei einem geringen Lastunterschied zwischen zwei Polygonecken ein Durchschlagen des Systems möglich. Dies hat zur Folge, dass der Ringträger seine Tragfähigkeit verliert. Ist durch fehlende zusätzliche Auflagerpunkte kein Gleichgewicht mehr möglich kommt es zum Systemversagen. Durch eine Erhöhung der Biegesteifigkeit bei der Verbindung zweier Polygonstäbe kann dieses Durchschlagen verhindert werden. Den Grenzfall bildet das biegesteife Polygon, mit steigender Anzahl der Polygonecken nähert sich dieses dem biegesteifen Kreisring.

Durch eine Parameterstudie an einem einseitig gebetteten biegesteifen Polygon konnte der Einfluss der Bettung und des Radius auf die maximalen Verformungen untersucht werden. Es zeigte sich, dass bei einer Belastung in einem Kreissegment von $12,5^\circ$ - 25° die maximalen Verformungen auftreten. Des Weiteren konnte festgestellt werden, dass sich die Steifigkeit der Ringträger bei nicht-rotationssymmetrischer Belastung im Gegensatz zur Steifigkeit bei rotationssymmetrischer Belastung stark reduziert. Das Gesamttragverhalten ändert sich insoweit, als dass der Vertikalträger die Differenzlast zwischen nicht-rotationssymmetrischer und rotationssymmetrischer Belastung aufnehmen muss. Durch den Abfall der Auflagersteifigkeit an den Ringträgern sind für den Vertikalträger weitere Auflagerpunkte erforderlich. Dies kann durch rückverankerte Aussteifungsebenen oder durch eine Fixierung am erstarrten Beton vorab betonierter Bauteile erfolgen. Analoge Tragsysteme finden sich im Brückenbau, beispielsweise bei Stabbogensystemen (Langerscher Balken) oder bei Bogenbrücken mit aufgeständerter Fahrbahn. Dort werden die rotationssymmetrischen Lasten durch den Bogen (Ringträger), die nicht-rotationssymmetrische Belastung durch die Fahrbahn (Vertikalträger) abgetragen.

Der Einfluss der Auflagersteifigkeit auf den Verlauf des Frischbetondrucks über die Höhe einer Schalung konnte anhand einer Modellrechnung verdeutlicht werden. Dazu wurde der in der Schalung eingeprägte Frischbetondruck bei unterschiedlichen Lagersteifigkeiten (Schalunganker / Ringträger) verglichen. Der erstarrende Beton bildet für die Schalung ein zusätzliches Auflager (Betonaufleger).

Es zeigte sich, dass bei einer weichen Lagerung des Elementes (Ringträger) die eingepprägten Spannungen schneller aufgehoben werden als bei starrer Lagerung (Schalungsanker). Durch die vergleichsweise höhere Steifigkeit des Betonauflegers bei einer weichen Auflagerung der Schalung (Ringträger) zieht dieses einen größeren Anteil der neu eingetragenen Belastung an, was zu einer schnelleren Reduzierung des eingepprägten

Drucks führt. Bei weicher Auflagerung wie bei rotationssymmetrischen Sonderschalungen vorhanden, kommt es daher zu einer vollständigen Reduzierung des Frischbetondrucks bis zum Erreichen des Erstarrungsendes.

Im Rahmen eines Verbundforschungsvorhabens zum Schalungsdruck von Hochleistungsbetonen konnte der Einfluss von Erschütterungen auf den Verlauf des Frischbetondrucks untersucht werden. Zusammen mit dem Institut für Mineralogie, Kristallographie und Materialwissenschaft der Universität Leipzig wurde ein Versuchsprogramm entwickelt, mit dem man den Einfluss von Erschütterungen auf die Materialeigenschaften und den Frischbetondruck von selbstverdichtendem Beton untersuchen konnte. Anhand von Versuchen an Materialproben wurde die Veränderung der Frischbetoneigenschaften von vier verschiedenen SVB-Rezepturen bei Einwirkung von Erschütterungen beobachtet. Im Vergleich zu unangeregten Referenzproben gleichen Alters wiesen die angeregten Materialproben eine höhere Fließfähigkeit (gemessen durch das Setzfließmaß) sowie eine geringere Viskosität (gemessen durch die Trichterauslaufzeit) auf. Die Auswirkungen von Erschütterungen auf den sich einstellenden Frischbetondruck wurden anhand von Druckmessungen an kleinen Modellwänden untersucht. Der Eintrag von Pendelschlägen mit variierenden Intensitäten und Zeitpunkten regte die Schalungen an, der Frischbetondruck wurde dabei mittels Drucksensoren dokumentiert. Der Praxisbezug der im Versuch gewählten Erschütterungsintensitäten konnte mittels Baustellenmessungen an einer Trichterschalung bestätigt werden. Gemessen wurde die dynamische Anregung während des Baubetriebs (Begehen von Arbeitsbühnen, Einklopfen von Schalttafeln).

Eine Wiederanregung des Betons war bei den Modellwänden bis auf 90% des Anfangsdrucks zu einem Zeitpunkt im Bereich des Erstarrungsbeginns möglich. Um die Ausbreitung der Wiederanregung innerhalb des Betons zu messen wurde ein Großversuch durchgeführt. Die Pendelschläge wurden in der Mitte einer 9,20 m langen Wand eingeleitet. An den über die Wandlänge verteilten Messsensoren konnte ein Wiederanstieg bis zu einer Entfernung von 3,15 m zum Aufschlagpunkt des Pendels gemessen werden. Zusätzlich konnte im Rahmen des Großversuches der Einfluss der Schalungsverformbarkeit durch die weiche Lagerung eines Schalelementes untersucht werden. Die zusätzliche Verformung am weichen Element durch das Einfüllen der oberen Betonierschichten bewirkte eine Reduzierung des Frischbetondrucks, die im Gegensatz dazu an den starr gelagerten Elementen nicht gemessen wurde. Die Steifigkeit am Auflager der Schalung im Versuch ist mit der eines Ringträgers mit einem Radius von etwa 12 m vergleichbar und liegt damit im Anwendungsbereich von rotationssymmetrischen Sonderschalungen.

Anhand der vorangegangenen Untersuchungen konnte in Kapitel 6 ein Bemessungsmodell für rotationssymmetrische Schalungen entwickelt werden. Dabei wurde eine Grenzwertanalyse zum Frischbetondruck von SVB durchgeführt.

Die Anforderungen an die Verarbeitbarkeitszeit von SVB lieferten die Grundlage für die Festlegung eines unteren Grenzwertes für den horizontalen Frischbetondruck. Durch einen zusätzlichen Faktor kann die zeitabhängige Reduzierung des Frischbetondrucks unter Berücksichtigung der Vorgaben aus dem Einbauprozess (Pumpenanzahl, Umlaufzeit) zusätzlich berücksichtigt werden.

Dem unteren Grenzwert steht der erhöhte Frischbetondruck bei Einwirkung von Erschütterungen gegenüber. Aus den experimentellen Untersuchungen konnte abgeleitet werden, dass eine vollständige Verflüssigung nur bis zum Zeitpunkt des Erstarrungsbeginns, gemessen nach dem Knetbeutelverfahren, möglich ist. Nach Erreichen des Maximalwertes

wird ein linearer Abfall des Frischbetondrucks bis zum Erstarrungsende angesetzt. Grundlage für den gewählten Ansatz bilden die Ergebnisse aus der Modellrechnung in Kapitel 4.2 und die Druckmessungen an einer weichen und starren Schalung im Rahmen des Großversuchs. Voraussetzung für den abfallenden Verlauf ist eine Begrenzung der Verformungen am Punkt der maximalen Last auf 4 mm, um ein Hinterfließen der Schalung durch den flüssigen SVB zu vermeiden. Die über den Umfang der Schalung ungünstigste Stellung der erhöhten Belastung konnte anhand der Untersuchungen zum Tragverhalten biegesteifer Polygone in Kapitel 4.1.3.3 festgelegt werden. Die gemessene Ausbreitung des reaktivierten Frischbetondrucks im Rahmen des Großversuchs (siehe Kapitel 5.3) bestätigten die Möglichkeit einer erhöhten Last im genannten Segmentbereich von 12,5°- 25° einer rotationssymmetrischen Sonderschalung. Eine Ausweitung des Lastmodells auf geneigte Schalungen wurde anhand ergänzender Überlegungen ermöglicht.

Durch einen Vergleich der rechnerischen Werte beider Lastbilder mit experimentellen Ergebnissen aus eigenen Versuchen und Literaturangaben konnte die Gültigkeit des gefundenen Lastmodells bestätigt werden. Auf Basis sicherheitstheoretischer Überlegungen wurden Anpassungsfaktoren ermittelt, die eine Anwendung des Bemessungsmodells im Rahmen des Teilsicherheitskonzeptes der DIN 18218 ermöglichen. Der vorgeschlagene Bemessungsansatz bietet durch den zusätzlichen Parameter $t_{A,Knet}$ (Erstarrungsbeginn nach Knetbeutelverfahren) die Möglichkeit eines günstigeren Ansatzes des Frischbetondrucks als nach DIN 18218. Ein frühes Erstarren des Betons reduziert das Zeitfenster für eine Wiederanregung des Frischbetons und damit auch die Lastdifferenz über den Umfang einer Schalung.

Die stützende Wirkung des unteren Grenzwertes kommt aufgrund einer hohen Streuung der Basisvariablen nicht vollständig zur Geltung. Hier wären weiterführende Untersuchungen sinnvoll, die eine sichere Ermittlung eines unteren Grenzwertes anhand von Versuchsergebnissen ermöglicht.

In der Begrenzung der Spaltbreite gegen ein Hinterfließen der Schalung auf 4 mm liegt noch Potential für einen wirtschaftlicheren Ansatz. Eine Erhöhung der zulässigen Spaltbreite wird auf der Basis weitergehender wissenschaftlicher Untersuchungen als durchaus möglich erachtet.

Bei den experimentellen Untersuchungen in Kapitel 5 wurden die Bauteilversuche mit einer hochviskosen Rezeptur eines Mehlkorn-Typ SVB gefahren. Weitere Versuche zur Wiederanregbarkeit von Betonen, v. a. auch mit hochviskosen Rezepturen, sind für eine Absicherung des vorgeschlagenen Bemessungsmodells unabdingbar.

Zusammenfassend lässt sich feststellen, dass beim Einsatz von selbstverdichtendem Beton bei rotationssymmetrischen Sonderschalungen das Erstarrungsverhalten des Betons einen maßgeblichen Einfluss auf die Bemessung der Schalungskonstruktion besitzt. Für einen wirtschaftlichen Einsatz von SVB ist daher eine engere Abstimmung zwischen der Betontechnologie und Schalungsbemessung erforderlich, als bei Rüttelbetonen. Anhand der durchgeführten Untersuchungen wird eine Grundlage für die Bemessung rotationssymmetrischer Sonderschalungen beim Einsatz von selbstverdichtendem Beton geschaffen.

8 Literatur

Literatur zu Kapitel 2

- [2.1] Hampe, E.: Flüssigkeitsbehälter Band 2: Bauwerke, Ernst & Sohn Verlag, Berlin, 1982
- [2.2] Brockmann, T.; Kreiner, A.; Lohaus, L.; Motzko, C.: Weiterentwicklung des Gleitbauverfahrens, Beton- und Stahlbetonbau 103, 2008, Heft 7, S. 498 - 506
- [2.3] Zell, S.: Neue Klettertechnik für Kläranlagen- über den Bau der Faulbehälter Hamburg- Köhlbrandhoeft, Beton 32, Heft 2, 1982, S. 49-54
- [2.4] -: Faulturm-Schalungssystem RSB Rund-Stahl-Bau Bregenz, Maschinen und Stahlbau, Austria, Band 23, 1981, S. 14/15
- [2.5] Sutter, G.: Specialized Formwork for Symmetrical Concrete Structures, Concrete International, October 1996, pp. 50-53
- [2.6] Jäger, P.; Sutter, G.: Egg-Shaped Anaerobic Digesters, Taiwan, Structural Engineering International, 3/1994, pp. 160-163
- [2.7] Hamm, H.; Pauli, D.: Die größten eiförmigen Faulbehälter aus Spannbeton, Züblin-Rundschau 29, 12/1997, S. 42-46
- [2.8] Theil, H.; Ulrich, F.: Spannbeton für die größten eiförmigen Faulbehälter der Welt, Züblin-Rundschau 22, 12/1990, S. 10-13
- [2.9] Müller, A.; Schmid, Ch.; Stettner, Ch.; Zilch, K.: Klärwerk Gut Großlappen – Bemessung und Konstruktion der vier neuen Faulbehälter, Bauingenieur, Band 82, 12/2007, S. 542-548
- [2.10] Blasch, G.: Einsatz von SVB beim Bau der Faulbehälter in Großlappen, Tiefbau 10, 2006, S. 539
- [2.11] Berchtenbreiter, C.; Bichler, St.; Burkhardt, D.; Stettner, Ch.: Neubau der Faulbehälteranlage im Klärwerk Gut Großlappen in München – Entwurf der Anlage und baubetriebliche Aspekte, Bauingenieur, Band 83, 01/2008, S. 13-18

Literatur zu Kapitel 3

- [3.1] Tejada-Dominguez, F.; Lange, D. A.; D'Ambrosia, M. D.: Formwork Pressure of self-consolidating Concrete in tall wall field applications, Journal of the Transportation Research Board, No. 1914, 2005, pp. 1-7
- [3.2] Graubner, C.-A., et al.: Frischbetondruck fließfähiger Betone (Sachstandsbericht), Deutscher Ausschuss für Stahlbetonbau, Heft 567, Beuth Verlag, Berlin, 2006
- [3.3] Ikäheimonen, J.: Formwork Pressure Due to Self-Compacting Concrete – Measurements on Abutment Breast Walls. TRITA-BKN, Report 55, Department of Structural Engineering, Royal Institute of Technology Stockholm, 1998
- [3.4] Vanhove, Y.; Djelal, C.; Magnin A.: Prediction of lateral pressure exerted by self-compacting concrete on formwork, Magazine of concrete research 56, 2004, pp 55-62
- [3.5] Proske, T.: Frischbetondruck bei Verwendung von Selbstverdichtendem Beton, Dissertation, TU Darmstadt, Institut für Massivbau, 2007
- [3.6] Assaad, J.; Khayat, K. H.; Mesbah, H.: Variation of Formwork Pressure with Thixotropy of Self-Consolidating Concrete, ACI Materials Journal, January-February 2003, pp 29-37

- [3.7] Ovarlez, G.; Roussel, N.: A physical model for the prediction of lateral stress exerted by self-compacting concrete on formwork, *Materials and Structures* 39, 2006, pp 269-279
- [3.8] Janssen, H. A.: Versuche über Getreidedruck in Silozellen. *VDI Zeitschrift*, Band 39, August 1895, S. 1045-1049
- [3.9] Graubner, C.-A.; Motzko, C.; Boska, E.; Proske, T.: Schalungsbelastung durch Hochleistungsbetone mit fließfähiger Konsistenz – Berechnungsmodell und baupraktische Umsetzung, *Bauingenieur*, Band 84, Heft 4, 2009, S. 163-171
- [3.10] Specht, M.: Der Frischbetondruck nach DIN 18218 – die Grundlagen und wichtigsten Festlegungen, *Bautechnik*, Band 58, 08/1981, S. 253 – 261
- [3.11] Billberg, P.: Form Pressure generated by self-compacting concrete, *RILEM Proceedings PRO 33, Third International Symposium on Self-Compacting Concrete*, Reykjavik, Iceland, RILEM Publications S.A.R.L., pp. 271-280
- [3.12] Koschier, Th.: Schalungsdruck beim Einsatz von Selbstverdichtendem Beton, Diplomarbeit, Institut für Baubetrieb und Bauwirtschaft, TU Graz, 2004
- [3.13] Fedroff, D.; Frosch, R. J.: Formwork for Self-Consolidating Concrete, *Concrete International* 26, Issue 10, October 2004; pp. 32-37
- [3.14] Khayat, K. H.; Assaad, J. J.: Effect of w/cm and High-Range Water-Reducing Admixture on Formwork Pressure and Thixotropy of Self-Consolidating Concrete, *ACI Materials Journal*, May-June 2006, pp 186-193
- [3.15] Khayat, K. H.; Assaad, J. J.: Kinetics of formwork pressure drop of self-consolidating concrete containing various types and contents of binder, *Cement and Concrete Research* 35, 2005, pp. 1522-1530
- [3.16] Khayat, K. H.; Assaad, J. J.: Effect of Mixture Consistency on Formwork Pressure Exerted by Highly Flowable Concrete, *Journal of Materials in Civil Engineering*, ASCE, November/December 2006, pp. 786-791
- [3.17] Khayat, K. H.; Assaad, J. J.: Effect of casting rate and concrete temperature on formwork pressure of self-consolidating concrete, *Materials and Structures* 39, 2006, pp. 333-341
- [3.18] Khayat, K. H.; Assaad, J. J.: Effect of Viscosity-Enhancing Admixtures on Formwork Pressure and Thixotropy of Self-Consolidating Concrete, *ACI Materials Journal*, July/August 2006, pp. 280 - 287
- [3.19] Khayat, K. H.; Assaad, J. J.: Use of Thixotropy-Enhancing Agent to Reduce formwork pressure exerted by self-consolidating Concrete, *ACI Materials Journal*, January/February 2008, pp. 88-96
- [3.20] Hoffmann, C.; Leemann, A.: Schalungsdruck von selbstverdichtendem Beton, *Beton und Fertigteiltechnik*, 11, 2003, S. 48-55
- [3.21] Ertinghausen, H.: Über den Schalungsdruck von Frischbeton. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der TU Braunschweig, Heft 5, Braunschweig, 1965
- [3.22] Specht, M.: Druck des Frischbetons gegen eine geneigte Boden- und Wandschalung, *Beton und Stahlbetonbau*, 11/1975, S. 273-278
- [3.23] ACI Committee 309: Behaviour of Fresh Concrete During Vibration, Report 398.1R-08, American Concrete Institute, August 2008
- [3.24] Popovics, S.: A review of the concrete consolidation by vibration, *Matériaux et constructions*, Vol. 6, 1973, Nr. 36, pp. 453-463
- [3.25] Hoffmann, C.; Leemann, A.; Winnefeld, F.: Pressure of Self Consolidating Concrete on Formwork, *Concrete International*, 2/2006, pp. 27-31

Literatur zu Kapitel 4

- [4.1] Link, H.: Stabilität von Schacht- und Tunnelauskleidungen aus gelenkig miteinander verbundenen Schüssen unter axialer Belastung, Ingenieur-Archiv 48, 1979, S. 51-63
- [4.2] Petersen, Ch.: Statik und Stabilität der Baukonstruktionen, 2. Auflage, Braunschweig; Wiesbaden: Vieweg 1982
- [4.3] Hain, H.: Zur Stabilität elastisch gebetteter Kreisringe und Kreiszyinderschalen, Mitteilungen des Instituts für Statik der TU Hannover, Mitteilung Nr. 12, 1968
- [4.4] Falter, B.: Berechnung freier und einseitig elastisch gebetteter Kreisbögen und -ringe unter Außendruck mit großen Verschiebungen und Verdrehungen, Dissertation, TU Hannover, 1975
- [4.5] Hain, H.; Falter, B.: Stabilität von biegesteifen oder durch Momentengelenke geschwächten und auf der Außenseite elastisch gebetteten Kreisringen unter konstantem Außendruck, Strasse Brücke Tunnel 4, 1975, S. 98-105
- [4.6] Sonntag, G.: Stabilität des elastisch gebetteten Rohrs unter Außendruck, Forschung im Ingenieurwesen 32, 1966, S. 189-193
- [4.7] Glock, D.; Klöppel, K.: Theoretische und experimentelle Untersuchungen zu den Traglastproblemen biegeweicher, in die Erde eingebetteter Rohre, Veröffentlichung des Institutes für Statik und Stahlbau der Technischen Hochschule Darmstadt, Heft 10, Darmstadt, 1970
- [4.8] Sturmth, R.: Statik geschlossener Kreisringbauteile: Berechnungsbeispiele aus d. Maschinenbau u. d. Bautechnik, Düsseldorf, VDI-Verlag, 1988
- [4.9] Gollasch, E.; Wierig, H.-J.: Untersuchungen über das Verformungsverhalten von jungem Beton, Mitteilungen aus dem Institut für Baustoffkunde und Materialprüfung der Universität Hannover Heft 47, 1982
- [4.10] Weigler, H.; Karl, S.: Junger Beton Teil 1: Beanspruchung – Festigkeit – Verformung, Betonwerk Fertigteil – Technik, Band 6, 1974, S. 392 – 401

Literatur zu Kapitel 5

- [5.1] Graubner, C.-A.; Beitzel, H.; Beitzel, M.; Bohnemann, C.; Boska, E.; Brameshuber, W.; Dehn, F.; König, A.; Lingemann, J.; Motzko, C.; Müller, H. S.; Pistol, K.; Proske, T.; Stettner, C.; Zilch, K.: Schalungsbelastung durch Hochleistungsbetone mit fließfähiger Konsistenz - Ein Gemeinschaftsprojekt deutscher Forschungseinrichtungen. Abschlussbericht F09-7-2008, TU Darmstadt, Institut für Massivbau, November, 2008.
- [5.2] Dehn, F.; König, A.; Lingemann, J.; Pistol, K.; Stettner, Ch.; Zilch, K.: Einfluss von Erschütterungen auf frischen und jungen selbstverdichtenden Beton (SVB) sowie auf den sich einstellenden Frischbetondruck bei rotationssymmetrischen Schalungen (Rundbehälter), Teilprojekt D im Forschungsvorhaben „Schalungsbelastung durch Hochleistungsbetone mit fließfähiger Konsistenz“, Forschungsbericht des Bundesamtes für Bau und Raumordnung. Lehrstuhl für Massivbau/TU München und Institut für Mineralogie, Kristallographie und Materialwissenschaft/Universität Leipzig, 2008
- [5.3] Öztürk, T.; Kroggel, O.; Grübl, P.; Popovics, J. S.: Improved Ultrasonic Wave Reflection Technique to Monitor the Setting of Cement-Based Materials; in NDT & E International 39, Nr. 4, 2006, pp. 258-263

Literatur zu Kapitel 6

- [6.1] Dietz, J.; Dehn, F.: Anforderungen an die Schalungstechnik beim Einsatz selbstverdichtender Betone. In: König, G.; Holschemacher, K.; Dehn, F. (Hrsg.): Selbstverdichtender Beton, Innovationen im Bauwesen. Beiträge aus Praxis und Wissenschaft, Bauwerk-Verlag, Berlin, 2001

Normen und Regelwerke

- [N.1] DIN 18218: Frischbetondruck auf lotrechte Schalungen, Deutsches Institut für Normung, Beuth Verlag, Berlin, 2009
- [N.2] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton: Richtlinie Selbstverdichtender Beton (SVB-Richtlinie), November 2003, Beuth Verlag
- [N.3] DIN 18202: Toleranzen im Hochbau, Deutsches Institut für Normung, Beuth Verlag, Berlin
- [N.4] DIN 1055-100: Einwirkungen auf Tragwerke, Teil 100: Grundlagen der Tragwerksplanung, Sicherheitskonzept und Bemessungsregeln, Deutsches Institut für Normung, Beuth Verlag, Berlin, 2001
- [N.5] DIN 18800: Stahlbauten – Teil 1: Bemessung und Konstruktion, Deutsches Institut für Normung, Beuth Verlag, Berlin, 2008

Firmenschriften

- [F.1] PERI: RUNDFLEX, Die stufenlos einstellbare Rundschalung für Radien ab 1,00 m, Ausgabe 03/2008
- [F.2] Hünnebeck: Ronda, Die radienverstellbare Rundschalung
- [F.3] Firmenbroschüre RSB Rundschalungstechnik, 2004
- [F.4] PERI: GRV Rundschalung, Die ankerlose Rundschalung mit GRV-Gelenkriegel, Ausgabe 08/2008

9 Anhang

9.1 Extremwertbetrachtung zur Knicklast des elastisch gebetteten Kreisrings

Die Grundgleichung für den elastisch gebetteten Kreisring unter normalentruer Belastung ist mit Gleichung (4.13) c gegeben.

Für die Knicklast ergibt sich bei ausschließlich radialer Bettung die Gleichung (4.15). Diese ist für die kleinste Halbwellenzahl auszuwerten.

Im Folgenden werden nicht nur ganzzahlige Ergebnisse betrachtet ($m \in \mathbb{N}$), sondern es sind auch Lösungen mit reellen Zahlen möglich ($m \in \mathbb{R}$).

Somit kann eine Grenzwertbetrachtung durchgeführt werden. Gleichung (4.15) wird zweimal nach m differenziert, um das Minimum für die Knicklast zu finden.

$$\frac{d(D_{Ki,beidseitig})}{dm} = 2 \cdot m \cdot \frac{E \cdot I}{R^2} + c_{r,Stütz} \cdot R^2 \cdot \frac{m}{(m^2 - 1)^2} \quad (\text{A10.1})$$

$$\frac{d^2(D_{Ki,beidseitig})}{d^2 m} = 2 \cdot \frac{E \cdot I}{R^2} + 8 \cdot c_{r,Stütz} \cdot R^2 \cdot \frac{m^2}{(m^2 - 1)^3} - 2 \cdot c_{r,Stütz} \cdot R \cdot \frac{1}{(m^2 - 1)^2} \quad (\text{A10.2})$$

Die Bedingungen für die Existenz eines Minimums lauten:

$$\frac{d(D_{Ki,beidseitig})}{dm}(m_0) = 0 \quad (\text{A10.3})$$

und

$$\frac{d^2(D_{Ki,beidseitig})}{d^2 m}(m_0) > 0 \quad (\text{A10.4})$$

Durch das Nullsetzen der Gleichung (A10.1) ergibt sich ein Produkt mit einem Polynom 4. Grades. Durch Substitution von m^2 lässt sich das Polynom in eine quadratische Gleichung überführen. Mit der trivialen Lösung $m = 0$ ergeben sich somit 5 Nullstellen für die 1. Ableitung.

$$\frac{d(D_{Ki,beidseitig})}{dm} = 2 \cdot m \cdot \frac{E \cdot I}{R^2} + c_{r,Stütz} \cdot R^2 \cdot \frac{2 \cdot m}{(m^2 - 1)^2} = 0$$

$$m \cdot \left(E \cdot I - \frac{c_{r,Stütz} \cdot R^4}{(m^2 - 1)^2} \right) = 0$$

$$m_1 = 0$$

$$E \cdot I - \frac{c_{r,Stütz} \cdot R^4}{(m^2 - 1)^2} = m^4 - 2 \cdot m^2 + 1 - \frac{c_{r,Stütz} \cdot R^4}{E \cdot I} = 0$$

$$m_{2,3} = +\sqrt{1 \pm \sqrt{\frac{c_{r,Stütz} \cdot R^4}{E \cdot I}}}; m_{4,5} = -\sqrt{1 \pm \sqrt{\frac{c_{r,Stütz} \cdot R^4}{E \cdot I}}}$$

Für die weiteren Rechenschritte sind die Nullstellen $m_{2,3}$ von Interesse, da die Beulzahlen $m \leq 0$ statisch keine Bedeutung besitzen.

Nun wird die Art der Extrema durch ein Einsetzen der Ergebnisse für $m_{2,3}$ in Gleichung (A10.2) bestimmt.

$$\frac{d^2(D_{Ki,beidseitig})}{d^2 m}(m_2) = 8 \cdot c_{r,Stütz} \cdot R^2 \cdot \frac{1 + \sqrt{\frac{c_{r,Stütz} \cdot R^4}{E \cdot I}}}{\left(\sqrt{\frac{c_{r,Stütz} \cdot R^4}{E \cdot I}} \right)^3} \quad (\text{A10.5})$$

$$\frac{d^2(D_{Ki,beidseitig})}{d^2 m}(m_3) = -8 \cdot c_{r,Stütz} \cdot R^2 \cdot \frac{1 - \sqrt{\frac{c_{r,Stütz} \cdot R^4}{E \cdot I}}}{\left(\sqrt{\frac{c_{r,Stütz} \cdot R^4}{E \cdot I}} \right)^3} \quad (\text{A10.6})$$

Die Voraussetzung (A10.4) für die Existenz eines Minimums wird durch Gleichung (A10.5) immer erfüllt sein, da die Wurzelterme und die Faktoren stets positiv sind.

Für die Gleichung (A10.6) existieren nur positive Werte, sofern der Wurzelterm A größer als 1 wird. Ist dies der Fall, liegt mit m_3 eine komplexe Nullstelle der Gleichung (A10.1) vor, die für die Ermittlung der Knicklast keine Relevanz besitzt.

Die Nullstelle m_2 der Gleichung (A10.1) ist eine reelle Zahl und damit die Lage des Minimums für die Ermittlung der Knicklast des elastisch gebetteten Kreisrings nach Gleichung (4.15).

Das Ergebnis für m_2 in Gleichung (4.15) eingesetzt ergibt Gleichung (4.16).

$$D_{ki,beidseitig} = 2 \cdot \sqrt{c_{r,Stütz} \cdot E \cdot I} \quad (4.16)$$

In Abbildung 9-1 ist der Verlauf des Knickbeiwertes für die Gleichungen (4.15) und (4.16) graphisch aufgetragen. Der treppenförmige Verlauf der Beulwellen stellt die Berechnung von m für ganzzahligen Werte dar. Deutlich ist die Gültigkeit der Gleichung (4.16) als unterer Grenzwert erkennbar. Die Abweichung verringert sich mit steigender Anzahl der Beulwellen.

Gleichung (4.16) lässt sich in die Beziehung für die Ermittlung des Knickbeiwerts wie folgt umformen:

$$D_{K_i, \text{beidseitig}} = 2 \cdot \sqrt{c_{r, \text{Stütz}} \cdot E \cdot I} \quad (\text{A10.7})$$

$$D_{K_i, \text{beidseitig}} = \rho_{K_i} \cdot R$$

$$\frac{\rho_{K_i} \cdot R^3}{E \cdot I} = \gamma_{K_i} = 2 \cdot \frac{c_{r, \text{Stütz}} \cdot R^4}{E \cdot I} \cdot \sqrt{\frac{E \cdot I}{c_{r, \text{Stütz}} \cdot R^4}} = 2 \cdot \sqrt{\delta_r}$$

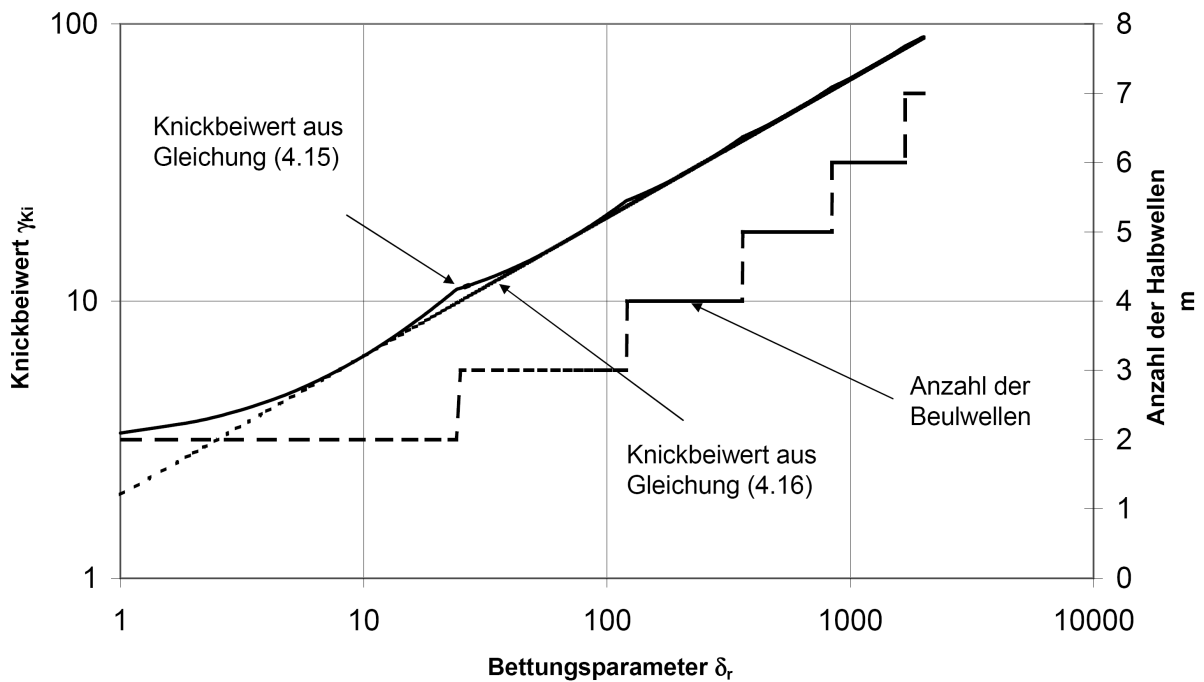


Abbildung 9-1: Vergleich der Gleichungen (4.15) und (4.16) anhand des Verlaufes des Knickbeiwertes γ_{K_i}

9.2 Ermittlung der Durchschlagslast für das elastisch gestützte Spreizwerk

Für die Erläuterung des Tragverhaltens eines elastisch gestützten Polygons wurde ein Spreizwerk (siehe Abbildung 4-17) als Teilsystem des Polygons betrachtet.

Anhand der folgenden Berechnung erfolgt die Herleitung der Durchschlagslast (Gleichung (4.20)) des elastisch gelagerten Spreizwerkes mit Hilfe der Gleichgewichtsmethode. Die Betrachtungen werden am halben System geführt. Aus Symmetriegründen entsteht am Punkt B/B' ein horizontales Auflager. Der Stab verschiebt sich am Auflagerpunkt A in tangentialer und radialer Richtung in die Lage A' (siehe Abbildung 9-2). Hieraus resultiert eine Stabverdrehung um den Winkel φ . Die Winkelbeziehungen am Auflagerpunkt sind in Abbildung 9-3 dargestellt.

Folgende Annahmen werden für die Betrachtung am Teilsystem getroffen:

- Die Spreizwerkstäbe werden als dehnstarr angenommen ($EA \rightarrow \infty$).
- Der Winkel zwischen radialer und tangentialer Auflagerfeder bleibt im ausgelenkten Zustand konstant.

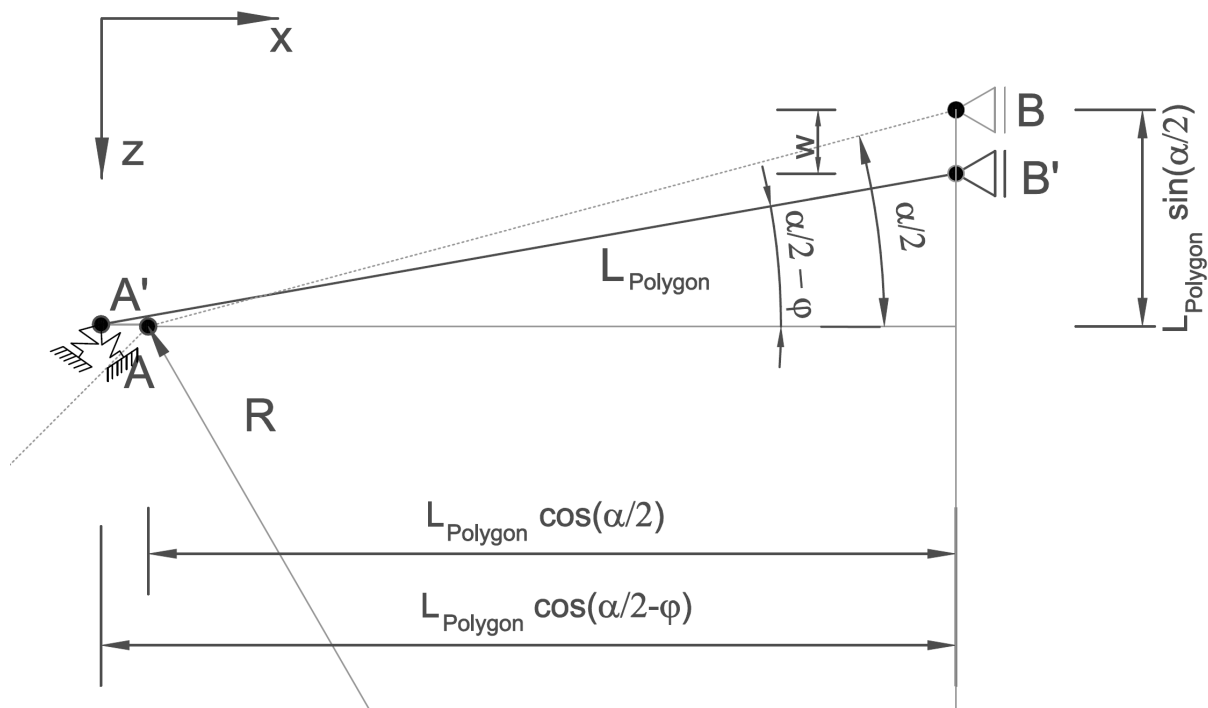


Abbildung 9-2: Geometrie des Spreizwerks am halben System (AB Grundzustand, A'B' ausgelenkte Lage)

Die Anteile der tangentialen und radialen Verschiebungen f_T und f_R lassen sich in die Komponenten in x und z Richtung wie folgt ausdrücken:

$$f_{RZ} = \sin(90^\circ - \alpha) \cdot f_R \quad (\text{A10.8})\text{a-d}$$

$$f_{RX} = \cos(90^\circ - \alpha) \cdot f_R$$

$$f_{TZ} = \sin(1,5 \cdot \alpha) \cdot f_T$$

$$f_{TX} = \cos(1,5 \cdot \alpha) \cdot f_T$$

$$x = f_{RX} + f_{TX} = \cos(90^\circ - \alpha) \cdot f_R + \cos(1,5 \cdot \alpha) \cdot f_T \quad (\text{A10.9})_{a,b}$$

$$z = f_{RZ} - f_{TZ} = \sin(90^\circ - \alpha) \cdot f_R - \sin(1,5 \cdot \alpha) \cdot f_T$$

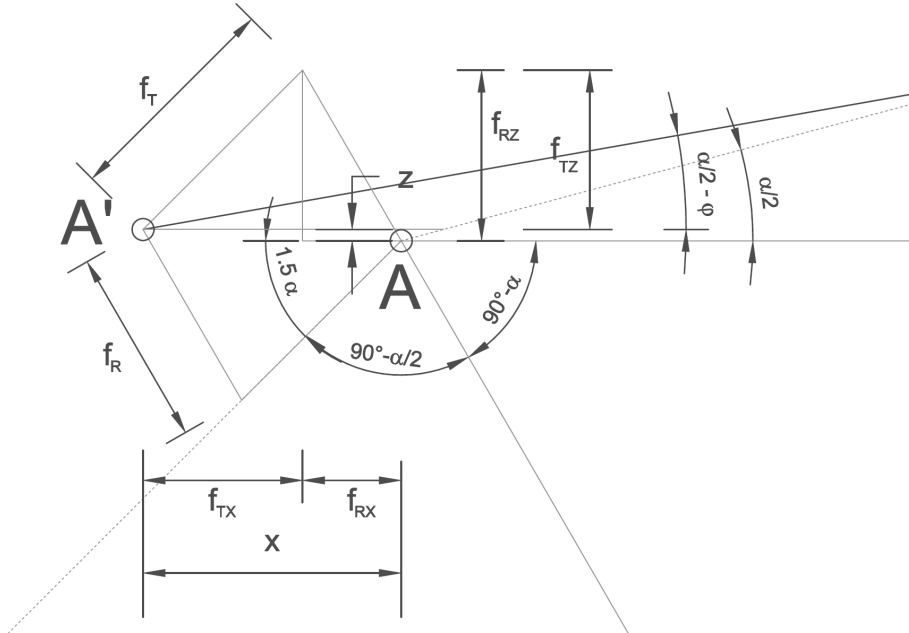


Abbildung 9-3: Geometrie Auflagerpunkt Spreizwerk

Die Gleichungen (A10.9) a und b können durch Multiplikation und Subtraktion nach den tangentialen und radialen Verschiebungen aufgelöst werden.

$$f_T = \frac{x \cdot \cos(\alpha) - z \cdot \sin(\alpha)}{\cos\left(\frac{\alpha}{2}\right)} \quad (\text{A10.10})_{a,b}$$

$$f_R = \frac{x \cdot \sin(1,5 \cdot \alpha) + z \cdot \cos(1,5 \cdot \alpha)}{\cos\left(\frac{\alpha}{2}\right)}$$

Die Verschiebung in x-Richtung am Auflagerpunkt A lässt sich auch in Abhängigkeit vom Winkel phi beschreiben.

$$x = L \cdot \left(\cos\left(\frac{\alpha}{2} - \varphi\right) - \cos\left(\frac{\alpha}{2}\right) \right) \quad (\text{A10.11})$$

Mit Gleichung (A10.11) eingesetzt in die Gleichungen (A10.10) lässt sich x durch eine Abhängigkeit von der Variablen phi ausdrücken und z verbleibt als unbekannte Verschiebung.

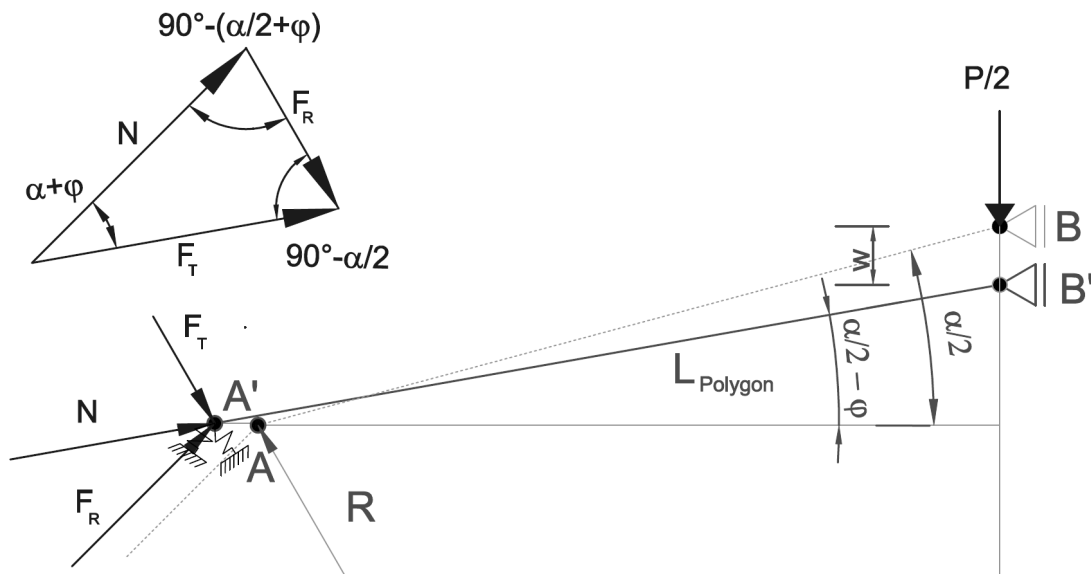


Abbildung 9-4: Gleichgewicht am Auflagerpunkt A'

Für das Kräftegleichgewicht am Auflagerpunkt A (siehe Abbildung 9-4) lassen sich für den verschobenen Zustand die folgenden Beziehungen herleiten. Mit F_R und F_T werden die radiale und tangentiale Auflagerkraft am Punkt A bezeichnet.

$$F_T = N \cdot \frac{\cos\left(\frac{\alpha}{2} + \varphi\right)}{\cos\left(\frac{\alpha}{2}\right)} \quad (\text{A10.12}) \text{ a,b}$$

$$F_R = N \cdot \frac{\sin(\alpha + \varphi)}{\cos\left(\frac{\alpha}{2}\right)}$$

Die Normalkraft kann N durch die Winkel α und φ ausgedrückt werden.

$$N = \frac{P}{2 \cdot \sin\left(\frac{\alpha}{2} - \varphi\right)} \quad (\text{A10.13})$$

Die radialen und tangentialen Federsteifigkeiten $C_{r,\text{Stütz}}$ und $C_{t,\text{Stütz}}$ verbinden die Kräfte und Verschiebungen am Auflagerpunkt A.

$$F_T = C_{t,\text{Stütz}} \cdot f_T \quad (\text{A10.14}) \text{ a,b}$$

$$F_R = C_{r,\text{Stütz}} \cdot f_R$$

Die Beziehungen für die tangentialen und radialen Verschiebungen, Gleichungen (A10.10) unter Berücksichtigung von (A10.11), werden nun in Gleichung (A10.14) eingesetzt. Zusätzlich können die tangentialen und radialen Auflagerkräfte mit Hilfe der Gleichungen (A10.12) und Gleichung (A10.13) in Abhängigkeit vom Winkel φ und der Belastung P_D ausgedrückt werden.

Mit beiden Gleichungen kann nun die Variable z eliminiert werden, somit erhält man die Durchschlagslast P in Abhängigkeit vom variablen Neigungswinkel φ .

$$P_D = \frac{2 \cdot C_{r,Stütz} \cdot L_{Polygon} \cdot \sin\left(\frac{\alpha}{2} - \varphi\right) \cdot \cos\left(\frac{\alpha}{2}\right) \cdot \left[\cos\left(\frac{\alpha}{2} - \varphi\right) - \cos\left(\frac{\alpha}{2}\right) \right]}{C_{r,Stütz} / C_{t,Stütz} \cdot \cos\left(\frac{\alpha}{2} + \varphi\right) \cdot \cos(1,5 \cdot \alpha) + \sin\left(\frac{\alpha}{2}\right) \cdot \sin(\alpha + \varphi)} \quad (4.20)$$

P_D Durchschlagslast des Spreizwerkes [MN]

$C_{r,Stütz}$ diskrete radiale Auflagersteifigkeit für einen Ringträger [MN/m]

$C_{t,Stütz}$ diskrete tangentielle Ersatzfedersteifigkeit für den rotationssymmetrisch belasteten

Teil eines Ringträgers [MN/m]

9.2.1 Berechnung der tangentialen Ersatzfeder

Das Teilsystem Spreizwerk wurde aus dem Gesamtsystem Polygon herausgelöst. Die Durchschlagslast wird für das Teilsystem berechnet. Am Auflagerpunkt des Spreizwerkes wird eine tangentielle Ersatzfeder modelliert, welche den unbelasteten restlichen Bereich des Polygons abbildet.

Die tangentielle Verformung des Auflagerpunktes setzt sich aus zwei Komponenten zusammen. Zum Einen entsteht durch die radiale Verformung der unbelasteten Polygonecken eine tangentielle Verschiebung. Diese ist abhängig von der dort vorhandenen radialen Bettung. Bei der Berechnung dieser Verformungen werden die Beziehungen von Klöppel/Glock aus [4.7] verwendet. Diese wurden im Rahmen von Traglastberechnungen zu biegeweichen und in die Erde eingebetteten Rohren aufgestellt. Analog zur vorliegenden Arbeit wurde dort ein Teilbereich des Rohres aus dem Gesamtsystem herausgelöst. Es handelt sich dabei um den sich von der Erde ablösenden oberen Bereich des Rohres. Für den unteren gebetteten Rohrteil wird das statische System einer äquidistant elastisch gestützten Gelenkkette gewählt. Es wirken in diesem System Normalkräfte in den Stäben, die mit den Kräften an den radialen Federn im Gleichgewicht stehen. Tangentielle Kräfte werden bei den nachfolgenden Berechnungen nicht berücksichtigt. Anhand der geometrischen Beziehungen, den Gleichgewichtsbedingungen und den kinematischen Gleichungen lässt sich dieser Anteil an der tangentialen Verschiebung berechnen.

Den zweiten Anteil an der tangentialen Verformung bildet die Stauchung des Ringträgers. Sie kann aus der Dehnsteifigkeit des unbelasteten Ringteils und dessen Länge berechnet werden. Beide Federanteile sind für eine Ersatzfeder aufgrund deren Kombination reziprok zu addieren.

In Abbildung 9-5 zeigt die für die Berechnung wichtigen geometrischen Parameter, sowie die auf den Ring wirkenden Kräfte.

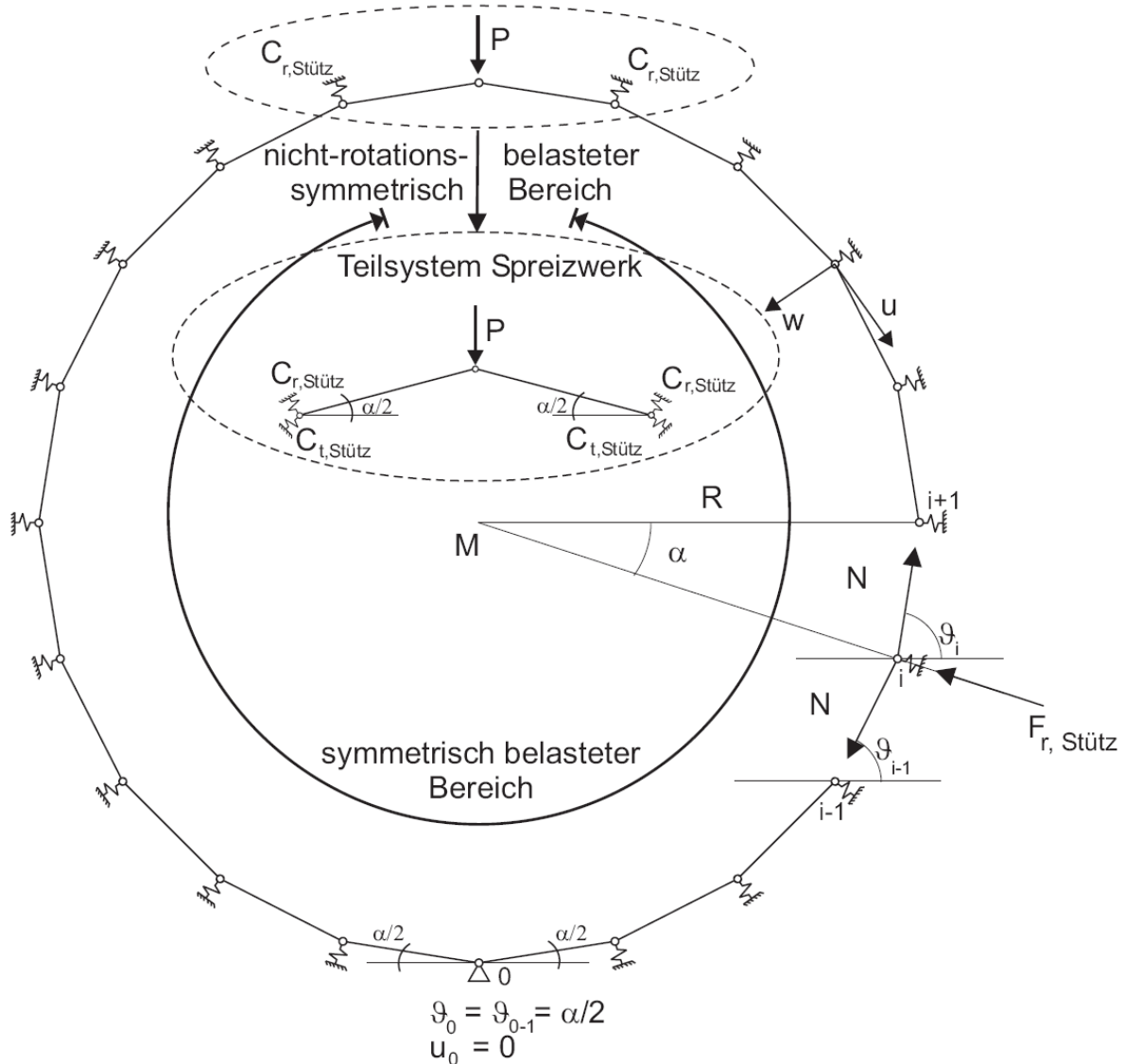


Abbildung 9-5: Berechnung einer tangentialen Ersatzfeder für das Teilsystem Spreizwerk

Geometrie

Der Neigungswinkel der Polygonkanten zur Horizontalen wird mit ϑ bezeichnet.

$$\vartheta_i = \left(\frac{2 \cdot i + 1}{2} \right) \cdot \alpha \quad (\text{A10.15})$$

Kräftegleichgewicht

Da keine tangentialen Stützkraften angesetzt werden bleibt die Normalkraft in den Stäben konstant. Aus der Normalkraft lässt sich die radiale Stützkraft F_n berechnen.

$$F_{r, \text{Stütz}} = 2 \cdot N \cdot \sin \left[\frac{\vartheta_i + \vartheta_{i+1}}{2} \right] \quad (\text{A10.16})$$

Kinematische Beziehungen

Aufgrund der Regelmäßigkeit des Polygons bleibt auch die Federkraft konstant. Mit der radialen Federsteifigkeit ergibt sich die radiale Verschiebung an der Polygonecke.

$$w = \frac{F_{r,\text{Stütz}}}{C_{r,\text{Stütz}}} \quad (\text{A10.17})$$

Aus den radialen Verschiebungen lassen sich die tangentialen Verschiebungen am Eckpunkt des Polygons berechnen.

$$u_{n+1} = \frac{w \cdot \sin\left[\frac{\vartheta_n - \vartheta_{n-1}}{2}\right] + w \cdot \sin\left[\frac{\vartheta_{n+1} - \vartheta_n}{2}\right] + u_n \cdot \cos\left[\frac{\vartheta_n - \vartheta_{n+1}}{2}\right]}{\cos\left[\frac{\vartheta_{n+1} - \vartheta_n}{2}\right]} \quad (\text{A10.18})$$

Ausgehend von den Randbedingungen am untersten Punkt des unbelasteten Polygons können schrittweise die tangentialen Verschiebungen am Übergang zum Spreizwerk berechnet werden.

Randbedingungen

$$i = 0 \quad (\text{A10.19})$$

$$u_0 = 0$$

$$\vartheta_{0-1} = \vartheta_0 = \frac{\alpha}{2}$$

Beginnend am Punkt $i = 0$ werden die tangentialen Verformungen entwickelt:

$$u_{n+1} = \frac{w_n \cdot \sin\left[\frac{\vartheta_n - \vartheta_{n-1}}{2}\right] + w_{n+1} \cdot \sin\left[\frac{\vartheta_{n+1} - \vartheta_n}{2}\right] + t_n \cdot \cos\left[\frac{\vartheta_n - \vartheta_{n+1}}{2}\right]}{\cos\left[\frac{\vartheta_{n+1} - \vartheta_n}{2}\right]} \quad (\text{A10.20})$$

$$u_1 = \frac{2 \cdot w \cdot \sin\left[\frac{\alpha}{2}\right] + 2 \cdot w \cdot \sin\left[\frac{\alpha}{2}\right]}{\cos\left[\frac{\alpha}{2}\right]} = 4 \cdot w \cdot \tan\left[\frac{\alpha}{2}\right]$$

$$u_{\frac{n}{2}+1} = 2 \cdot \left(\frac{n}{2} + 1\right) \cdot w \cdot \tan\left[\frac{\alpha}{2}\right]$$

Die Ersatzfedersteifigkeit $C_{t,Stütz,1}$ ergibt sich somit aus:

$$C_{t,Stütz,1} = \frac{C_{r,Stütz} \cdot \cos\left[\frac{\alpha}{2}\right]}{2 \cdot \left(\frac{n}{2} + 1\right) \cdot \left[\sin\left[\frac{\alpha}{2}\right]\right]^2} \quad (\text{A10.21})$$

Dehnfedersteifigkeit des gebetteten Polygoneils

Den zweiten Anteil der tangentialen Ersatzfeder bildet die Dehnsteifigkeit des unteren Polygoneils.

$$C_{t,Stütz,2} = \frac{E \cdot A}{E \cdot L_{\text{Polygon}}} \quad (\text{A10.22})$$

Ersatzfedersteifigkeit in tangentialer Richtung für das Teilsystem Spreizwerk

Da beide Federn ein Parallelsystem bilden, ist die Gesamtfederkonstanten aus einer reziproken Addition der Einzelkomponenten zu ermitteln.

$$C_{t,Stütz} = \frac{C_{t,Stütz,1} \cdot C_{t,Stütz,2}}{C_{t,Stütz,1} + C_{t,Stütz,2}} \quad (\text{A10.23})$$

Im zahlenmäßigen Vergleich zu $C_{t,Stütz,1}$ bildet die Dehnsteifigkeit $C_{t,Stütz,2}$ die maßgebende Komponente bei der Ermittlung der tangentialen Federsteifigkeit.

9.2.2 Umrechnung des Drehwinkels φ in die Scheiteldurchsenkung w

Die vertikale Verschiebung w (Scheiteldurchsenkung) des Punktes B nach B' (siehe Abbildung 9-4) kann aus der Stabverdrehung φ berechnet werden.

Für w gilt folgende geometrische Beziehung:

$$w = L_{Polygon} \cdot \left(\sin\left(\frac{\alpha}{2}\right) - \sin\left(\frac{\alpha}{2} - \varphi\right) \right) - z \quad (\text{A10.24})$$

Die vertikale Verschiebung z am Auflager A kann mit Hilfe der Gleichung (A10.9) a durch die radiale Verschiebung f_R und die tangential Verschiebung f_T ausgedrückt werden. Diese werden aus den Auflagerkräften F_R und F_T mit den zugehörigen Federsteifigkeiten $C_{r,Stütz}$ und $C_{t,Stütz}$ ermittelt.

$$\begin{aligned} f_R &= C_{r,Stütz} \cdot F_R \\ f_T &= C_{t,Stütz} \cdot F_T \end{aligned} \quad (\text{A10.25})$$

Nach dem Einsetzen der Gleichungen (A10.12) und (A10.13) in (A10.25) stehen die radialen und tangentialen Verschiebungen in Abhängigkeit zu den Winkeln α und φ und der Belastung P .

$$\begin{aligned} f_R &= C_{r,Stütz} \cdot \frac{P}{2 \cdot \sin\left(\frac{\alpha}{2} - \varphi\right)} \cdot \frac{\cos\left(\frac{\alpha}{2} + \varphi\right)}{\cos\left(\frac{\alpha}{2}\right)} \\ f_T &= C_{t,Stütz} \cdot \frac{P}{2 \cdot \sin\left(\frac{\alpha}{2} - \varphi\right)} \cdot \frac{\sin(\alpha + \varphi)}{\cos\left(\frac{\alpha}{2}\right)} \end{aligned}$$

Mit obigen Gleichungen ist nun eine Darstellung der Verschiebung z und damit der gesuchten Scheitelverformung w in Abhängigkeit von den Winkeln α und φ sowie der Belastung P möglich.

$$\begin{aligned} w &= L_{Polygon} \cdot \left(\sin\left(\frac{\alpha}{2}\right) - \sin\left(\frac{\alpha}{2} - \varphi\right) \right) - \frac{1}{2 \cdot \sin\left(\frac{\alpha}{2} - \varphi\right) \cdot \cos\left(\frac{\alpha}{2}\right)} \cdot \\ &\cdot \left[C_{r,Stütz} \cdot P \cdot \sin(90^\circ - \alpha) \cdot \cos\left(\frac{\alpha}{2} + \varphi\right) - C_{t,Stütz} \cdot P \cdot \sin(1,5 \cdot \alpha) \cdot \sin(\alpha + \varphi) \right] \end{aligned} \quad (\text{A10.26})$$

9.3 Ermittlung der Durchschlagslast für das Spreizwerk mit Koppelfedern

Der Übergang vom gelenkigen Polygon zum biegesteifen Polygon erfolgt durch das Einfügen einer Koppelfeder an der Verbindung der Stabelemente. Um das Tragverhalten dieses Systems zu Beschreiben wird analog zum gelenkigen Polygon ein Spreizwerk betrachtet. Folgende Vereinfachungen werden vorgenommen:

- Die Fachwerkstäbe werden als dehnstarr angenommen ($EA \rightarrow \infty$)
- Der Winkel zwischen radialer und tangentialer Auflagerfeder bleibt im ausgelenkten Zustand konstant

9.3.1 Durchschlagslast

Im Teilsystem nach Abbildung 9-6 wird die Neigung der Auflagerfedern im Punkt A vernachlässigt. Für die tangentiale Feder wird eine horizontale elastische Feder gewählt, die radiale Feder wird durch ein vertikales starres Auflager ersetzt.

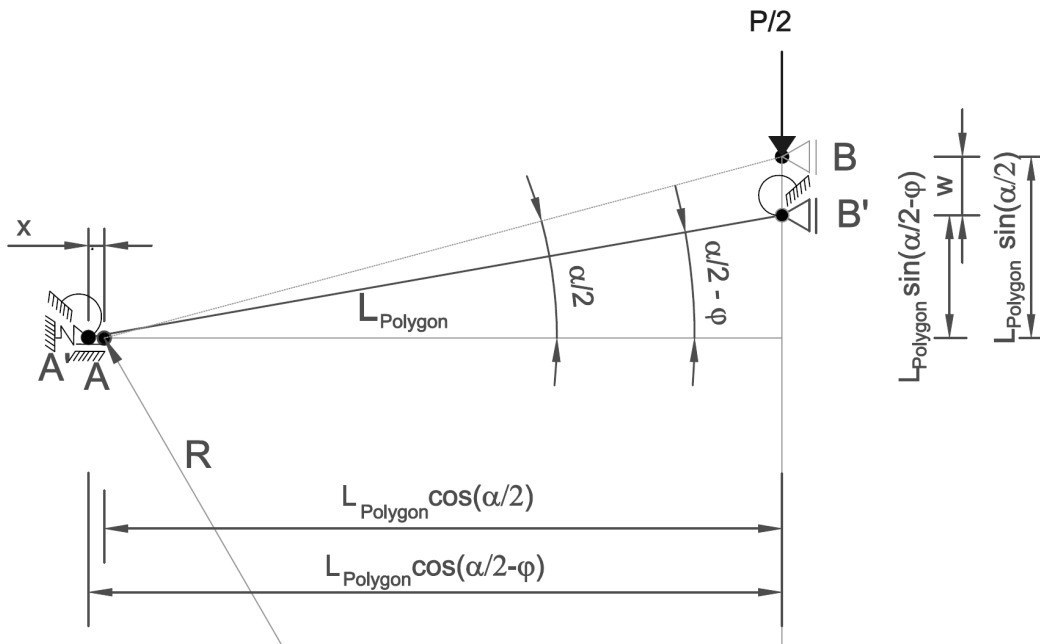


Abbildung 9-6: Kinematische Beziehungen am Spreizwerk

Die Herleitung der Durchschlagslast erfolgt anhand des Prinzips der virtuellen Verschiebungen.

Zuerst wird die horizontale Verschiebung am Auflager A und die vertikale Verschiebung am Scheitelpunkt B in Abhängigkeit vom Verdrehungswinkel φ ausgedrückt.

$$x = L_{Polygon} \cdot \left(\cos\left(\frac{\alpha}{2} - \varphi\right) - \cos\left(\frac{\alpha}{2}\right) \right) \quad (A10.27)$$

$$w = L_{Polygon} \cdot \left(\sin\left(\frac{\alpha}{2}\right) - \sin\left(\frac{\alpha}{2} - \varphi\right) \right)$$

Durch die partiellen Ableitungen δx und δw der Verschiebungen x und w ergeben sich die virtuellen Verrückungen.

$$\delta x = \frac{dx}{d\varphi} \cdot \delta\varphi = L_{\text{Polygon}} \cdot \sin\left(\frac{\alpha}{2} - \varphi\right) \cdot \delta\varphi \quad (\text{A10.28})$$

$$\delta w = \frac{dw}{d\varphi} \cdot \delta\varphi = L_{\text{Polygon}} \cdot \cos\left(\frac{\alpha}{2} - \varphi\right) \cdot \delta\varphi$$

Die Dreh- und Senkfedersteifigkeiten C_φ und C_H verbinden die Momente und Kräfte mit der Verdrehung φ und der Verschiebung w .

$$M_A = M_B = \varphi \cdot C_\varphi \quad (\text{A10.29})$$

$$F_H = C_{h,\text{Stütz}} \cdot x$$

M_A Drehmoment am Punkt A

M_B Drehmoment am Punkt B

F_H horizontale Auflagerkraft am Punkt A

$C_{h,\text{Stütz}}$ Steifigkeit der horizontalen Senkfeder

C_φ Drehfedersteifigkeit der Koppelfeder

Nun kann das Gleichgewicht nach dem Prinzip der virtuellen Verschiebungen für das Gesamtsystem aufgestellt werden:

$$-(\delta W_i - \delta W_a) = 2 \cdot F_H \cdot \delta x + 2 \cdot M_A \cdot \delta\varphi + 2 \cdot M_B \cdot \delta\varphi - P \cdot \delta w = 0 \quad (\text{A10.30})$$

δW_i Variation der inneren Arbeit

δW_a Variation der äußeren Arbeit

Nach dem Einsetzen der Gleichungen (A10.28) und (A10.29) in Gleichung (A10.30) kann nach P_D aufgelöst werden und somit die Durchschlagslast in Abhängigkeit vom Verdrehungswinkel φ ermittelt werden.

$$P_D = \frac{2 \cdot C_{h,\text{Stütz}} \cdot L_{\text{Polygon}} \cdot \sin\left(\frac{\alpha}{2} - \varphi\right) \cdot \left[\cos\left(\frac{\alpha}{2} - \varphi\right) - \cos\left(\frac{\alpha}{2}\right) \right] + 4 \cdot C_\varphi \cdot \frac{\varphi}{L_{\text{Polygon}}}}{\cos\left(\frac{\alpha}{2} - \varphi\right)} \quad (4.21)$$

9.3.2 Drehfedersteifigkeit für das Biegetragverhalten

Zur Bestimmung der Grenzsteifigkeit für den Übergang des Systems von einem Durchschlagverhalten zu einem Biegetragverhalten wird der Verlauf der Durchschlagslast für verschiedene Drehfedersteifigkeiten C_φ untersucht. Die Grenzsteifigkeit zum Biegetragverhalten erzeugt eine Last-Verformungskurve mit durchwegs positiver Steigung. Das Extremum, welches das Durchschlagverhalten charakterisiert, liegt als Sattelpunkt vor. Das bedeutet, dass die Gleichung für die Durchschlagslast gefunden werden muss, welche für den kritischen Durchschlagswinkel φ_D in der ersten und zweiten Ableitung eine Nullstelle besitzt. Durch die beiden Ableitungen entsteht ein System mit zwei Gleichungen, welches eine Lösung der beiden Unbekannten C_φ und φ_D ermöglicht.

Zur Durchführung der Extremwertaufgabe wird Gleichung (4.21) umgeformt und der Zählerterm mit der Drehfedersteifigkeit durch die Variable ε substituiert.

$$\frac{P}{2 \cdot C_{h,Stütz} \cdot L_{Polygon}} = \frac{\left(\cos\left(\frac{\alpha}{2} - \varphi\right) - \cos(\alpha) \right) \cdot \sin\left(\frac{\alpha}{2} - \varphi\right) + \phi \cdot \varphi}{\cos\left(\frac{\alpha}{2} - \varphi\right)} = g(\varphi) \quad (4.22)$$

$$\phi = 2 \cdot \frac{C_\varphi}{C_{h,Stütz} \cdot L_{Polygon}^2}$$

Die Gleichung $g(\varphi)$ nach φ differenziert und nach ε aufgelöst.

$$\frac{dg(\varphi)}{d\varphi} = \frac{-\cos^3\left(\frac{\alpha}{2} - \varphi\right) + \varepsilon \cdot \left[\cos\left(\frac{\alpha}{2} - \varphi\right) - \sin\left(\frac{\alpha}{2} - \varphi\right) \cdot \varphi \right] + \cos(\alpha)}{\cos^2\left(\frac{\alpha}{2} - \varphi\right)} \quad (A10.31)$$

$$\phi = -\frac{\cos^3\left(\frac{\alpha}{2} - \varphi\right) - \cos\left(\frac{\alpha}{2}\right)}{\cos\left(\frac{\alpha}{2} - \varphi\right) - \sin\left(\frac{\alpha}{2} - \varphi\right) \cdot \varphi} \quad (A10.32)$$

Die zweite Ableitung wird nun von $g(\varphi)$ gebildet und das Ergebnis von ε eingesetzt:

$$\frac{d^2g(\varphi)}{d^2\varphi} = \frac{-2 \cdot \varphi \cdot \left(\cos\left(\frac{\alpha}{2} - \varphi\right) \right)^3 - 3 \cdot \left(\cos\left(\frac{\alpha}{2} - \varphi\right) \right)^2}{\cos\left(\frac{\alpha}{2} - \varphi\right) \cdot \left(\cos\left(\frac{\alpha}{2} - \varphi\right) - \sin\left(\frac{\alpha}{2} - \varphi\right) \cdot \varphi \right)} \quad (A10.33)$$

$$\frac{\sin\left(\frac{\alpha}{2} - \varphi\right) + 3 \cdot \varphi \cdot \cos\left(\frac{\alpha}{2} - \varphi\right) - \varphi \cdot \cos(\alpha)}{\cos\left(\frac{\alpha}{2} - \varphi\right) \cdot \left(\cos\left(\frac{\alpha}{2} - \varphi\right) - \sin\left(\frac{\alpha}{2} - \varphi\right) \cdot \varphi \right)}$$

Um die Nullstelle der zweiten Ableitung zu finden wird für den Zählerterm eine Kleinwinkelnäherung durchgeführt.

$$\cos\left(\frac{\alpha}{2} - \varphi\right) = 1 \quad (\text{A10.34})$$

$$\sin\left(\frac{\alpha}{2} - \varphi\right) = \frac{\alpha}{2} - \varphi$$

$$-2 \cdot \varphi - 3 \cdot \left(\frac{\alpha}{2} - \varphi\right) + 3 \cdot \varphi - \varphi = 0 \quad (\text{A10.35})$$

$$\varphi = \varphi_D = \alpha$$

Der Terrassenpunkt des Kraft-Stabneigungsverlaufes ist somit an der Stelle der Stabneigung die der Neigung der Stäbe im Grundzustand gleicht.

Mit diesem Ergebnis lässt sich nun Gleichung (A10.32) vereinfachen zu:

$$\phi = 1 - \cos\left(\frac{\alpha}{2}\right) = 2 \cdot \frac{C_\varphi}{C_{h,Stütz} \cdot L_{Polygon}^2} \quad (\text{A10.36})$$

Die Grenzfedersteifigkeit für den Beginn eines Biegetragverhaltens kann somit aus der Geometrie des Spreizwerks und der horizontalen Federsteifigkeit am Auflager berechnet werden.

Für das einzelne Stabelement des Polygons wird die lokale Steifigkeitsmatrix nach Theorie II. Ordnung gebildet. Die Normalkraft wird für die Ermittlung der Stabkennzahl im ersten Schritt nach Theorie I. Ordnung aus dem rotationssymmetrischen Anteil der Belastung angesetzt. Bei weiteren Iterationsschritten, wird diese durch die Normalkraft am Punkt 1 des Polygons ersetzt.

$$k_L^i = \begin{bmatrix} \frac{EA}{L} & 0 & 0 & -\frac{EA}{L} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{EI}{L^3} \cdot [2 \cdot (A+B) - D] & -\frac{EI}{L^2} \cdot (A+B) & 0 & -\frac{EI}{L^3} \cdot [2 \cdot (A+B) - D] & -\frac{EI}{L^2} \cdot (A+B) \\ 0 & \frac{EI}{L} \cdot A & 0 & 0 & (A+B) \cdot \frac{EI}{L^2} & B \cdot \frac{EI}{L} \\ \hline \frac{EA}{L} & 0 & 0 & \frac{EA}{L} & 0 & 0 \\ 0 & -\frac{EI}{L^3} \cdot [2 \cdot (A+B) - D] & (A+B) \cdot \frac{EI}{L^2} & 0 & \frac{EI}{L^3} \cdot [2 \cdot (A+B) - D] & \frac{EI}{L^2} \cdot (A+B) \\ 0 & -\frac{EI}{L^2} \cdot (A+B) & \frac{EI}{L^3} \cdot [2 \cdot (A+B) - D] & 0 & (A+B) \cdot L & \frac{EI}{L} \cdot A \end{bmatrix} \quad (A10.37)$$

$$A = \frac{\varepsilon \cdot (\sin \varepsilon - \varepsilon \cdot \cos \varepsilon)}{2 \cdot (1 - \cos \varepsilon) - \varepsilon \cdot \sin \varepsilon}$$

$$B = \frac{\varepsilon \cdot (\varepsilon - \sin \varepsilon)}{2 \cdot (1 - \cos \varepsilon) - \varepsilon \cdot \sin \varepsilon}$$

$$C = \frac{A^2 - B^2}{A} = \frac{\varepsilon^2 \cdot \sin \varepsilon}{\sin \varepsilon - \varepsilon \cdot \cos \varepsilon}$$

$$D = \varepsilon^2 = L^2 \cdot \frac{|N|}{EI}$$

k_L^i lokale Stabsteifigkeitsmatrix

L L_{Polygon}

ε Stabkennzahl

Die Werte A,B,C entsprechen den Zahlen α, β, γ in Duddeck, Ahrens:

Statik der Stabtragwerke Betonkalender 1988 Teil 1

Für die Erstellung der globalen Steifigkeitsmatrix wird nun eine Transformation der Stabsteifigkeitsmatrizen in das globale Koordinatensystem durchgeführt (siehe Abbildung 9-8). Dabei erfolgt eine Drehung der lokalen Verschiebungen um den Winkel ϑ_i .

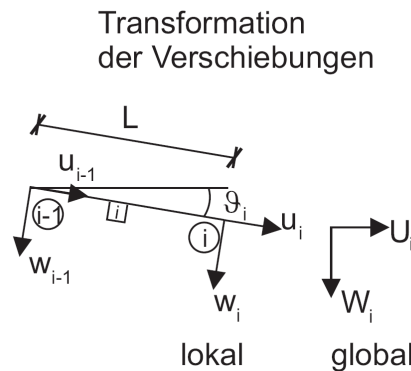


Abbildung 9-8: Transformation der lokalen Verschiebungen

$$\vartheta_i = \left(i - \frac{1}{2}\right) \cdot \alpha \quad (\text{A10.38})$$

ϑ_i Transformationswinkel der lokalen Verschiebungen

α Teilungswinkel des Polygons

i Stabnummer ($i = 1..n$)

Die Umrechnung der lokalen Steifigkeitsmatrix in die globalen Koordinaten erfolgt durch folgende Matrizenmultiplikation:

$$k_G^i = T^{iT} k_L^i T^i \quad (\text{A10.39})$$

k_G^i globale Steifigkeitsmatrix

T^i geometrische Transformationsmatrix

$$T^i = \left[\begin{array}{ccc|cc} \cos \vartheta_i & -\sin \vartheta_i & 0 & 0 & 0 & 0 \\ \sin \vartheta_i & \cos \vartheta_i & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ \hline 0 & 0 & 0 & \cos \vartheta_i & -\sin \vartheta_i & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \sin \vartheta_i & \cos \vartheta_i & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{array} \right]$$

T^{iT} Transformierte von T^i

Aus den transformierten Stabsteifigkeitsmatrizen der jeweiligen Stäbe kann nun die Gesamtsteifigkeitsmatrix gebildet werden. Abbildung 9-9 zeigt eine Darstellung der einzelnen Komponenten der globalen Steifigkeitsmatrix k_G .

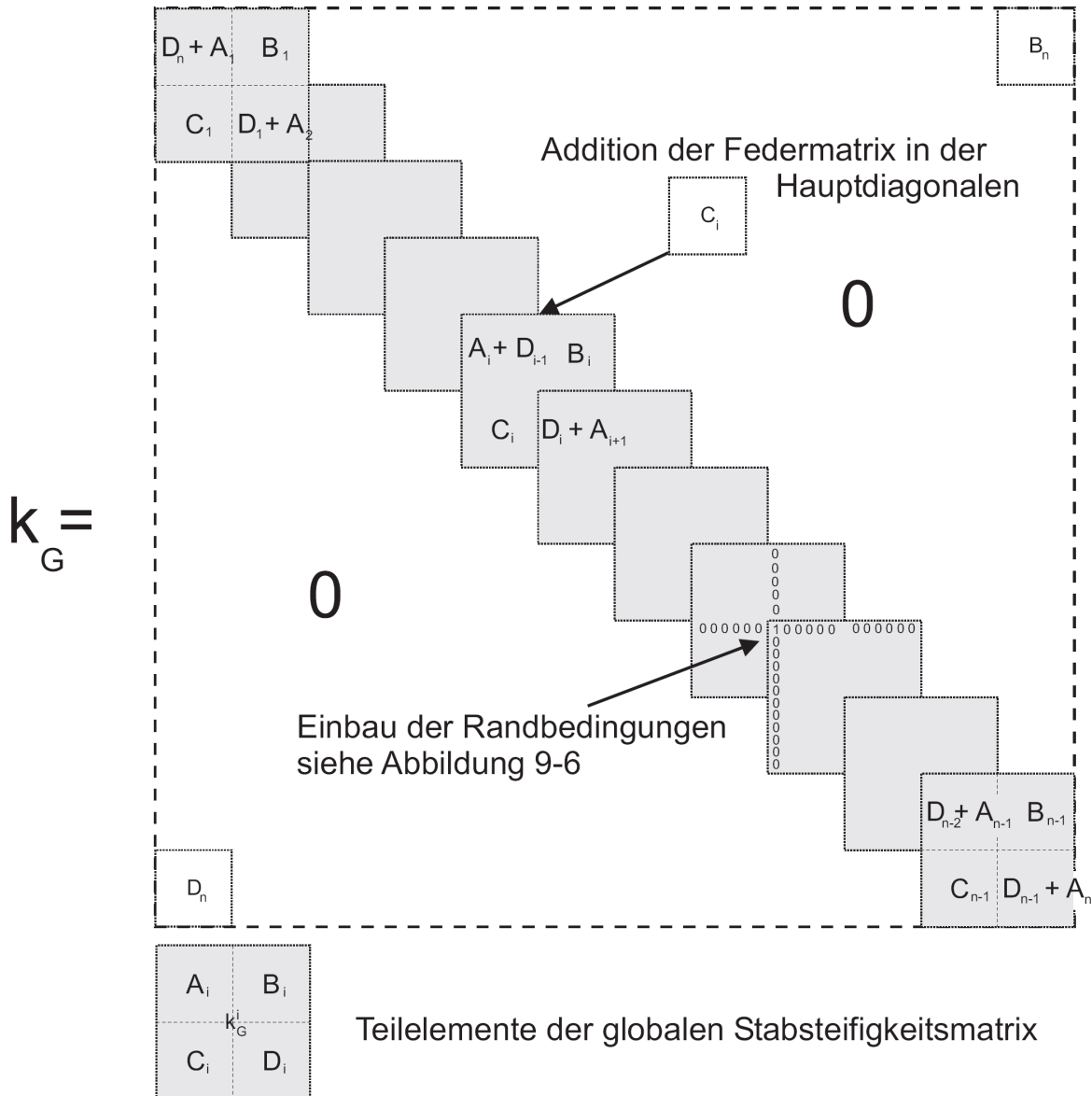


Abbildung 9-9: Komponenten der globalen Steifigkeitsmatrix k_G eines regelmäßigen, biegesteifen, äquidistant radial gestützten Polygons

Radiale Senkfedern werden durch Addition der Federmatrizen zu den jeweiligen Zeilen- und Spaltenwerte der lokalen Stabsteifigkeitsmatrix berücksichtigt. Durch das Nullsetzen der jeweiligen Spalten und Zeilen werden starre Auflager berücksichtigt.

Die Gesamtsteifigkeit des Systems ist nun modelliert.

Im Lastvektor werden die Einzellasten auf den jeweiligen Knoten erfasst.

$$p_G^T = [P_{1,x} \quad P_{1,z} \quad 0 \quad | \quad \dots \quad | \quad P_{i,x} \quad P_{i,z} \quad 0 \quad | \quad \dots \quad | \quad P_{n,x} \quad P_{n,z} \quad 0] \quad (A10.40)$$

$$P_{i,x} = (P_{sym} + P_{nsym}) \cdot \sin((i-1) \cdot \alpha)$$

$$P_{i,z} = (P_{sym} + P_{nsym}) \cdot \cos((i-1) \cdot \alpha)$$

P_{sym} rotationssymmetrischer Lastanteil (siehe Abbildung 9-7)

P_{nsym} nicht-rotationssymmetrischer Lastanteil (siehe Abbildung 9-7)

Es kann nun die grundlegende Beziehung des Weggrößenverfahrens zwischen Steifigkeit, Weggrößen und Belastung aufgestellt werden.

$$k_G \cdot v_G = p_G \quad (\text{A10.41})$$

v_G = globaler Verschiebungsvektor

Das Gleichungssystem wird mit Hilfe des Gaußschen Algorithmus gelöst. Als Ergebnis erhält man die globalen Verschiebungsgrößen an den Knoten.

Das Ausfallen der Senkfedern bei einer Verformung zur Innenseite des Polygons wird nun berücksichtigt. Dabei werden die Verschiebungen vom globalen Koordinatensystem in ein Koordinatensystem mit radialen und tangentialen Richtungen transformiert. Nun kann anhand des Vorzeichens der radialen Verschiebungen überprüft werden, ob eine Verformung zur Innenseite am jeweiligen Knoten vorliegt. Ist dies der Fall, entfällt die Steifigkeit der Senkfeder und die Gesamtsteifigkeitsmatrix wird neu entwickelt. Es sind somit mehrere Iterationsschritte erforderlich.

Das Weggrößenverfahren wurde in der Sprache Visual Basic programmiert, welche in der Anwendung EXCEL der Firma Microsoft implementiert ist.

Anhand des folgenden Flussdiagramms, wird der Programmablauf systematisch dargestellt.

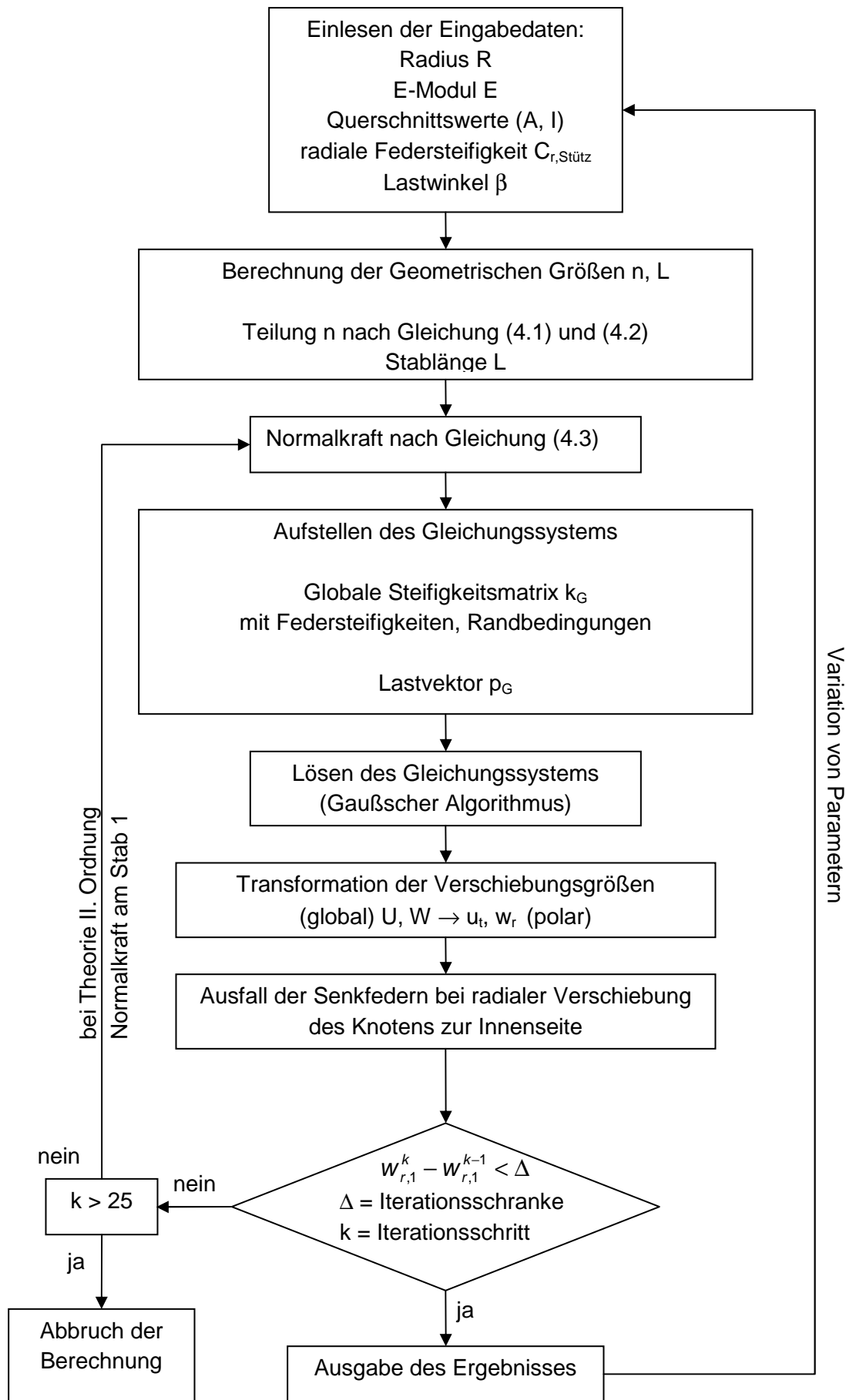


Abbildung 9-10. Aufbau des Rechenprogramms zum Weggrößenverfahren

9.5 Bestimmung der statistischen Kenngrößen für die Kalibrierung der Lastmodelle

9.5.1 Auswertung der Messergebnisse aus Kapitel 5.3

Ereignis	Zeitpunkt nach Mischungsbeginn [h]	Zeitpunkt bezogen auf das Erstarrungsende t_E [-]	Gemessener Frischbetondruck $\sigma_{h,mess}$ [kN/m ²]	Hydrostatischer Druck $\sigma_{h,hydr}$ [kN/m ²]	bezogener Frischbetondruck $\sigma_{h,mess} / \sigma_{h,hydr}$ [-]
Ende Betonage BA1	1,75	0,16	20,5	21,0	0,98
Pendelschlag 1	3,25	0,29	21,0	21,0	1,00
Pendelschlag 2	4,00	0,36	21,0	21,0	1,00
Pendelschlag 3	5,00	0,44	17,4	21,0	0,83
Pendelschlag 4	5,83	0,52	21,8	49,7	0,44
Innenrüttler	6,50	0,58	20,4	49,7	0,41

Erstarrungsbeginn Großversuch nach Knetbeutelmethode $t_{A,Knet} = 6,0$ h

Erstarrungsende Großversuch nach Knetbeutelmethode $t_{E,Knet} = 9,0$ h

Erstarrungsende Großversuch nach DIN 18218 [N.1] $t_E = t_{E,Knet} \cdot 1,25 = 11,25$ h

9.5.2 Auswertung der Messergebnisse aus Kapitel 5.2

Ereignis	Zeitpunkt nach Mischungsbeginn [h]	Zeitpunkt bezogen auf das Erstarrungsende t_E [-]	bezogener Frischbetondruck $\sigma_{h,mess} / \sigma_{h,hydr}$ [-]
Wandversuch 1	4,00	0,40	0,64
Wandversuch 2	4,50	0,45	0,88
Wandversuch 3	6,25	0,63	0,73

Erstarrungsbeginn Kleinkörperversuch nach Knetbeutelmethode $t_{A,Knet} = 5$ h

Erstarrungsende Kleinkörperversuch nach Knetbeutelmethode $t_{E,Knet} = 8$ h

Erstarrungsende Großversuch nach DIN 18218 [N.1] $t_E = t_{E,Knet} \cdot 1,25 = 10$ h

9.5.3 Auswertung der Versuchsergebnisse des Teilprojekts C in [5.1]

Versuch SVB 300 NS+VIBd

Zeitpunkt nach Mischungsbeginn [h]	Zeitpunkt bezogen auf das Erstarrungsende t_E [-]	bezogener Frischbetondruck $\sigma_{h,mess} / \sigma_{h,hydr}$ [-]
1	0,13	1,00
2	0,26	1,00
3	0,38	0,94
4	0,51	0,63
5	0,64	0,50
6	0,77	0,25

Erstarrungsbeginn Modellversuch nach Knetbeutelmethode $t_{A,Knet} = 4,5$ h

Erstarrungsende Modellversuch nach Vicat-Nadeltest $t_{E,Vicat} = t_E = 7,8$ h

Versuch SVB 301.2 NS+VIB

Zeitpunkt nach Mischungsbeginn [h]	Zeitpunkt bezogen auf das Erstarrungsende t_E [-]	bezogener Frischbetondruck $\sigma_{h,mess} / \sigma_{h,hydr}$ [-]
1	0,14	1,00
2	0,29	1,00
3	0,43	0,75
4	0,57	0,38
5	0,71	0,25

Erstarrungsbeginn Modellversuch nach Knetbeutelmethode $t_{A,Knet} = 3,8$ h

Erstarrungsende Modellversuch nach Vicat-Nadeltest $t_{E,Vicat} = t_E = 7,0$ h

Versuch SVB 302.2 NS+VIBd

Zeitpunkt nach Mischungsbeginn [h]	Zeitpunkt bezogen auf das Erstarrungsende t_E [-]	bezogener Frischbetondruck $\sigma_{h,mess} / \sigma_{h,hydr}$ [-]
1	0,15	1,00
2	0,31	1,00
3	0,46	0,94
4	0,62	0,38
5	0,77	0,25

Erstarrungsbeginn Modellversuch nach Knetbeutelmethode $t_{A,Knet} = 4,0$ h

Erstarrungsende Modellversuch nach Vicat-Nadeltest $t_{E,Vicat} = t_E = 6,5$ h

Versuch SVB 303.2 NS+VIBd

Zeitpunkt nach Mischungsbeginn [h]	Zeitpunkt bezogen auf das Erstarrungsende t_E [-]	bezogener Frischbetondruck $\sigma_{h,mess} / \sigma_{h,hydr}$ [-]
1	0,10	1,00
2	0,19	1,00
3	0,29	1,00
4	0,38	1,00
5	0,48	0,63
6	0,57	0,38

Erstarrungsbeginn Modellversuch nach Knetbeutelmethode $t_{A,Knet} = 4,0$ h

Erstarrungsende Modellversuch nach Vicat-Nadeltest $t_{E,Vicat} = t_E = 10,5$ h

Versuch SVB 303.2a NS+VIBd

Zeitpunkt nach Mischungsbeginn [h]	Zeitpunkt bezogen auf das Erstarrungsende t_E [-]	bezogener Frischbetondruck $\sigma_{h,mess} / \sigma_{h,hydr}$ [-]
1	0,13	1,00
2	0,25	1,00
3	0,38	0,69
4	0,50	0,38
5	0,63	0,25
6	0,75	0,25

Erstarrungsbeginn Modellversuch nach Knetbeutelmethode $t_{A,Knet} = 5,2$ h

Erstarrungsende Modellversuch nach Vicat-Nadeltest $t_{E,Vicat} = t_E = 8,0$ h

9.5.4 Ermittlung der Streuungen zu den Erstarrungszeitpunkten $t_{A,Knet}$ und $t_{E,Vicat}$

Die Auswertung der Messungen zum Erstarrungsverhalten in [5.1] dienen der Bestimmung der statistischen Kenngrößen für die Kalibrierung des Lastmodells.

Erstarrungsbeginn $t_{A,Knet}$

Betonrezeptur	Messwerte					Mittelwert μ	Standard- abweichung σ	Varianz V
	$t_{A,Knet}$							
SVB 2	6,0	5,0	6,0			5,7	0,58	0,10
SVB 301.2	3,5	3,8	3,8	3,8	3,8	3,7	0,13	0,04
SVB 302.2	3,5	4,0	3,8			3,8	0,25	0,07
SVB 303.2	2,1	4	4,3	3,7		3,5	0,98	0,28
				Mittelwert		4,18		

Bei der Zuverlässigkeitsbetrachtung wurde eine gemittelte Varianz von $V = 0,15$ angesetzt.

Erstarrungsende t_E

Betonrezeptur	Messwerte					Mittelwert μ	Standard- abweichung σ	Varianz V
	t_E							
SVB 2 ¹	12,5	10,0	11,3			11,3	1,25	0,11
SVB 301.2	7,8	7,0	6,4	8,3	8,0	7,5	0,78	0,10
SVB 302.2	9,0	6,5	10,0			8,5	0,25	0,07
SVB 303.2	10	11	11	11		10,6	0,41	0,04
				Mittelwert		9,48		

¹Die Erstarrungszeiten wurden nach der Knetbeutelmethode gemessen und nach der Beziehung $t_{e,Vicat} = 1,25 t_{E,Knet}$ umgerechnet. Bei der Zuverlässigkeitsbetrachtung wurde eine gemittelte Varianz von $V = 0,15$ angesetzt.