

Frischbetondruck bei Verwendung von Selbstverdichtendem Beton

Ein wirklichkeitsnahes Modell zur Bestimmung der Einwirkungen auf Schalung und Rüstung

Vom Fachbereich Bauingenieurwesen und Geodäsie
der Technischen Universität Darmstadt
zur Erlangung des akademischen Grades eines
Doktor-Ingenieurs (Dr.-Ing.) genehmigte

DISSERTATION

von

Dipl.-Ing. Tilo Proske

aus
Cottbus/Brandenburg

Darmstadt 2007

D 17

Dr.-Ing. Tilo Proske

Geboren am 23.07.1973 in Cottbus/Brandenburg. Von 1992 bis 1998 Studium des Bauingenieurwesens an der Bauhaus-Universität Weimar. Von 1999 bis 2001 Tragwerksplanung, Bauüberwachung bei ISP Scholz Beratende Ingenieure AG in München. Von 2001 bis 2006 wissenschaftlicher Mitarbeiter von Prof. Dr.-Ing. Carl-Alexander Graubner am Institut für Massivbau der Technischen Universität Darmstadt. Seit 2007 freier Mitarbeiter am Institut für Massivbau der Technischen Universität Darmstadt.

VORWORT

Die vorliegende Arbeit entstand in den Jahren 2001 bis 2006 während meiner Tätigkeit als wissenschaftlicher Mitarbeiter am Institut für Massivbau der Technischen Universität Darmstadt.

Herrn Prof. Dr.-Ing. Carl-Alexander Graubner danke ich sehr herzlich für seine Unterstützung und das mir entgegengebrachte Vertrauen.

Herrn Prof. Dr.-Ing. Prof. h.c. Dr.-Ing. E.h. Hans-Wolf Reinhardt danke ich sehr für sein Interesse an der Arbeit und die Übernahme des Korreferates.

Für die kritische Durchsicht der Arbeit danke ich Herrn Dr.-Ing. Holger Schmidt und Ing. Gerhard Proske.

Meinen Kollegen sowie Herrn Prof. Dr.-Ing. Carl-Alexander Graubner danke ich für die angenehme Zeit am Institut für Massivbau. Ein sehr herzlicher Dank für die fruchtbaren wissenschaftlichen Diskussionen gilt Dipl.-Ing. Simon Glowienka und Dipl.-Ing. Guido Hausmann. Ebenso danke ich allen beteiligten Mitarbeitern der Versuchshalle, wissenschaftlichen Hilfskräften und Diplomanden und hierbei insbesondere Dipl.-Ing. Peter Ramge und Dipl.-Ing. Oliver Obst.

Für die angenehme Zusammenarbeit möchte ich auch Herrn Dipl.-Ing. Helmut Schuon und Dr.-Ing. Olaf Leitzbach von der Meva Schalungssysteme GmbH danken.

Des Weiteren danke ich meinen Freunden für die motivierende Unterstützung, insbesondere Dr.-Ing. Lilian Höfflin, ebenso Dipl.-Ing. Stefan Proske.

Meinen Eltern Susanne und Gerhard Proske bin ich für die fortwährende liebevolle Unterstützung sehr dankbar.

Ein besonderer Dank gilt meiner Großmutter Ella Proske.

Darmstadt, Mai 2007

Tilo Proske

Referent: Prof. Dr.-Ing. Carl-Alexander Graubner

Korreferent: Prof. Dr.-Ing. Prof. h.c. Dr.-Ing. E.h.
Hans-Wolf Reinhardt

Tag der Einreichung: 15.12.2006

Tag der mündlichen Prüfung: 25.05.2007

ABSTRACT

Formwork Pressure using Self-Compacting Concrete

The thesis deals with experimental studies and modelling regarding the lateral concrete pressure on vertical formwork exerted by Self-Compacting-Concrete (SCC).

In the last 10 years the application of High-Workability-Concretes including SCC has increased significantly. SCC can be placed from below by pumping or from above. Designing the formwork the lateral concrete pressure is of high importance. The formwork has to stabilize the concrete from the start of casting until the self-stabilisation of the concrete which is normally reached at the final setting time. The final setting time can be measured with the Vicat-Penetration-Test according to DIN EN 480-2. In this state the concrete has a compressive strength higher than 1,0 N/mm².

A number of parameters influence the lateral formwork pressure. Beside the setting behaviour the velocity of placing (rising), the total filling height, the consistency, the concrete density, the geometry of the formwork and the compaction technique have to be mentioned.

Systematic measurements on slender columns showed that the time dependent behaviour of SCC in combination with the friction between the fresh concrete and the formwork surface as well as the friction between the concrete and the reinforcement bars influence the lateral pressure on the formwork. Therefore an appropriate proposal for the calculation of the pressure on formwork was developed based on the Silo-Theory of Janssen. In the model the time-dependent properties of the SCC can be considered.

The required time-dependent model parameters were determined in extensive experimental tests. An extra designed testing machine allowed the determination of the friction between the fresh concrete and the formwork surface as well as the friction between the fresh concrete and the reinforcement. Further the placing process was simulated and the ratio between the lateral pressure and the exerted vertical pressure determined. The influences of the mixture design as well as external impacts and the formwork deformation on the model parameters were investigated.

It was pointed out that the development of the material parameters is first of all influenced by the time after placing and the final setting time of the concrete. Further a significant influence of frequent shock and vibration, reinforcement and formwork deformation on the model parameters was found. On the base of the test results practicable analytical relations for the parameters friction and pressure ratio of SCC were developed.

The validity of the analytical model was verified analysing published pressure measurements on slender concrete elements. Further on Finite-Element-Method calculations pointed out the suitability of the analytical model. Also recommendations for the calculation of inclined formwork were given.

For the calculation in practice several pressure distributions over the height of the formwork were developed. Further on partial safety factors for the design of the formwork were calibrated.

INHALTSVERZEICHNIS

SYMBOLE, ABKÜRZUNGEN UND BEGRIFFE	VII
1 EINLEITUNG.....	1
1.1 Problemstellung.....	1
1.2 Zielsetzung	2
1.3 Prinzipielle Vorgehensweise.....	2
2 STAND DER TECHNIK	5
2.1 Einführung.....	5
2.2 Normen und Regelwerke zur Berechnung des Frischbetondrucks.....	7
2.3 Frischbetoneigenschaften von Selbstverdichtendem Beton	10
2.3.1 Einführung.....	10
2.3.2 Rheologische Eigenschaften	11
2.3.3 Blockierverhalten	18
2.3.4 Gefügestabilität	20
2.3.5 Entlüftungsverhalten	24
2.3.6 Konsistenzhaltung/Robustheit.....	25
2.3.7 Einfluss der Ausgangsstoffe auf die Frischbetoneigenschaften von SVB	27
2.3.8 Interpartikulare Wechselwirkungen im Frischbeton	35
2.3.9 Ansteifen und Erstarren von Frischbeton.....	38
2.3.10 Mischungskonzepte für Selbstverdichtenden Beton	45
2.4 Reibungsverhalten von Frischbeton.....	47
2.4.1 Allgemeines.....	47
2.4.2 Haft- und Gleitreibung an Gleitflächen.....	48
2.4.3 Kohäsion.....	49
2.4.4 Geschmierte Gleitflächen.....	49
2.4.5 Reibung zwischen Beton und Schalung sowie Beton und Bewehrung.....	50
2.4.6 Innere Reibung von Frischbeton	53
2.5 Baubetriebliche Aspekte.....	57
2.5.1 Typisierung der Betonschalungen.....	57
2.5.2 Schalhaut	57
2.5.3 Betontrennmittel.....	58
2.5.4 Einbau von fließfähigem Beton.....	58
2.5.5 Wirtschaftliche Auswirkungen des Frischbetondrucks.....	59

2.6	Modellvorstellungen und Berechnungskonzepte zur Bestimmung des Frischbetondrucks sowie normative Umsetzung	60
2.6.1	Allgemeines.....	60
2.6.2	Hydrostatischer Ansatz.....	63
2.6.3	Bodenmechanische Ansätze bei konstantem Materialverhalten	64
2.6.4	Bodenmechanische Ansätze bei zeitlich veränderlichem Materialverhalten .	68
2.6.5	Ansatz nach der Silotheorie bei konstantem Materialverhalten.....	73
2.6.6	Ansatz nach der Silotheorie unter Berücksichtigung der zeitabhängigen Reibung über rheologische Kennwerte	75
2.6.7	Rheologische Ansätze	77
2.6.8	Berechnung des Frischbetondrucks über den Wasserverbrauch infolge Hydratation und über die Permeabilität des Frischbetons.....	77
2.6.9	Empirisch abgeleitete Ansätze	80
2.6.10	Vergleich verschiedener Berechnungsansätze zur Bestimmung des maximalen Frischbetondrucks.....	82
2.6.11	Druckverlauf über die Schalungshöhe	83
2.7	Untersuchungen zum Frischbetondruck bei Verwendung von Selbstverdichtendem Beton.....	85
2.7.1	Einführung.....	85
2.7.2	Verfahren zur Messung des Frischbetondrucks	85
2.7.3	Betoniergeschwindigkeit.....	86
2.7.4	Erstarrungszeiten.....	88
2.7.5	Betonzusatzstoffe und Betonzusatzmittel	89
2.7.6	Gesteinskörnungen	90
2.7.7	Rheologische Eigenschaften bzw. Frischbetonkonsistenz	90
2.7.8	Gefügestabilität	91
2.7.9	Permeabilität.....	91
2.7.10	Schalungsoberfläche.....	92
2.7.11	Einbauprozess.....	92
2.7.12	Eignung vorhandener Modelle zur Berechnung des Frischbetondrucks bei Selbstverdichtendem Beton.....	93
2.8	Zusammenfassung.....	94

3	EXPERIMENTELLE BESTIMMUNG DES FRISCHBETONDRUCKS AN STÜTZEN UND WÄNDEN.....	95
3.1	Einführung.....	95
3.2	Frischbetondruck an schlanken Stützen.....	95
3.2.1	Allgemeines.....	95
3.2.2	Geometrie, Schalung und Bewehrung.....	96
3.2.3	Versuchseinrichtung und Versuchsdurchführung	97
3.2.4	Versuchsprogramm	98
3.2.5	Verwendete Betone	99
3.2.6	Auswertung und Darstellung der Ergebnisse.....	101
3.3	Frischbetondruck an hohen Wänden.....	105
3.3.1	Einführung.....	105
3.3.2	Bauvorhaben Steinbruch Seebach.....	105
3.3.3	Bauvorhaben Pflegeheim Rheinstetten	111
3.4	Zusammenfassung.....	115
4	THEORETISCHE UND EXPERIMENTELLE UNTERSUCHUNGEN DER RELEVANTEN MATERIALKENNGRÖSSEN VON SVB.....	117
4.1	Einführung.....	117
4.2	Entwicklung einer Versuchsapparatur zur Bestimmung des Seitendruckbeiwertes und des Reibungswiderstandes	120
4.2.1	Allgemeines.....	120
4.2.2	Aufbau der Versuchsapparatur.....	121
4.2.3	Simulation einer geringeren Schalungssteifigkeit bzw. eines Schalungsversagens.....	126
4.2.4	Simulation einer Bewehrung.....	126
4.2.5	Simulation von Erschütterungen	127
4.2.6	Messung der horizontalen Schalungsverformungen	128
4.2.7	Schalungsoberflächen und Trennmittel am Schalungsschwert.....	128
4.2.8	Kalibrierung und Vorversuche	129
4.3	Versuchsprogramm zur Ermittlung des Seitendruckbeiwertes und des Reibungswiderstandes	133
4.3.1	Generelles Versuchsprogramm	133
4.3.2	Versuchsablauf/Versuchsdurchführung	136
4.3.3	Verwendete Betone	142
4.3.4	Versuchsumfang.....	144
4.3.5	Frischbetoneigenschaften und Erstarrungszeiten	144

4.4	Ergebnisse der Versuche zum Seitendruckbeiwert	148
4.4.1	Allgemeines.....	148
4.4.2	Einfluss der Mischungsrezeptur (Versuchsgruppe 4-1)	152
4.4.3	Von der Mischungsrezeptur unabhängige Einflüsse (Versuchsgruppe 4-2)	161
4.4.4	Bauteilbeton (Versuchsgruppe 4-3).....	172
4.4.5	Abschätzung des Winkels der inneren Reibung des Frischbetons	173
4.4.6	Statistische Auswertung	178
4.4.7	Zusammenfassung der Untersuchungsergebnisse zum Seitendruckbeiwert	182
4.5	Ergebnisse der Versuche zum Reibungsverhalten.....	183
4.5.1	Vorgehen zur Ergebnisanalyse.....	183
4.5.2	Ergebnisüberblick.....	184
4.5.3	Einfluss der Mischungsrezeptur (Versuchsgruppe 4-1)	186
4.5.4	Von der Mischungsrezeptur unabhängige Einflüsse (Versuchsgruppe 4-2)	189
4.5.5	Bauteilbeton (Versuchsgruppe 4-3).....	198
4.5.6	Statistische Auswertung	200
4.5.7	Zusammenfassung der Untersuchungsergebnisse zur Reibung	201
4.6	Zusätzliche Untersuchungen zur zielsicheren Quantifizierung des Ansteif- und Erstarrungsverhaltens.....	203
4.6.1	Allgemeines.....	203
4.6.2	Verwendete Prüfverfahren und Versuchsablauf.....	203
4.6.3	Untersuchte Betone	205
4.6.4	Ermittelte Erstarrungszeiten und Vergleich der Verfahren.....	205
4.6.5	Einfluss der Frischbetontemperatur auf die Erstarrungszeiten.....	210
4.6.6	Zusammenhang zwischen den Erstarrungszeiten der Betone und der eingesetzten Zemente	211
4.6.7	Zusammenfassung der Untersuchungsergebnisse zur Prüfung des Erstarrungsverhaltens	212
4.7	Zusammenfassung.....	213

5	BERECHNUNGSANSÄTZE ZUR ERMITTLUNG DES FRISCHBETONDRUCKS AUF SCHALUNGEN	215
5.1	Einführung	215
5.2	Analytische Modelle zur Berechnung des Frischbetondrucks auf lotrechte Schalungen	216
5.2.1	Annahmen und Randbedingungen	216
5.2.2	Berechnungsansätze unter Berücksichtigung des Ansteif- und Erstarrungsverhaltens	218
5.2.3	Wirklichkeitsnahes Modell zur Bestimmung des maximalen Frischbetondrucks	222
5.3	Verifizierung des analytischen Modells anhand von Versuchsergebnissen	231
5.3.1	Allgemeines.....	231
5.3.2	Vergleich mit eigenen Messergebnissen	232
5.3.3	Vergleich mit Messergebnissen aus der Literatur	234
5.3.4	Schlussfolgerungen	237
5.4	Numerische Verfahren zur Berechnung des Frischbetondrucks	238
5.4.1	Allgemeines.....	238
5.4.2	Beschreibung des gewählten Systems und der Materialparameter	238
5.4.3	Untersuchungsumfang und Vorauswertung	243
5.4.4	Ergebnisse der numerischen Untersuchungen.....	244
5.5	Ergänzende Betrachtungen	250
5.5.1	Einfluss des Einfüllprozesses auf den Frischbetondruck	250
5.5.2	Vertikale Belastung der Schalung infolge Reibung	252
5.5.3	Einfluss der Systemsteifigkeit auf die Druckverteilung.....	253
5.6	Zusammenfassung	257

6	VORSCHLAG ZUR BESTIMMUNG DES FRISCHBETONDRUCKS IN DER BAUPRAXIS.....	259
6.1	Einführung.....	259
6.2	Maximaler Frischbetondruck auf Schalungen.....	260
6.2.1	Berechnungskonzept für lotrechte Schalungen	260
6.2.2	Hydrostatischer Grenzwert.....	260
6.2.3	Grenzwert nach dem vereinfachten Verfahren - Erstarrungsmodell ohne Silowirkung	260
6.2.4	Grenzwert nach dem genaueren Verfahren - Erstarrungsmodell mit Silowirkung	262
6.2.5	Vergleich des Vorschlages mit anderen Berechnungsansätzen	264
6.2.6	Geneigte Schalungen.....	266
6.2.7	Frischbetondruck bei Betoneinbau von unten.....	268
6.2.8	Frischbetondruck bei fließfähigen Rüttelbetonen	269
6.3	Druckverteilung über die Schalungshöhe.....	270
6.3.1	Allgemeines.....	270
6.3.2	Druckverteilung bei lotrechten Schalungen	270
6.3.3	Druckverteilung bei geneigten Schalungen.....	275
6.4	Zusätzliche Regelungen	275
6.4.1	Vertikale Belastung von Schalung und Bewehrung.....	275
6.4.2	Berechnung der tatsächlichen Betoniergeschwindigkeit unter Praxisbedingungen	276
6.5	Überlegungen hinsichtlich Sicherheit und Zuverlässigkeit.....	277
6.5.1	Allgemeines.....	277
6.5.2	Statische Nachweise und obere Grenzwerte des maximalen Frischbetondrucks.....	278
6.5.3	Bestimmung der Teilsicherheitsbeiwerte	279
6.6	Bemessungswert des Frischbetondrucks von SVB zur Dimensionierung von Schalung und Rüstung	287
6.7	Zusammenfassung.....	291
7	RESÜMEE UND AUSBLICK	293
8	LITERATURVERZEICHNIS.....	297
	ANHANG A	A-1
	ANHANG B	B-1
	ANHANG C	C-1
	ANHANG D	D-1

SYMBOLLE, ABKÜRZUNGEN UND BEGRIFFE

Symbole

Lateinische Buchstaben

a	Ausbreitmaß nach DIN EN 12350-5 (2000) [mm]
a'	Ausbreitmaß a , wobei der Frischbeton zum Zeitpunkt des Betoneinbaus in die Schalung (Betonierbeginn) in den Kegelstumpf eingefüllt wird [mm]
a''	Ausbreitmaß a , wobei der Frischbeton direkt nach Mischungsfertigstellung in den Kegelstumpf eingefüllt wird [mm]
A	Fläche [m ²]; Fläche des von der Schalung begrenzten Betonquerschnitts [m ²]
b	minimale Querschnittsabmessung des zu betonierenden Bauteils (Bauteildicke) [m]
d	Durchmesser [mm]
d_a	Durchmesser der Gesteinskörnung [mm]
d_s	Durchmesser der Bewehrung [mm]
$d_{s,h}$	Durchmesser der horizontalen Bewehrung [mm]
$d_{s,v}$	Durchmesser der vertikalen Bewehrung [mm]
c	Kohäsion [kN/m ²]
c_w	Kohäsion zwischen Schalungsoberfläche und Frischbeton [kN/m ²]
D	Schergeschwindigkeit (Geschwindigkeitsgefälle), auch $\dot{\gamma}$ [1/s]
D_a	Größtkorndurchmesser der Gesteinskörnung [mm]
E	statischer Elastizitätsmodul [kN/m ²]; Energie [J]
E_s	Kompressionsmodul als Tangentenmodul [kN/m ²]
\bar{E}_c	mittlerer Verformungsmodul des Frischbetons [kN/m ²]
F	Kraft [kN]
F_a	Erddruckkraft aktiv [kN]
F_p	Erddruckkraft passiv [kN]
g	Erdbeschleunigung 9,81 m/s ²
h	Betonierhöhe bezogen auf die betrachtete Stelle [m]
H	vorgesehene maximale Betonierhöhe [m]

$h_{A,KB}$	jeweilige Betonierhöhe bei Erreichen des Erstarrungsbeginns $t_{A,KB}$ [m]
h_E	jeweilige Betonierhöhe bei Erreichen des Erstarrungsendes t_E [m]
h_j	Stützweite der Felder eines Primärtraggliedes über die Betonierhöhe [m]
h_{max}	Betonierhöhe bei maximalem horizontalem Frischbetondruck [m]
h_s	hydrostatische Betondruckhöhe $h_s = \sigma_{max} / \gamma_c$ [m]
$h_{s,d}$	Höhe unter γ_{F1} -fachem Betondruck $h_{s,d} = \sigma_{h,max,d} / (\gamma_c \cdot \gamma_{F1})$ [m]
h_v	Eindringtiefe des Rüttlers [m]
k	Federkonstante (z. B. der Schalungsoberfläche), bezogen auf eine Fläche von 1 m ² [kN/m ³]
K	Seitendruckbeiwert, auch λ [-]
K_0	Seitendruckbeiwert zum Zeitpunkt des Einbaus des Betons, auch λ_0 [-]
l	maximale Querschnittsabmessung des zu betonierenden Bauteils (Bauteillänge) [m]
m	Mittelwert
s	Setzmaß nach DIN EN 12350-2 (2000) [mm]
s_h, s_v	Abstand der horizontalen und vertikalen Bewehrung [m]
s_w	Abstand der Längs- und Querbewehrung in Schalungsebene [m]
sm	Setzfließmaß nach DAfStb (2003) [cm]
sm_b	Setzfließmaß mit Blockierring [cm]
S	Standardabweichung
t	betrachteter Zeitpunkt nach Einbau des Betons bzw. nach Herstellung des Betons [h]; Zeit [h]
t_A	Erstarrungsbeginn des Betons für die zu erwartende Frischbetontemperatur nach DIN EN 480-2 (2006), auch $t_{A,vicat}$ [h]
$t_{A,eff}$	effektiver Erstarrungsbeginn, Erstarrungsbeginn t_A abzüglich des Zeitraums zwischen Mischungsfertigstellung und Einbaubeginn Δt [h]
$t_{A,KB}$	Erstarrungsbeginn des Betons für die zu erwartende Frischbetontemperatur ermittelt mit Knetbeuteltest nach Reinhardt et al. (2001) [h]
t_c	Alter der Frischbetons, bezogen auf die Mischungsfertigstellung [h]
t_E	Erstarrungsende des Betons für die zu erwartende Frischbetontemperatur nach DIN EN 480-2 (2006), auch $t_{E,vicat}$ [h], vom Frischbeton ist der Mörtel mit dem Sieb der Lochweite 4 mm abzusieben

$t_{E,eff}$	effektives Erstarrungsende, Erstarrungsende t_E abzüglich des Zeitraums zwischen Mischungsfertigstellung und Einbaubeginn [h]
$t_{E,KB}$	Erstarrungsbeginn des Betons für die zu erwartende Frischbetontemperatur, ermittelt mit Knetbeuteltest nach Reinhardt et al. (2001) [h]
t_v	Trichterauslaufzeit nach DAfStb (2003) [s]
t_{500}	Zeit bis zum Erreichen eines Setzfließmaßes von $sm = 500$ mm nach DAfStb (2003) [s]
T	Temperatur [°C]
T_c	Frischbetontemperatur [°C]
T_l	Lufttemperatur [°C]
U	Umfang des von der Schalung umschlossenen Betonquerschnitts [m]
v	Betoniergeschwindigkeit als vertikale Steiggeschwindigkeit [m/h]
V	Variationskoeffizient [-]

Griechische Buchstaben

β_p	Kennwert für den Wasseranspruch von Mehlkornbestandteilen nach DAfStb (2003) [-]
ε_{cs}	Schwinddehnung des Frischbetons [-]
γ	Wichte [kN/m ³]; Sicherheitsbeiwert [-]
$\dot{\gamma}$	Schergeschwindigkeit (Geschwindigkeitsgefälle), auch D [1/s]
γ_c	Frischbetonwichte mit $\gamma_c = g \cdot \rho_c$ [kN/m ³]
Δ	Differenz
Δh_i	Abstand des Punktes i von der OK des Betonspiegels [m]
Δt	Zeitdifferenz zwischen Mischungsfertigstellung und Einbaubeginn des Betons [h]
η	Viskosität [Pa·s]
η_B	plastische Viskosität (Bingham-Modell) [Pa·s]
φ	innerer Reibungswinkel [°]
φ_{ges}	effektiver Reibungswinkel inklusive Kohäsion [°]
ϑ_a	Gleitfugenwinkel [°]
λ	Seitendruckbeiwert, auch K [-]
λ_0	Seitendruckbeiwert zum Zeitpunkt des Einbaus des Betons, auch K_0 [-]

$\bar{\lambda}_{tot,A,KB}$	Gesamtseitendruckbeiwert bzw. bezogener Frischbetondruck auf Grundlage des Erstarrungsbeginns $t_{A,KB}$ [-]
$\bar{\lambda}_{tot,E}$	Gesamtseitendruckbeiwert bzw. bezogener Frischbetondruck auf Grundlage des Erstarrungsendes t_E [-]
$\hat{\lambda}$	Seitendruckbeiwert, bezogen auf Spannungsänderungen ohne zeitliche Änderung des Materialverhaltens im Betrachtungszeitraum [-]
μ	Reibungsbeiwert [-]; Reibungsbeiwert inklusive Kohäsion [-]
$\bar{\mu}$	Reibungsbeiwert ohne Kohäsion [-]
ν_c	Querdehnzahl [-]
ρ_c	Dichte des Frischbetons [Mg/m^3]
σ	Druck [kN/m^2]; Spannung [kN/m^2]
σ_h	horizontaler Frischbetondruck bzw. Frischbetondruck auf lotrechte Schalungen [kN/m^2]
$\sigma_{h,max}$	maximaler horizontaler Frischbetondruck [kN/m^2]
σ_{max}	auf eine Schalungsoberfläche infolge des Lastfalls Frischbeton maximal einwirkende Normalspannung als charakteristischer Wert [kN/m^2]
σ_n	auf eine Fläche einwirkende Normalspannung [kN/m^2]
σ_v	vertikaler Frischbetondruck [kN/m^2]
τ	Schubspannung [kN/m^2]
τ_0	Fließgrenze des Frischbetons im Scherversuch [kN/m^2]
τ_w	Schubspannung zwischen Schalungsoberfläche und Frischbeton [kN/m^2]
Φ	relatives Feststoffvolumen [-]
Φ^*	relatives maximal mögliches Feststoffvolumen [-]

Abkürzungen

BZS Betonzusatzstoff

DAfStb Deutscher Ausschuss für Stahlbeton im Deutschen Institut für Normung e.V.

DBV Deutscher Beton- und Bautechnik-Verein E.V.

GK Gesteinskörnung

GSV Güteschutzverband Betonschalungen e.V.

KVA „Kombinierte Versuchsapparatur“ - im Zuge der vorliegenden Arbeit
entwickelte Versuchsapparatur zur Untersuchung von Reibung und
Seitendruckverhältnis, vgl. Kapitel 4.2

MK Mehlkorn

RB Rüttelbeton

SCC Self-Compacting Concrete

SVB Selbstverdichtender Beton

W Wasser

Z Zement

Begriffe

Dilatanz; Scherverzähung

Fließverhalten von Stoffen, deren Viskosität bei höheren Werten von Schubspannung oder Geschwindigkeitsgefälle größer ist als bei kleineren Werten

Festbeton

hier ein Beton, der eine gewisse Festigkeit entwickelt bzw. dessen Mörtel mindestens das Erstarrungsende nach DIN EN 480-2 (2006) erreicht hat

fließfähige Betone

in dieser Arbeit alle Betone der Konsistenzklassen F5, F6 und SVB nach DIN EN 206-1 (2001) bzw. DIN 1045-2 (2001)

Frischbeton

hier ein Beton, der fertig gemischt ist und noch nicht das Erstarrungsende bzw. eine gewisse Festigkeit erreicht hat, muss sich jedoch (im Gegensatz zur Definition nach DIN EN 206-1 (2001)) nicht zwingend in einem noch verarbeitbaren Zustand befinden

Fluid

Gas, Flüssigkeit oder Dampf

Frischbetondruck

hier der jeweilige Spannungszustand im Frischbeton (ggf. auch im Festbeton)

Geschwindigkeitsgefälle

Schergeschwindigkeit in einer geradlinigen Schichtenströmung

Gussbeton

veraltete Bezeichnung eines Betons mit einer Konsistenzklasse, welche in etwa der Ausbreitmaßklasse F4 bis F5 nach DIN EN 206-1 (2001) entspricht (ohne Verwendung von Betonzusatzmitteln)

horizontaler Frischbetondruck

auf eine lotrechte Schalungsoberfläche wirkende Normalspannung

hydrostatischer Frischbetondruck (oder hydrostatischer Betondruck)

auf eine Schalungsoberfläche wirkende Spannung mit dem Druckverlauf einer Newton'schen Flüssigkeit mit der Wichte des Frischbetons (unter Gravitation)

Konsistenzklassen

Einteilung des Frischbetons zur Kennzeichnung dessen Verformbarkeit und Beweglichkeit, z. B. Setzmaßklassen und Ausbreitmaßklassen nach DIN EN 206-1 (2001)

leichtverdichtbarer Beton

Bezeichnung für einen Frischbeton der Konsistenzklasse F5 oder F6 nach DIN EN 206-1 (2001)

lotrechte Schalungen

lotrechte Schalungen nach DIN 18218 (1980) zur Errichtung vertikaler Bauteile mit einer maximalen Abweichung von $\pm 5^\circ$

Mehlkorn

Feststoffpartikel mit Partikelabmessungen kleiner 0,125 mm

Mörtel

hier zusammengesetzt aus Wasser, Zement, Betonzusatzstoffen, Betonzusatzmitteln und Gesteinskörnungen mit Partikelabmessungen kleiner 4 mm

Newton'sche Flüssigkeit

Flüssigkeit, für die bei der einfachen Scherströmung die Schubspannung proportional dem Geschwindigkeitsgefälle ist

nicht-Newton'sche Flüssigkeit

Flüssigkeit mit nichtlinearer Viskosität, linearer Viskoelastizität oder nichtlinearer Viskoelastizität (Flüssigkeit dessen Viskosität nicht konstant bleibt, wenn sich die einwirkenden Scherkräfte verändern)

Rheologie

Lehre vom Deformations- und Fließverhalten der Stoffe

Rüstung

Bezeichnung für Bauhilfskonstruktionen, welche Lasten von der eigentlichen Schalungskonstruktion aufnehmen und in angrenzende Bauteile bzw. den Baugrund ableiten

Schalung

Schalungen im Sinne dieser Arbeit sind Konstruktionen, welche die Formgebung von Betonbauteilen bestimmen. Die auf die Schalungskonstruktion aufgebrachten Einwirkungen, wie z. B. Frischbetondruck, werden gegebenenfalls an stützende Tragelemente, wie z. B. die Rüstung, weitergegeben.

Schalhaut

Schalhaut (oder Schalungshaut) sind Bauteile der Schalung, welche direkten Kontakt mit dem Frischbeton haben.

Selbstverdichtender Beton

(1) nach DAfStb-Richtlinie - Selbstverdichtender Beton [DAfStb (2003)] ein Beton, der ohne Einwirkung zusätzlicher Verdichtungsenergie allein unter dem Einfluss der Schwerkraft fließt, entlüftet sowie die Bewehrungszwischenräume und die Schalung vollständig ausfüllt

(2) nach DIN 1045-2 (2001) ein Beton mit einem Ausbreitmaß von $a > 700$ mm

Strukturviskosität; Scherentzähung

Fließverhalten von Stoffen, deren Viskosität bei höheren Werten der Schubspannung oder des Geschwindigkeitsgefälles kleiner ist als bei niedrigen Werten

Thixotropie

zeitabhängiges Fließverhalten, bei dem die Viskosität infolge andauernder mechanischer Beanspruchung vom Wert im Ruhezustand her gegen einen Endwert hin abnimmt und nach Aufhören der Beanspruchung wieder zunimmt

Viskosität

(1) qualitativ: Eigenschaft eines Stoffes, unter Einwirkung einer Spannung zu fließen (viskos = zähflüssig) und irreversibel deformiert zu werden

(2) quantitativ: Viskositätskoeffizient, dynamische Viskosität oder Viskositätsfunktion

1 EINLEITUNG

1.1 Problemstellung

Die bauausführenden Unternehmen sind in den vergangenen Jahren verstärkt dazu übergegangen, fließfähigere und damit leichter verarbeitbare Betone zu verwenden, um die immer schlankeren und dichter bewehrten Betonbauteile fehlerfrei betonieren zu können. Gleichzeitig sollen vertragskonforme Oberflächeneigenschaften erzielt und der Einbauaufwand reduziert werden.

Den vorläufigen Höhepunkt dieser Entwicklung stellt die Anwendung so genannter Selbstverdichtender Betone (SVB) dar, die ohne mechanische Verdichtung in die Schalung einbaut werden und die gleichzeitig ein vollständiges Ausfüllen der Schalung, eine ausreichende Entlüftung und eine dichte Umschließung der Bewehrung sicherstellen.

Aufgrund dieser Anforderungen unterscheiden sich die rheologischen Eigenschaften von Selbstverdichtendem Beton teilweise signifikant von dem Materialverhalten der bisher eingesetzten Rüttelbetone. Infolge der veränderten rheologischen Eigenschaften erhöht sich in vielen Fällen die Schalungsbelastung durch den Frischbetondruck.

Den Einsatz Selbstverdichtender Betone regelt eine Richtlinie des DAfStb (2003). Detaillierte Angaben für die Dimensionierung von Schalung und Rüstung bei Verwendung dieser Betone, deren Ausbreitmaß größer 700 mm ist, fehlen jedoch. Es wird lediglich die Aussage getroffen, dass der volle Flüssigkeitsdruck (hydrostatischer Betondruck) anzusetzen ist, falls keine anderen Nachweise vorliegen. Die bisher gültige Norm DIN 18218 (1980) zur Schalungsbelastung durch Rüttelbeton kann nicht angewendet werden, da sie nur für Betone mit einem Ausbreitmaß von $\max a = 600$ mm gilt.

Der Ansatz des hydrostatischen Betondrucks führt insbesondere bei hohen Bauteilen zu technisch und wirtschaftlich ungünstigen Lösungen. Erfahrungen im Umgang mit Selbstverdichtenden Betonen haben bereits gezeigt, dass oftmals signifikant geringere Einwirkungen auftreten [Billberg (2002)]. Der genaue Einfluss der einzelnen Randbedingungen auf den Frischbetondruck bei SVB wurde jedoch bisher nicht systematisch untersucht. Für Nachweise sowohl im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit als auch im Grenzzustand der Tragfähigkeit ist jedoch die realitätsnahe Abschätzung des Lastfalls Frischbetondruck oftmals zwingend erforderlich, um Schäden am Schalungssystem und Qualitätseinbußen am Betonbauteil zu vermeiden.

Bei der Anwendung von SVB trat durch falsche Annahmen bei der Bemessung für den Lastfall Frischbetondruck bereits oftmals ein Versagen von Schalung und Rüstung auf. Die Unsicherheiten hinsichtlich der Lastannahmen bei der Bemessung der Schalungen hemmen den verstärkten Einsatz von Selbstverdichtendem Beton. Dies gilt insbesondere für Bauteile mit großen Betonierhöhen.

1.2 Zielsetzung

Mit dieser Arbeit sollen die Zusammenhänge auf dem Gebiet der Schalungsbelastung durch Selbstverdichtende Betone analysiert werden, um die bestehenden Wissenslücken weiter zu schließen und die Erarbeitung bzw. Überarbeitung der Regelwerke zum Frischbetondruck zu unterstützen.

Das Hauptziel dieser Arbeit ist es, den Einfluss verschiedener Parameter auf die Schalungsbelastung bei Verwendung von Selbstverdichtendem Beton zu verifizieren und darauf aufbauend einen Vorschlag zur Berücksichtigung dieses Lastfalls bei der Bemessung von Schalung und Rüstung abzuleiten. Der Berechnungsvorschlag muss dabei den Anforderungen hinsichtlich des baupraktischen Einsatzes Rechnung tragen.

Im Rahmen der Untersuchungen sollten hauptsächlich lotrechte Schalungen behandelt werden, da diese überwiegend in der Praxis Verwendung finden. Daneben waren auch die Grundlagen zu erarbeiten, welche Aussagen zum Frischbetondruck auf geneigte Schalungen ermöglichen.

1.3 Prinzipielle Vorgehensweise

Das Vorgehen zum Erreichen der gesetzten Ziele ist in Bild 1.1 zusammengefasst. Es ist ersichtlich, dass zur Entwicklung des Bemessungskonzeptes mehrere aufeinander aufbauende Arbeitsphasen erforderlich sind. Die Gliederung der vorliegenden Arbeit orientiert sich an der gewählten Vorgehensweise.

In den nachfolgenden Ausführungen werden zunächst die bisher vorhandenen Regelwerke zum Frischbetondruck dargestellt und ein kurzer Überblick über die baubetrieblichen Randbedingungen hinsichtlich der Schalungen und des Betoneinbaus gegeben. Des Weiteren werden die Anforderungen an den Baustoff Selbstverdichtender Beton und dessen Eigenschaften behandelt, wobei der Schwerpunkt auf den Frischbetoneigenschaften liegt. Die bestehenden Berechnungsmodelle zur Bestimmung des Frischbetondrucks werden analysiert und die Ergebnisse nationaler und internationaler Aktivitäten zum Frischbetondruck bei SVB zusammenfassend präsentiert.

Die Grundlage der experimentellen Untersuchungen bilden die in Kapitel 3 dargestellten Messungen des Frischbetondrucks an hohen Bauteilen, aus deren Ergebnissen analytische Berechnungsansätze entwickelt wurden. Um die Berechnungsmodelle zu konkretisieren und die Überführung in ein allgemeines Bemessungskonzept zu ermöglichen, waren umfangreiche Untersuchungen zu den Modelleingangsparametern erforderlich, wobei das Materialverhalten des Selbstverdichtenden Betons den Schwerpunkt bildete.

Die Materialversuche gliedern sich in die Untersuchungen zur Reibung zwischen Frischbeton und Schalungsoberfläche sowie zwischen Frischbeton und Bewehrung. Für diese Versuche wurde eigens eine Prüfapparatur entwickelt, mit der auch die Untersuchungen zum Seitendruckbeiwert bzw. die Simulation eines Betoniervorgangs

durchgeführt wurden. Parallel zu diesen Versuchen erfolgte die Bestimmung verschiedener Frischbetoneigenschaften. Zur Quantifizierung des Ansteif- und Erstarrungsverhaltens des Frischbetons wurden weiterhin verschiedene Verfahren zur Bestimmung der Erstarrungszeiten analysiert.

Gestützt auf die experimentellen und theoretischen Untersuchungen wurde ein allgemeines analytisches Berechnungsmodell zur wirklichkeitsnahen Bestimmung der Schalungsbelastung auf lotrechte Schalungen erarbeitet. Die Überprüfung der Anwendbarkeit des Berechnungsansatzes für SVB erfolgte durch einen Vergleich der Berechnungsergebnisse mit eigenen Messwerten und Literaturangaben zum Frischbetondruck. Zusätzlich zum analytischen Modell wurden Möglichkeiten der Berechnung mit Hilfe numerischer Verfahren (Finite-Elemente-Methode) aufgezeigt. Die FE-Berechnung erlaubt neben der Bestimmung des Frischbetondrucks auf lotrechte Schalungen auch Aussagen zu geneigten Bauteilen sowie zum Einfluss der Schalungsverformungen auf den Druckzustand. Bei einem Vergleich des analytischen Modells mit den FE-Berechnungen konnten weitere Anwendungsgrenzen des analytischen Modells erarbeitet werden.

Die Ergebnisse der Untersuchungen münden in ein konsistentes Konzept für die Berücksichtigung des Lastfalls Frischbetondruck von SVB bei der Bemessung von Betonschalungen. Die im Bemessungskonzept unterbreiteten Vorschläge zum maximalen Frischbetondruck sowie zur Druckverteilung über die Schalungshöhe wurden unter Einbeziehung sicherheitstheoretischer Überlegungen festgelegt.

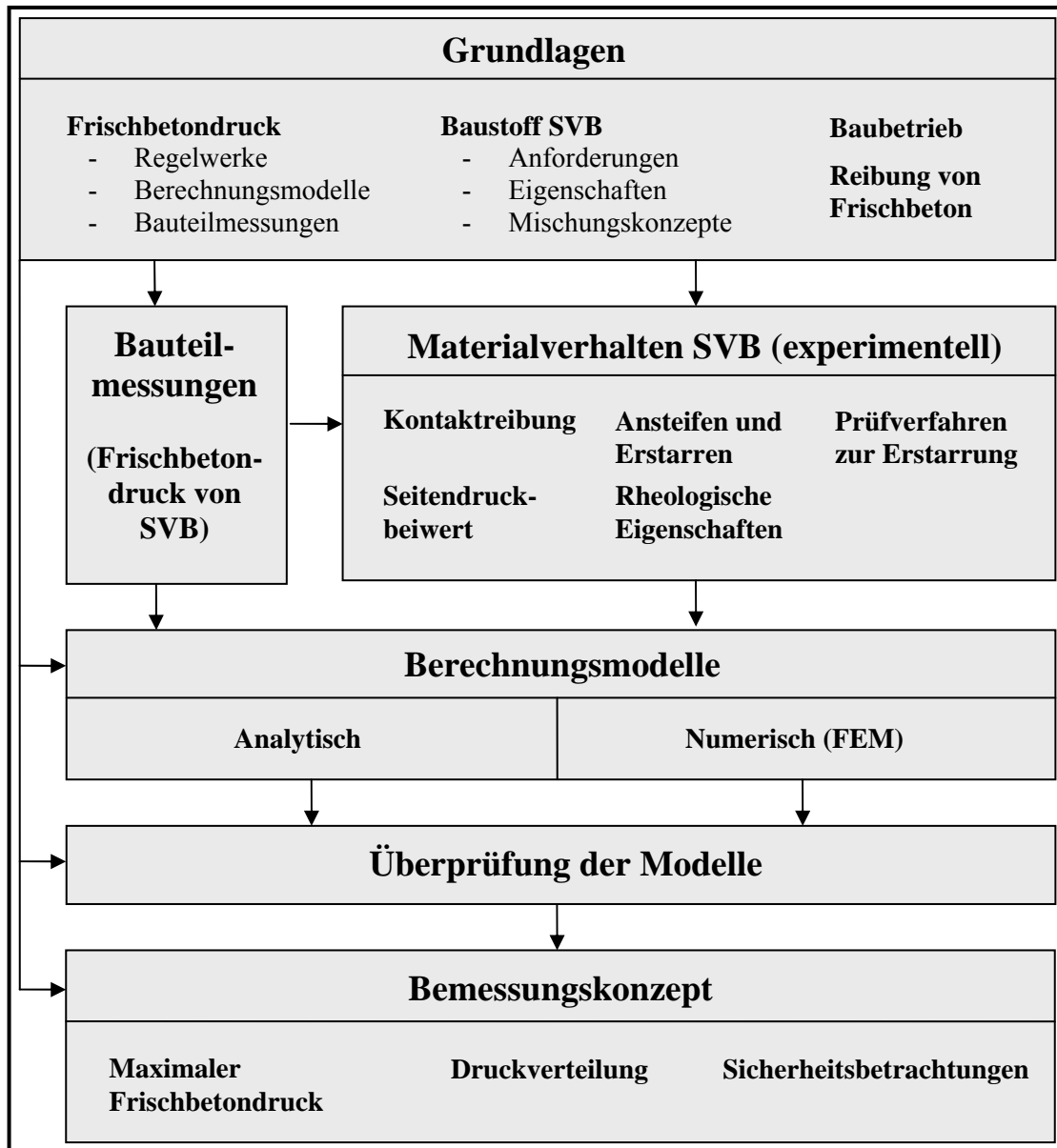


Bild 1.1: Vorgehensweise zur Entwicklung eines Bemessungskonzeptes

2 STAND DER TECHNIK

2.1 Einführung

In der Betonbauweise erfolgt die Formgebung über die Geometrie der Schalungsform. Trotz eines hohen Rationalisierungsgrades sind die Aufwendungen hierfür beträchtlich. Voraussetzung für eine wirtschaftliche Bemessung von Schalung und Rüstung ist die genaue Kenntnis der einwirkenden Lasten. Vor allem ist die Standsicherheit der Konstruktion in jeder Bauphase zu gewährleisten. Daneben sind auch die Anforderungen an die Gebrauchstauglichkeit einzuhalten, wobei insbesondere die zulässigen Bauleranzen bzw. das Verformungsverhalten von Interesse sind.

Als Frischbetondruck wird die Lastkomponente des Frischbetons bezeichnet, welche normal (im rechten Winkel) auf die Schalungsoberfläche einwirkt. Nach Specht (1973) ist Frischbeton ein Beton, der zu Sicherstellung einer ausreichenden Formstabilität noch der unterstützenden Wirkung der Schalung bedarf. Eingeschlossen werden somit ausdrücklich sowohl der „grüne“ als auch der „junge“ Beton. Dies bedeutet, dass die Schalung in der Zeitspanne vom Einbaubeginn des Betons bis zum Zeitpunkt ausreichender Eigenstandfestigkeit Lasten aufnehmen muss.

Infolge des komplexen Wesens des Frischbetondrucks ist es trotz umfangreicher Forschungsaktivitäten [Gardner (1985), Specht (1973), Ertinghausen (1965), Graf&Kaufmann (1960)] bisher nicht gelungen, selbst für normalen Rüttelbeton den Spannungszustand in den Schalungen befriedigend zu beschreiben. Nach Specht (1981) beeinflussen etwa 18 Parameter den Frischbetondruck, deren Gewichtung aus Tabelle 2.1 ersichtlich ist.

1 Erstrangig	2 Zweitrangig	3 Drittrangig
1.1 Steiggeschwindigkeit	2.1 Erstarrungszeit	3.1 Art des Einbringens
1.2 Betonwichte	2.2 Betonzusatzmittel	3.2 Gesteinskörnungen und Größtkorn
1.3 Art der Verdichtung	2.3 Porenwasserdruck	3.3 Zementart
1.4 Rüttelart, Rütteltiefe	2.4 Rütteldauer	3.4 Umgebungstemperatur
1.5 Betonkonsistenz	2.5 Konstruktion der Schalung	3.5 Schütthöhe und Gesamthöhe
1.6 Frischbetontemperatur	2.6 Dichtigkeit der Schalungshaut	3.6 Bewehrungsführung

Tabelle 2.1: Einflussparameter auf den Frischbetondruck nach Specht (1981)

Bei der Verwendung von Selbstverdichtendem Beton entfallen die Einwirkungen infolge mechanischer Verdichtung und damit die Einflussparameter 1.3, 1.4 und 2.4. aus Tabelle 2.1. Weiterhin weist der Beton eine von den Rüttelbetonen abweichende Konsistenz auf

(Einflussparameter 1.5 aus Tabelle 2.1). Damit können für SVB die konventionellen Bemessungsansätze nicht ohne weiteres übernommen werden. Im Vergleich zu den bisher verwendeten Rüttelbetonen kann der Wegfall der Vibrationsverdichtung generell als druckmindernd, die veränderte fließfähigere Konsistenz als druckerhöhend eingeschätzt werden. Einen wesentlichen Punkt neben der veränderten Anfangskonsistenz des Betons stellt das Ansteif- und Erstarrungsverhalten dar, welches bei SVB-Mischungen durch die Verwendung hochwirksamer Fließmittel und Stabilisierer signifikant beeinflusst werden kann.

Im vorliegenden Kapitel werden zunächst die bisher gültigen Normen und Regelwerke zur Berechnung des Frischbetondrucks auf lotrechte Schalungen aufgeführt. Anschließend wird ein umfassender Überblick über die Frischbetoneigenschaften von SVB gegeben, da deren Einfluss auf den Frischbetondruck als signifikant eingeschätzt wird. In diesem Zusammenhang bedürfen insbesondere die Anforderungen an die Frischbetoneigenschaften, der Einfluss der einzelnen Mischungskomponenten und das Verformungs- und Erstarrungsverhalten einer eingehenden Betrachtung. Daneben wird kurz auf die Mischungskonzepte für SVB eingegangen.

Es folgen Ausführungen zum Reibungsverhalten des Frischbetons, wobei zwischen Kontaktreibung und innerer Reibung unterschieden wird. Des Weiteren werden relevante baubetriebliche Aspekte, wie z. B. die Typisierung der Betonschalungen, behandelt. Es folgt eine systematische Darstellung der Konzepte zur Berechnung des Frischbetondrucks. In diesem Rahmen werden die wichtigsten, in der bisherigen Praxis angewendeten, Berechnungsverfahren vorgestellt.

Abschließend werden die bisher vorliegenden theoretischen und experimentellen Untersuchungen zum Frischbetondruck von SVB zusammenfassend dargestellt.

2.2 Normen und Regelwerke zur Berechnung des Frischbetondrucks

Als wesentliche, durch nationale Normungsinstitute bzw. durch technisch-wissenschaftliche Vereinigungen herausgegebene Festlegungen hinsichtlich der Belastung von Schalungen durch Frischbeton sind die folgenden Dokumente zu nennen:

- DIN 18218 (1980): Frischbetondruck auf lotrechte Schalungen.
(vgl. Kapitel 3)
- CIB-CEB-FIP-Bulletin (1977): Manual de Technologie, Coffrage.
(vgl. Kapitel 2.6.6)
- CIRIA Research Report Nr. 108 (1985): Concrete pressure on formwork.
(vgl. Kapitel 2.6.9)
- ACI 347-04 (2004): Guide to Formwork for Concrete.
(vgl. Kapitel 2.6.9)
- NF P 93-350 (1995): Équipement de chantier – Branches industrialisées pour ouvrages en béton.
(vgl. Kapitel 2.6.6)
- TGL 33421/01 (1977): Betonbau, Schalverfahren, Standschalungen.

In die europäische Norm DIN EN 12812 (2004), welche den Entwurf und die Bemessung von Traggerüsten regelt, wurden die drei erstgenannten Dokumente als alternative Berechnungsgrundlage zur Ermittlung des Frischbetondrucks aufgenommen.

Bedingt durch die in den vergangenen dreißig Jahren stattgefundene Entwicklung, sowohl auf dem Gebiet der Betontechnologie als auch auf der Seite der Bauverfahren, können alle in den aufgeführten Dokumenten enthaltenen Berechnungsansätze den Frischbetondruck auf Traggerüste und Schalungen nicht realitätsnah wiedergeben. Dies gilt insbesondere für den Einsatz von SVB. Weiterhin ist zu bemerken, dass die genannten Normen und Regelwerke vor dem Hintergrund des Nachweises der Standsicherheit der Schalung und des Traggerüsts entwickelt wurden. Nach Graubner et al. (2006) enthalten die Regelwerke keine wirklichkeitsnahen Lastansätze für die Nachweise der Gebrauchstauglichkeit von Schalung und Rüstung.

Für die Anwendung der DIN 18218 (1980) wurde durch das Deutsche Institut für Bautechnik (DIBt) der Zusammenhang zwischen den neuen Konsistenzklassen der DIN 1045-2 (2001) bzw. DIN EN 206-1 (2001) und den in DIN 18218 (1980) verwendeten Konsistenzklassen festgelegt (vgl. Tabelle 2.2). Auf der sicheren Seite liegend, wurde die Anwendung der Frischbetondruckannahmen auf die Konsistenzklassen F1 bis F4 beschränkt. Bei den Konsistenzklassen F5 und F6 sowie SVB ist, sofern für den konkreten Anwendungsfall keine genaueren Erkenntnisse vorliegen, auf der sicheren Seite liegend, von einer hydrostatischen Frischbetondruckverteilung auszugehen.

Die Definition der Ausbreitmaßklassen nach DIN 1045-2 (2001) bzw. DIN EN 206-1 (2001) und DIN 1045 (1988) zeigt Tabelle 2.3.

Konsistenzklassen nach DIN EN 206-1 (2001)/ DIN 1045-2 (2001)	Konsistenzklasse nach DIN 18218 (1980) bzw. DIN 1045 (1978)	Ausbreitmaß a nach DIN 1045 (1978) Durchmesser in mm ³⁾
F1	K1	-
F2	K2	≤ 400 mm
F3	K3	410 bis 500 mm
F4	Fließbeton ¹⁾	500 bis 600 mm ¹⁾
F5	- ²⁾	-
F6		
Selbstverdichtender Beton		

¹⁾ Fließbeton ist definiert nach DAfStb (1995) „Richtlinie für Fließbeton“.
²⁾ Der Beton der Konsistenzklassen F5, F6 und SVB ist nicht in DIN 18218 (1980) geregelt.
³⁾ Ausbreitmaß nach DIN EN 12350-5 (2000)

Tabelle 2.2: Zusammenhang zwischen den Konsistenzklassen (Ausbreitmaßklassen) nach DIN EN 206-1 (2001) bzw. DIN 1045-2 (2001) und den Konsistenzklassen nach DIN 18218 (1980) bzw. DIN 1045 (1978)

Konsistenzklasse nach DIN EN 206-1 (2001)/ DIN 1045-2 (2001)	Konsistenzklasse nach DIN 1045 (1988)	Ausbreitmaß a Durchmesser in mm	Konsistenzbeschreibung
F1 ¹⁾	-	≤ 340	steif
F2	KP	350 bis 410	plastisch
F3	KR	420 bis 480	weich
F4	KF ²⁾	490 bis 550	sehr weich
F5		560 bis 620	fließfähig
F6 ¹⁾	-	≥ 630 ³⁾	sehr fließfähig

¹⁾ Wegen der fehlenden Empfindlichkeit des Prüfverfahrens wird in DIN EN 206-1 (2001) empfohlen, das Ausbreitmaß nur im Bereich $340 \text{ mm} \leq a \leq 620 \text{ mm}$ zu verwenden.
²⁾ obere Grenze KF: max $a = 600 \text{ mm}$
³⁾ Bei Ausbreitmaßen $a \geq 700 \text{ mm}$ ist DAfStb (2003) „Richtlinie Selbstverdichtender Beton“ zu beachten.

Tabelle 2.3: Konsistenzklassen (Ausbreitmaßklassen) nach DIN 1045 (1988) und DIN EN 206-1 (2001) bzw. DIN 1045-2 (2001)

Neben der unzureichenden Aktualität der DIN 18218 (1980) hinsichtlich der Betonkonsistenzen erschweren unter anderem die nachfolgend aufgelisteten Punkte deren Anwendung zur Ermittlung des Frischbetondrucks:

- DIN 18128 beschränkt sich auf die Berechnung des Frischbetondrucks auf vertikale Schalungen. Aussagen für geneigte Schalungen können nur sehr unscharf abgeleitet werden.
- Angaben zur Ermittlung des Auftriebs bei Konter- oder Deckelschalungen sind im Regelwerk nicht enthalten.
- DIN 18218 trifft keine Aussagen zur Größe der Reibung zwischen Frischbeton und Schalung. Ohne diese Angaben können die auf das Traggerüst wirkenden Kräfte parallel zur Schalung nicht zutreffend ermittelt werden. In diesem Zusammenhang fehlen auch hinsichtlich der ableitbaren Abstützkraft bei geneigten Schalungen wesentliche Informationen.
- Die in DIN 18218 enthaltenen Angaben zum Frischbetondruck beschränken sich auf die Betoniersituation. Angaben zum Vorspannzustand der Schalung bei erstarrten Betonen und zur Behandlung dieses Eigenspannungszustands in Traggerüst und Schalung werden nicht gemacht.
- In DIN 18218 fehlen Angaben zum Winkel der inneren Reibung des Frischbetons. Damit ist eine zielgenaue Berechnung für Sonderfälle nicht möglich.

2.3 Frischbetoneigenschaften von Selbstverdichtendem Beton

2.3.1 Einführung

Von Selbstverdichtendem Beton (SVB) wird erwartet, dass er lediglich unter Wirkung der Schwerkraft eine Schalung hohlraumfrei ausfüllt, die Bewehrung umhüllt, ausreichend entlüftet und ausnivelliert, ohne dabei zu entmischen [Grübl et al. (2001)]. Der Beton muss dazu nach Reinhardt et al. (2001) ein hohes Fließvermögen und gleichzeitig einen hohen Widerstand gegen Sedimentieren bzw. Absetzen der Gesteinkörnungen und Bluten aufweisen. Eine weitere Voraussetzung ist, dass der SVB in der Lage ist, Hindernisse entmischungsfrei zu umfließen, d.h. die Gesteinskörnungen nicht blockieren. In Bild 2.1 ist der Zusammenhang zwischen den Anforderungen an SVB als Frischbeton und den Materialparameter dargestellt, die den Frischbeton diesbezüglich charakterisieren. Es ist zu erkennen, dass das Verständnis des rheologischen Verhaltens die Grundlage bildet, um die Anforderungen an SVB zu erfüllen und die gewünschten Verarbeitbarkeitskriterien zielsicher einstellen zu können. Die rheologischen Eigenschaften des Frischbetons werden im Wesentlichen durch die Packungsdichte und die Größenverteilung der Feststoffpartikel sowie durch die in Kapitel 2.3.8 erläuterten interpartikularen Wechselwirkungen im Suspensionsmedium beeinflusst.

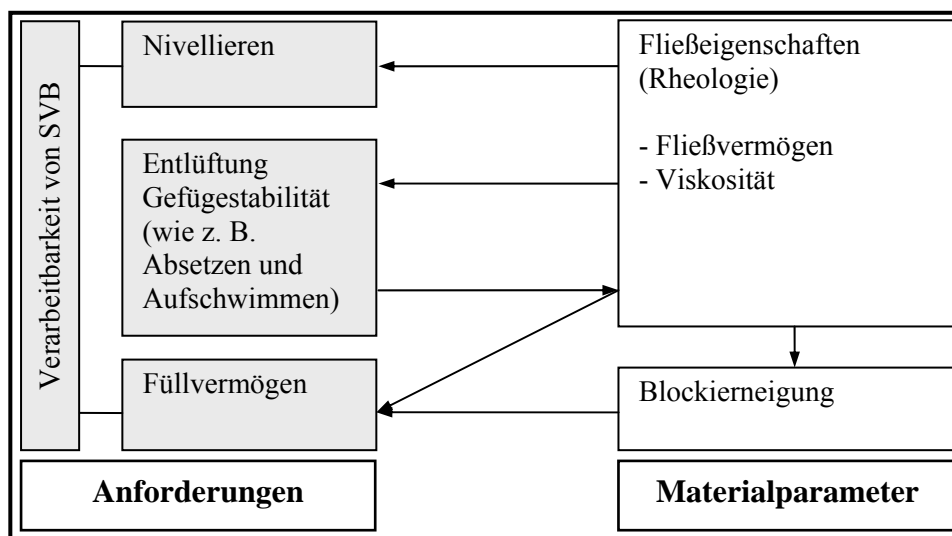


Bild 2.1: Zusammenhang zwischen den Anforderungen an SVB als Frischbeton und den Materialparametern, welche den Frischbeton diesbezüglich charakterisieren

In betontechnologischer Hinsicht sind nach Grube&Rickert (1999) verschiedene Maßnahmen notwendig, um einen Selbstverdichtenden Beton herstellen zu können, der die oben angeführten Eigenschaften erfüllt. Zur Erzielung eines hinreichenden Fließvermögens wird erstens die Fließgrenze der Wasser-Mehlkorn-Suspension durch Zugabe eines hochwirksamen Fließmittels auf nahe null abgesenkt. Zum Zweiten ist die

Einstellung der erforderlichen hohen Viskosität der Wasser-Mehlkorn-Suspension bzw. des Leims ohne weitere Maßnahmen nur durch ein niedriges Wasser-Mehlkorn-Verhältnis zu erreichen. Unter ausschließlicher Verwendung von Zement ergeben sich meist hochfeste oder nahezu hochfeste Betone. Um diese hohen Festigkeiten zu vermeiden, werden meist weniger reaktive Mehlkornbestandteile, wie z. B. Kalksteinschlacke und Flugasche, zugegeben. Durch die Zugabe von Fließmittel und Betonzusatzstoff erweitert sich somit das bisher übliche 3-Stoffsystem des Betons (Wasser, Gesteinskörnungen und Zement) zum 5-Stoffsystem.

Damit die grobe Gesteinskörnung nicht blockiert, muss weiterhin das Volumen des Mörtels, d.h. der Wasser-Mehlkorn-Suspension, sowie der feinen Gesteinskörnung, gegenüber Normalbeton meist deutlich angehoben werden.

Entsprechend der an ihn gestellten Anforderungen kann SVB in verschiedene Anforderungsklassen eingeteilt werden. JSCI (1998) unterteilt beispielsweise in die Klassen 1 bis 3, wobei Klasse 1 für komplizierte Schalungsformen mit hohen Bewehrungskonzentrationen eingesetzt wird, Klasse 2 für Bewehrungsabstände von 60 bis 200 mm und Klasse 3 für Bauteile mit großem Querschnitt und geringem Bewehrungsgehalt. Das gewünschte Mindestsetzfließmaß s_m , vgl. Kapitel 2.3.2, beträgt für die einzelnen Klassen 65 cm, 60 cm bzw. 55 cm. Bei geringen Anforderungen und optimierter Mischungszusammensetzung unterscheiden sich SVB-Rezepturen nach Graubner&Lieberum&Proske (2002) hinsichtlich Wasser- und Zementgehalt nicht zwingend von Normalbeton.

Nach Billberg et al. (1999) reagiert Selbstverdichtender Beton in der Regel sehr sensibel auf Änderungen in der Mischungszusammensetzung bzw. der Eigenschaften der Ausgangsstoffe. Auf diesen Sachverhalt wird in Kapitel 2.3.7 vertiefend eingegangen.

2.3.2 Rheologische Eigenschaften

Die Rheologie stellt ein Teilgebiet der Physik dar, welches sich mit der Beschreibung des dynamisch-mechanischen Verhaltens von Substanzen befasst, insbesondere der Erklärung und Messung des Fließverhaltens fließfähiger Substanzen. Um einen Frischbeton mit optimalen Verarbeitbarkeitseigenschaften herstellen zu können, ist das Wissen über die rheologischen Zusammenhänge unabdingbar. Dies gilt für Selbstverdichtenden Beton in einem weitaus größeren Maße als für Rüttelbeton.

Die rheologischen Eigenschaften von Selbstverdichtendem Beton unterscheiden sich nicht prinzipiell von denen fließfähigen Rüttelbetons. Der Beton stellt eine Suspension, bestehend aus Feststoffen und einer Flüssigkeit (im allgemeinen Wasser), dar. Diese Suspension setzt einer einwirkenden Verformung einen Widerstand entgegen, der mit zunehmender Belastungsgeschwindigkeit wächst. Dieses Verhalten kann mit Hilfe geeigneter Modelle beschrieben werden, wobei der Widerstand als Scherspannung τ und die Belastungsgeschwindigkeit als Schergeschwindigkeit $\dot{\gamma}$ definiert ist (vgl. Bild 2.2).

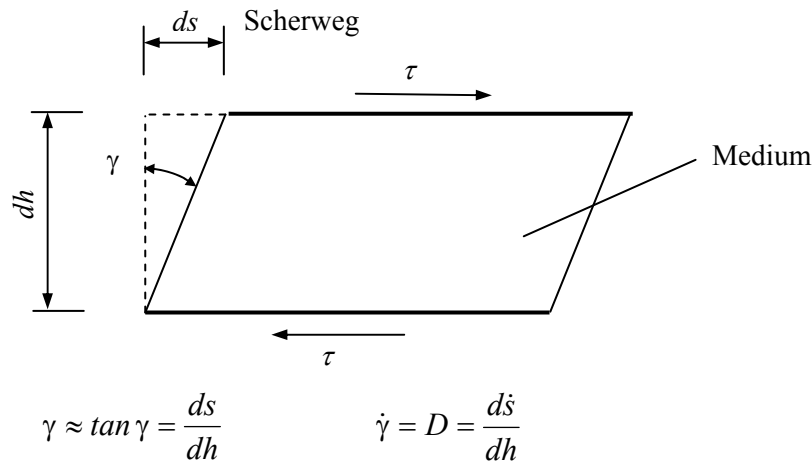


Bild 2.2: Definition des Scherwinkels γ und der Schergeschwindigkeit $\dot{\gamma}$

Den einfachsten Fall eines Fließverhaltens beschreibt die in Bild 2.3 bzw. Gleichung (2.1) dargestellte Newton'sche Flüssigkeit, bei der die Fließkurve durch den Koordinatenursprung verläuft und die Scherspannung proportional mit der Schergeschwindigkeit anwächst.

$$\tau = \eta \cdot \dot{\gamma} \quad (2.1)$$

Die dynamische Viskosität η ist in diesem Fall nur ein Stoffparameter, der lediglich vom Druckzustand und der Temperatur abhängt.

Ist das Verhalten von $\tau(\dot{\gamma})$ nichtlinear, werden diese Flüssigkeiten entweder als dilatant oder strukturviskos bezeichnet. Die Viskosität η ist nun keine Konstante mehr, sondern abhängig von der Größe der Scherbeanspruchung. Sie wird mit η' bezeichnet und ist entsprechend Gleichung (2.2) sowie Bild 2.3 der Kotangens des Winkels α' der Geraden, die durch den Koordinatenursprung im Scherdiagramm verläuft.

$$\eta' = \cot \alpha' \quad (2.2)$$

Bei Suspensionen muss meist eine Mindestscherspannung τ_0 überschritten werden, um eine Verformung zu erreichen. Verhält sich die Flüssigkeit entsprechend Gleichung (2.3) oberhalb dieser Fließgrenze τ_0 wie eine Newton'sche Flüssigkeit, spricht man von einem Bingham-Körper mit konstanter plastischer Viskosität η_B .

$$\tau = \tau_0 + \eta_B \cdot \dot{\gamma} \quad (2.3)$$

Ist das rheologische Verhalten oberhalb der Fließgrenze nichtlinear, liegt ein dilatanter oder strukturviskoser Bingham-Körper vor, welcher mit dem Herschel-Bulkley-Modell nach Gleichung (2.4) analytisch beschrieben werden kann. Das Modell ist durch 3 materialspezifische Parameter (m, n, τ_0) charakterisiert.

$$\tau = \tau_0 + m \cdot \dot{\gamma}^n \quad (2.4)$$

mit

τ Scherspannung unter der Schergeschwindigkeit $\dot{\gamma}$

$\dot{\gamma}$ Schergeschwindigkeit

τ_0 Fließgrenze

m, n Parameter, welche die Fließeigenschaften beschreiben

Umfangreiche Versuche an selbstverdichtenden Mörteln und Betonen [z. B. von Zhuguo (2001) und Toussaint (2001)] haben gezeigt, dass deren Fließverhalten sehr gut durch das Herschel-Bulkley-Modell beschrieben werden kann. Oftmals wird jedoch das einfachere Bingham-Modell genutzt, wobei eine Reduzierung der Modellparameter von 3 auf 2 erfolgt. Diese Näherung ist im Allgemeinen akzeptabel, wenn der Bereich niedriger Schergeschwindigkeiten durch eine entsprechende Fließgrenze τ_0 wirklichkeitsnah abgebildet wird.

In de Larrard (1999) wird folgende Möglichkeit angegeben, das Fließverhalten des Betons bei bekannter Herschel-Bulkley-Funktion mit einem Bingham-Körper anzunähern (Methode der kleinsten Quadrate):

$$\eta_B = \frac{3 \cdot m}{n + 2} \dot{\gamma}_{max}^{n-1} \quad (2.5)$$

Dabei ist $\dot{\gamma}_{max}$ die größte in der Messung erzielte Schergeschwindigkeit. Die Schergrenze bleibt konstant.

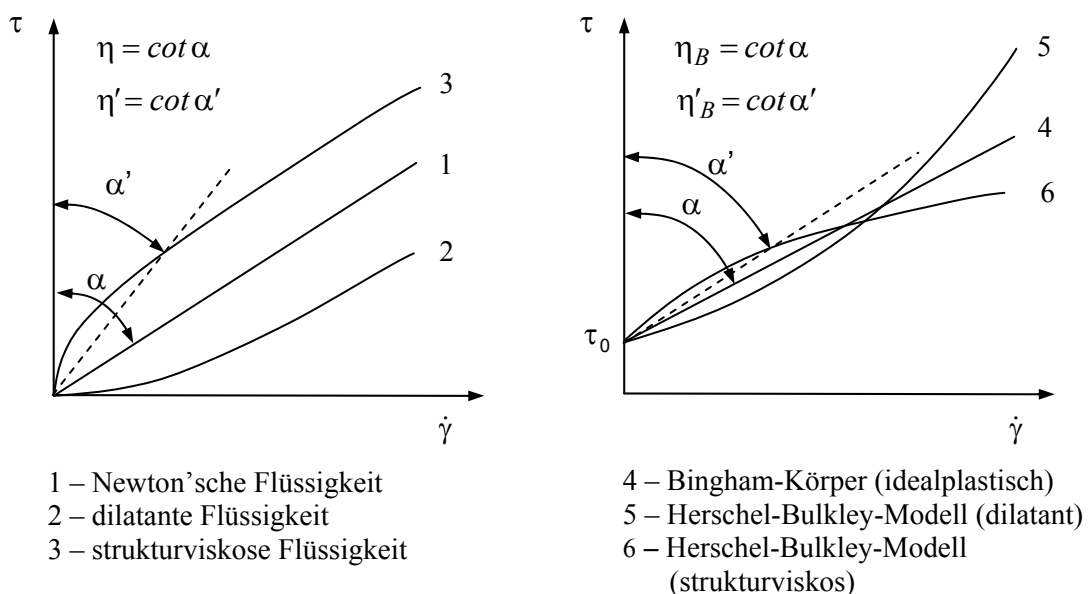


Bild 2.3: Fließkurven

Die Fließgrenze τ_0 im Frischbeton wird infolge physikalischer und chemischer Widerstände hervorgerufen. Im Zementleim treten nach Stark (1998) Scherwiderstände infolge Agglomeration (Verflockung) und Hydratation auf. Die Verflockung resultiert dabei aus den überwiegend anziehenden innerpartikularen Kräften zwischen den Zementpartikeln (van der Wals-, Kapillar- und elektrostatische Kräfte). Das dadurch gebildete räumliche Netzwerk ist stabil und schließt größere Wassermengen ein. Nach der Wasserzugabe bilden sich zusätzlich Reaktionsprodukte, wie z. B. Calciumhydroxid und Trisulfat. Diese reduzieren ebenfalls die Fließfähigkeit des Zementleims.

Betrachtet man den Frischbeton lediglich als eine Suspension von Wasser und granularem Material, ergibt sich eine weitere Erklärung für die Fließgrenze. Das minimal benötigte Wasservolumen im Beton entspricht genau der Porosität der dichtesten Packung. Die Mischung ist bei diesem Wassergehalt jedoch noch nicht verarbeitbar. Eine Erhöhung des Wassergehaltes über den Sättigungspunkt ermöglicht die Bewegung der Feststoffe. Dabei muss bei einer äußeren Belastung der Reibungswiderstand zwischen den Partikeln überschritten werden. Wie in Bild 2.4 dargestellt, hängt die Fließgrenze demnach von der Art und Anzahl der Kontakte zwischen den Partikeln ab, nicht aber von der flüssigen Phase, die lediglich den Abstand zwischen der Gesteinskörnung kontrolliert [de Larrard (1999)]. Eine größere Anzahl von Kontaktpunkten zwischen den Partikeln vergrößert hier die Scherfestigkeit.

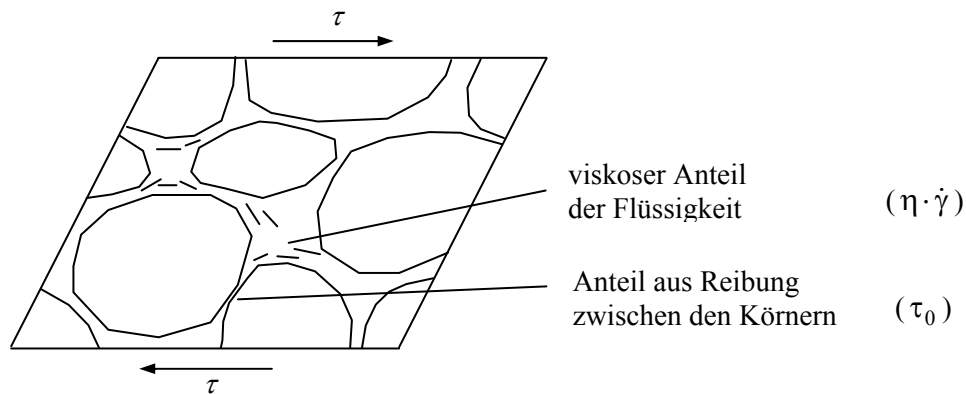


Bild 2.4: Die Anteile der flüssigen und festen Phase am Scherwiderstand des Frischbetons nach de Larrard (1999)

Bei Annahme des Bingham-Modells liegt die Fließgrenze bei konventionellen Rüttelbetonen bei ca. 800 Pa - 1500 Pa ($1 \text{ Pa} = 1 \text{ N/m}^2$) und bei Selbstverdichtenden Betonen unter 70 Pa [Wallevik (2002), de Larrard (1999)]. Die plastische Viskosität von Selbstverdichtendem Beton variiert je nach Anwendungsgebiet in der Regel zwischen 10 Pa·s und 200 Pa·s.

Die Bingham-Parameter (τ_0 und η_B) von Suspensionen können anhand verschiedener Modelle abgeschätzt werden, die auf physikalischen Gesetzmäßigkeiten und experimentell ermittelten Größen basieren.

Modelle zur Berechnung der plastischen Viskosität und der Fließgrenze

Zur Beschreibung der Viskosität von Suspensionen werden in der Literatur unterschiedliche Angaben gemacht. In der Regel wird die Viskosität η einer Suspension jedoch als Funktion des Feststoffanteils ϕ und der Viskosität η_F der flüssigen Phase beschrieben.

Die bekannteste Gleichung zur Berechnung der Viskosität von Suspensionen nach Einstein (1906) und (1911) gilt lediglich für geringe Feststoffkonzentrationen und kugelförmige Partikel:

$$\eta = \eta_F (1 + 2,5 \cdot \Phi) \quad (2.6)$$

Bei höherer Feststoffkonzentration tritt jedoch ein überproportionaler Anstieg der Viskosität auf. Diesen Sachverhalt berücksichtigt folgende Gleichung von Krieger&Dougherty (1959):

$$\frac{\eta}{\eta_{\text{wasser}}} = \left(1 - \frac{\Phi}{\Phi^*}\right)^{-\eta^* \cdot \Phi^*} \quad (2.7)$$

Struble&Sun (1995) wenden Gleichung (2.7) zur Ermittlung der Viskosität für Zementleim an. De Larrard (1999) stellt keine gute Übereinstimmung eigener Versuche mit Gleichung (2.7) fest und leitete für Normalbeton ohne Vibration Gleichung (2.8) ab.

$$\eta_B = \exp\left[26,75 \left(\frac{\Phi}{\Phi^*} - 0,7448\right)\right] \quad (2.8)$$

Gleichung (2.6) bis (2.8) mit

- η Viskosität der Suspension
- η_B plastische Viskosität der Suspension
- Φ Feststoffvolumen
- Φ^* maximal mögliches Feststoffvolumen
- η^* intrinsische Viskosität; für kugelförmige Partikel 2,5

Die Fließgrenze von Beton wird nach Ferraris&de Larrard (1998) durch eine Funktion der Feststoffkonzentration Φ / Φ^* beschrieben. Auf Grundlage empirischer Daten entwickelte de Larrard (1999) Gleichung (2.9) zur Bestimmung der Fließgrenze von Beton mit n Kornklassen.

$$\tau_0 = \exp\left(2,537 + \sum_{i=1}^n a_i \cdot K_i\right) \text{ [Pa]} \quad (2.9)$$

mit

$$a_i = 0,736 - 0,216 \log(d_i) \quad (2.10)$$

Der Parameter a_i berücksichtigt den Korndurchmesser d_i [mm] der Kornklasse i .

In Gleichung (2.11) beschreibt γ_i die Packungsdichte der Gesamtmischung bei Annahme der Dominanz der Klasse i , y_i den relativen Volumenanteil der Klasse i am Kornhaufwerk und β_i die maximale Packungsdichte der Kornfraktion i .

$$K_i = \frac{y_i}{\beta_i \left(\frac{1}{\Phi} - \frac{1}{\gamma_i} \right)} \quad (2.11)$$

Bei Zugabe eines Fließmittels verringert sich die Fließgrenze infolge der Entflockungswirkung im Zementleim und der Schmiermittelwirkung an der Kornoberfläche. De Larrard (1999) gibt Gleichung (2.12) zur Berechnung von τ_0 bei Einsatz eines Fließmittels an, wobei τ_0 vom Sättigungsgrad SP/SP^* abhängt. Dabei ist SP der Anteil des vorhandenen Fließmittels und SP^* der Fließmittelgehalt, an dem keine weitere Verflüssigung erzielt wird.

$$\tau_0 = \exp \left[\begin{array}{l} 2,537 + \sum_{\text{Gesteinskörnung}} [0,736 - 0,216 \log(d_i)] \cdot K_i \\ + \left[0,224 + 0,910 \cdot \left(1 - \frac{SP}{SP^*} \right)^3 \right] \cdot \sum K_{i,Zement} \end{array} \right] \quad (2.12)$$

Zeitabhängiges Verhalten

Neben dem bereits beschriebenen geschwindigkeitsabhängigen Fließverhalten weist der Frischbeton ebenfalls ein zeitabhängiges Verhalten auf. Nach Keck (1999) muss hinsichtlich der zeitlichen Veränderung des Fließverhaltens zwischen den Anteilen Strukturbruch, Verflockung und Hydratation unterschieden werden (vgl. Bild 2.5).

Durch eine ansteigende äußere Belastung werden die Agglomerate im Beton zunehmend zerstört. Damit ändert sich ebenfalls die Zirkulation des Wassers im Porensystem und der Widerstand sinkt im Verlauf der Zeit. Im Gegensatz dazu erhöht sich das Verflockungspotential infolge der Homogenisierung und Verfeinerung und damit der Widerstand. Die Bildung von Hydratationsprodukten hat ebenso eine Zunahme des Widerstandes zur Folge. Bei konstanter Schergeschwindigkeit über die Zeit kann der Widerstand lokal sowohl zunehmen als auch abnehmen.

Hinsichtlich des Fließverhaltens wird zwischen thixotropen und rheopexen Stoffen unterschieden. Der zeitliche Verlauf des Scherwiderstandes solcher Stoffe ist in Bild 2.6 qualitativ dargestellt. Weiterhin kann anhand der Bruchfläche A_b das rheologische Verhalten zeitlich veränderlicher Stoffe quantifiziert werden. Je größer die Bruchfläche ist, desto größer ist die Thixotropie bzw. die thixotrope „Energie“. Nähere Angaben zum thixotropen Verhalten von SVB enthalten Wallevik (2002) und Billberg&Österberg (2002).

Detaillierte Ausführungen zur zeitlichen Entwicklung sowie zum Einfluss der Normalkraft auf die Fließgrenze τ_0 werden in Kapitel 2.4.6 „Innere Reibung von Frischbeton“ vorgenommen.

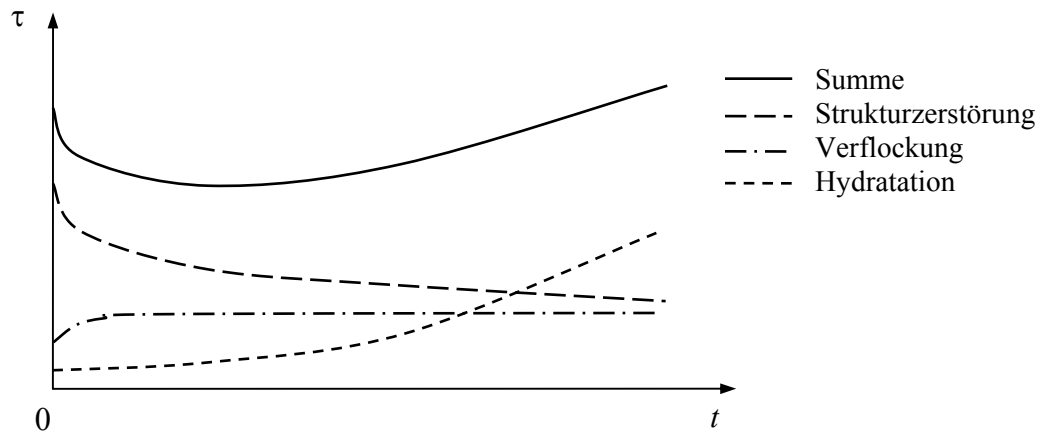


Bild 2.5: Beispiel für Scherwiderstandsverläufe infolge Überlagerung von Strukturzerstörung, Verflockung und Hydratation nach Keck (1999)

Um in der praktischen Anwendung einen sachgerechten Einbau des Betons zu gewährleisten, sind die angestrebten rheologischen Eigenschaften bzw. die Konsistenz über einen ausreichend langen Zeitraum, die so genannte Verarbeitbarkeitszeit t_{VB} , sicherzustellen. Bei Selbstverdichtendem Beton werden in der DAfStb-Richtlinie SVB (2001) Mindestwerte für t_{VB} angegeben. Sie betragen für SVB im Fertigteilwerk 20 min und für SVB bei Anlieferung auf der Baustelle 45 min. Die Ursachen der Konsistenzschwankungen von Frischbeton in den ersten Minuten nach der Mischungsfertigstellung können zum Beispiel in der frühen chemischen Aktivität des Zementes, in starker Wasserabsorption der Gesteinskörnungen oder in Entmischungserscheinungen begründet liegen.

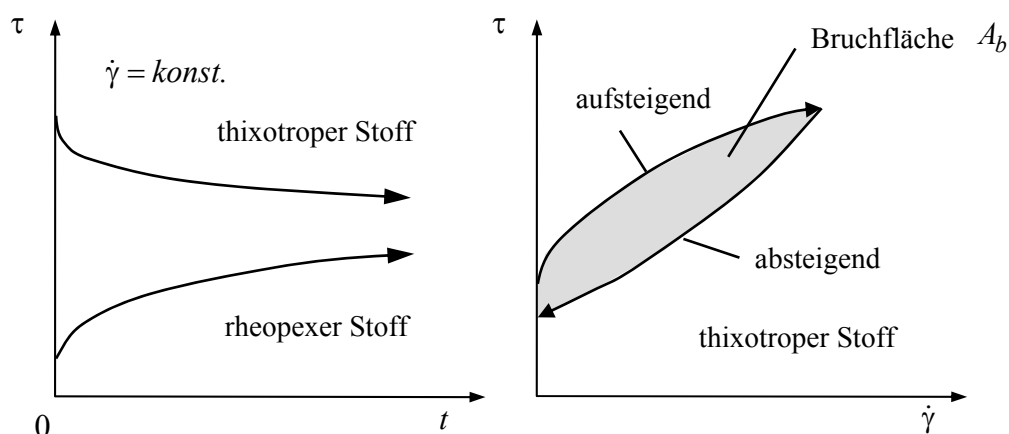


Bild 2.6: Scherwiderstand thixotroper und rheopexer Stoffe (links) und Quantifizierung der Thixotropie durch die Bruchfläche

Prüfverfahren

Die Bestimmung der beiden Bingham-Kenngrößen des Betons, Fließgrenze τ_0 und plastische Viskosität η_B , erfolgt in der Regel mit Hilfe von Rotationsviskosimetern, z. B. Koaxial-Zylinder-Viskosimeter nach Wallevik (2002) und Parallel-Platten-Rheometer nach de Larrard (1999). Hierbei werden in Abhängigkeit von der Rotationsgeschwindigkeit die an den Platten bzw. Zylindern aufgebrachten Momente gemessen und in Scherspannungen τ umgerechnet. Durch lineare Regression ergeben sich nachfolgend τ_0 und η_B .

Zur Beurteilung des Fließverhaltens eignen sich weiterhin Verfahren, welche lediglich indirekt eine Aussage zu den rheologischen Kenngrößen treffen. Eine Prüfung ist hier wesentlich schneller und einfacher als mit den Rotationsviskosimetern durchzuführen. Im Anhang A, Bild A.1, wird das national und international am häufigsten angewandte Verfahren - der Setzfließversuch - vorgestellt. Beim Setzfließversuch nach DAfStb (2003) liegt der Durchmesser des Ausbreitkuchens (sm) für Selbstverdichtenden Beton üblicherweise zwischen 650 und 800 mm. Eine Aussage zur Viskosität erlaubt die Fließzeit t_{500} . Weitere Verfahren zur Bewertung der Viskosität sind der L-Box-Test und die Bestimmung der Trichterauslaufzeit.

Untersuchungen zum Zusammenhang zwischen den rheologischen Parametern und verschiedenen Kennwerten, wie Setzmaß s , Setzfließmaß sm und Trichterauslaufzeit t_v , veröffentlichten unter anderem Ferraris et al. (2001), de Larrard (1999), Nielson&Wallevik (2003) und Cauberg et al. (2005).

Sowohl in den Versuchen von Nielson&Wallevik (2003) als auch von Cauberg et al. (2005) zeigte sich, dass das Setzfließmaß sm nicht nur von der Fließgrenze τ_0 , sondern zusätzlich signifikant von der plastischen Viskosität η_B beeinflusst wird. Ebenso ist der Einfluss der Dichte des Frischbetons ρ_c als hoch einzuschätzen. Eine geeignete analytische Beziehung zur Bestimmung der Fließgrenze τ_0 unter Verwendung der Kenngrößen der Prüfverfahren ist bisher nicht veröffentlicht.

Von Graubner&Proske (2004) wurde festgestellt, dass eine Variation der Größe der Gesteinskörnungen signifikante Auswirkungen auf das Setzfließmaß sm haben kann, auch wenn sich die Fließfähigkeit und die plastische Viskosität des Betons nicht ändern.

2.3.3 Blockierverhalten

Der Blockiervorgang lässt sich im Allgemeinen mit Hilfe von Bild 2.7 beschreiben. Gerichtet bewegte Partikel ändern in der Nähe eines Hindernisses die Fließrichtung. Die Partikel müssen sich neu ausrichten, um das Hindernis zu durchströmen. Dadurch nimmt die Anzahl der Zusammenstöße zwischen den Partikeln zu. Beim Beton tritt zusätzlich eine lokale Verringerung der Packungsdichte durch den Wandeffekt auf (vgl. Kapitel 2.3.7.5). Infolge der beschriebenen Einflüsse erfolgt bei einem sehr hohen Anteil an

grober Gesteinskörnung eine Bogenbildung der Partikel, wodurch der Durchfluss unterbrochen wird.

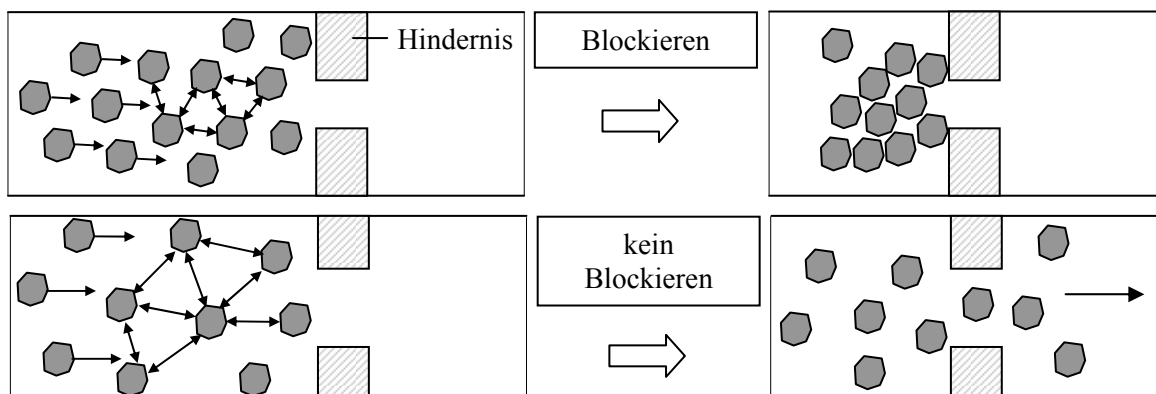


Bild 2.7: Schematische Darstellung des Blockiervorgangs an einem Hindernis

Umfangreiche Untersuchungen zum Blockierverhalten von SVB wurden bereits von Tangtermsirikul&Bui (1995), Billberg (1999) und Proske&Graubner (2004) durchgeführt. Die Blockierneigung ist vor allem abhängig von dem Verhältnis zwischen dem Durchmesser der Gesteinskörnung und der Öffnungsbreite des Hindernisses. Weitere Einflussgrößen sind das Volumen der Gesteinskörnungen, die Größe und Form der Gesteinskörnung, das Verhältnis zwischen dem Bewehrungsdurchmesser und der Größe der Gesteinskörnung sowie die Eigenschaften des Leims und die Schalungsgeometrie.

Proske&Graubner (2004) stellen weiterhin einen signifikanten Einfluss der Viskosität des Leims bzw. des Betons auf das Blockierisiko fest. Betone mit höherer plastischer Viskosität wiesen eine geringere Neigung zum Blockieren als niedrigviskose Betone auf.

Die Blockierneigung wird in der Regel im Zusammenhang mit den Tests zum Fließverhalten überprüft. Den Setzfließversuch mit Blockierring nach DAfStb (2003) Richtlinie-SVB enthält Anhang A, Bild A.2. Proske&Graubner (2005) entwickelten einen modifizierten Setzfließversuch mit Blockierring (siehe Anhang A, Bild A.3), bei dem in Abhängigkeit des Bewehrungsgehaltes sowie des Größtkorndurchmessers die Stabanzahl des Blockierings (J-Ring) zu variieren ist. Die Blockierneigung wird anhand des Ausbreitmaßes sm_b in Kombination mit der Betonspiegelhöhe h_b bewertet. Wie aus Bild 2.8 ersichtlich, sind die jeweiligen Grenzwerte vom Größtkorndurchmesser abhängig.

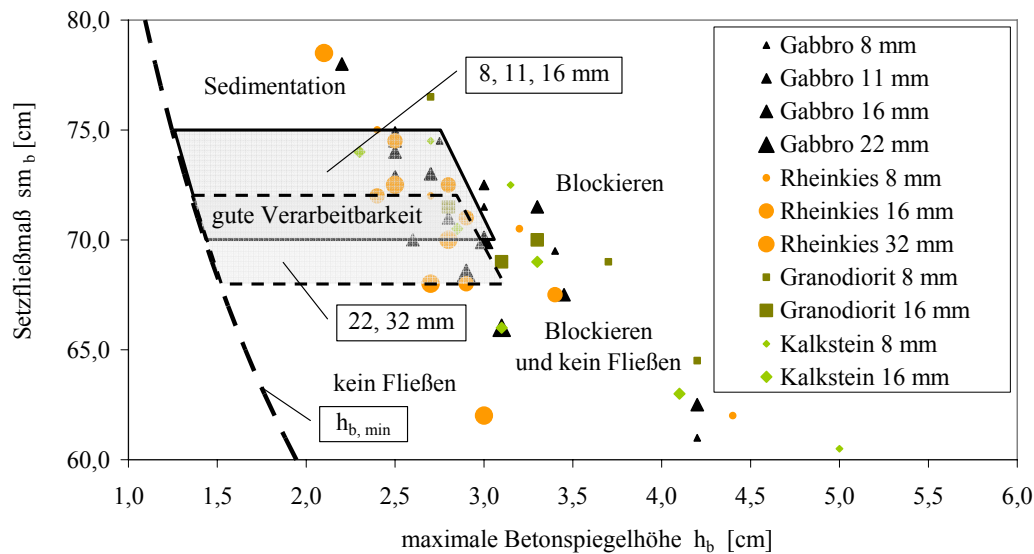


Bild 2.8: Bewertung des Blockierverhaltens von SVB nach Proske&Graubner (2005)

Weitere Prüfverfahren sind der L-Kasten-Versuch (L-Box-Test), der vertikale Maschen-Durchgangstest, der Fließschikane-Versuch und der U-Kasten-Versuch. Bei allen vorhandenen Prüfverfahren muss der Beton ein Hindernis durchfließen. Das Maß für die Blockierneigung ist entweder die Differenz der Frischbetonhöhen oder das zurückgehaltene Betonvolumen.

2.3.4 Gefügestabilität

Eine Beeinträchtigung der Gefügestabilität durch Entmischung ist bei Betonen unerwünscht, da diese die Qualität des Endproduktes beeinträchtigen kann. Eine Ausnahme bilden eingeschlossene Luftporen, deren Entweichen erwünscht ist. Bei der Verarbeitung von SVB können hauptsächlich die Entmischungserscheinungen nach Tabelle 2.4 unterschieden werden.

Beeinträchtigung der Gefügestabilität durch		Erläuterung	Prüfmöglichkeiten; siehe auch Ende des Abschnitts
Entmischen	Absetzen	Absinken von Partikeln mit hoher Dichte	am Ausbreitkuchen
	Sedimentieren	Absinken der Gesteinskörnungen infolge Schwerkraft	Auswaschversuch, Tauchstab
	Bluten	Wasserabsonderung (in der Leimphase)	visuell am Ausbreitkuchen
	Aufschwemmen	Aufschwemmen von Partikeln mit geringer Dichte, z. B. Kohlepartikel	visuell
	Absondern	Phasentrennung, z. B. Abfluss von Leim oder Mörtel	visuell am Ausbreitkuchen

Tabelle 2.4: Beeinträchtigung der Gefügestabilität durch Entmischen

Absetzen in einer Suspension (Leim)

Der Bindemittelleim kann auch als Kolloidsuspension betrachtet werden. Das Absinken von Kolloidteilchen im Schwerfeld verhindert die Brownsche Molekularbewegung. Nach Berg (1982) und Keck (1999) werden die Zementteilchen insbesondere bei kleinen Abständen durch große van-der-Waals-Kräfte (vgl. Kapitel 2.3.8) untereinander angezogen. Dies führt zur Ausflockung oder Koagulation der Kolloide in Form gelartiger und fraktaler Strukturen. Diese Agglomerate neigen bei niedriger Feststoffkonzentration zu gravitationsbedingter Sedimentation und verhindern bei hoher Feststoffkonzentration aufgrund interpartikularer Kontaktstellen örtliche Partikelverschiebungen. Damit ist dieses System für Selbstverdichtenden Beton ungeeignet.

Durch sterische oder elektrostatische Stabilisation infolge Fließmittelzugabe können die anziehenden Bindungen soweit verringert werden, dass die abstoßend wirkenden Kräfte dominieren. Die Suspension ist dann stabil, und die für SVB erforderlichen Partikelverschiebungen sind möglich.

Absetzen und Aufschwimmen der Gesteinskörnungen

Das Bestreben der Gesteinskörnung, innerhalb des Frischbetons abzusinken oder aufzuschwimmen, wird durch die Gravitation, verbunden mit Dichteunterschieden zwischen der Gesteinskörnung und dem umgebenden Medium, hervorgerufen. Weist die Gesteinskörnung eine höhere Dichte auf, ist sie bestrebt abzusinken, bei geringerer Dichte will sie aufschwimmen. Sedimentation wird durch die Erschütterungswirkung, z. B. infolge von Transport, verstärkt.

Die Sinkgeschwindigkeit v einer Feststoffkugel in einer Newton'schen Flüssigkeit geringerer Dichte kann nach dem Gesetz von Stokes berechnet werden [vgl. Bild 2.9 (a)]:

$$v = \frac{F_E}{3 \cdot \pi \cdot d \cdot \eta} \quad (2.13)$$

mit

d Durchmesser der Kugel

η Viskosität der Suspension

F_E einwirkende Kraft aus Dichteunterschied und Gravitation

$$F_E = V_p \cdot \Delta\rho \cdot g = \frac{\pi \cdot d^3}{6} \cdot \Delta\rho \cdot g \quad (2.14)$$

mit

V_p Kugelvolumen

$\Delta\rho$ Dichteunterschied

Infolge der Gleichgewichtsbedingung entspricht die einwirkende Kraft F_E dem Widerstand $F_{R,dyn}$ ($F_E = F_{R,dyn}$). Damit würden die vergleichsweise schweren Feststoffpartikel absinken und somit eine Sedimentation hervorrufen. Um dies zu verhindern, muss das umgebende Medium eine Mindestfließgrenze τ_0 aufweisen. Die erforderliche Fließgrenze τ_0 ermittelt sich aus dem Gleichgewicht der Kräfte am Partikel. Im statischen Zustand ($v = 0$) wirkt ein Widerstand $F_{R,stat} = F(\tau_0, d)$ der einwirkenden Kraft F_E entgegen [vgl. Bild 2.9 (b)]. Dabei liegen zur Berechnung des Widerstandes $F_{R,stat}$ verschiedene Ansätze vor. Alle Modelle gehen jedoch davon aus, dass für Partikel mit kleinem Durchmesser eine geringere Mindestfließgrenze ausreicht, um das Gleichgewicht zu erfüllen. Die Begründung liegt in der vergleichsweise hohen spezifischen Oberfläche im Gegensatz zu einer Gesteinskörnung mit großem Durchmesser.

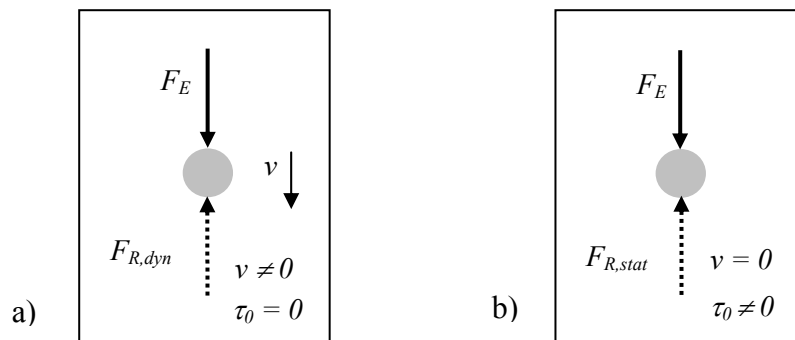


Bild 2.9: Kräftegleichgewicht an der Gesteinskörnung, a) in Newton'scher Flüssigkeit mit der Sinkgeschwindigkeit v ; b) in Suspension mit einer Fließgrenze bei $v = 0$

Der Widerstand $F_{R,stat}$ wird im Allgemeinen entsprechend (2.15) in Abhängigkeit des Partikeldurchmessers und der Fließgrenze angegeben. Unter der Gleichgewichtsbedingung $F_E = F_{R,stat}$ mit F_E nach Gleichung (2.14) kann der Grenzdurchmesser d_{lim} , bei dem der Partikel gerade nicht absinkt, nach Gleichung (2.16) bzw. (2.17) dargestellt werden. In (2.17) ist C ein Parameter, der je nach Berechnungsansatz für $F_{R,stat}$ variiert.

$$F_{R,stat} = F(\tau_0, d) \quad (2.15)$$

$$F_E = \frac{\pi \cdot d^3}{6} \cdot \Delta \rho \cdot g = F(\tau_0, d) = F_{R,stat} \quad (2.16)$$

$$d_{lim} = C \cdot \frac{\tau_0}{\Delta \rho \cdot g} \quad (2.17)$$

Eine übliche Vorgehensweise ist die Berechnung des Widerstandes $F_{R,stat}$ nach Gleichung (2.18).

$$F_{R,stat} = \tau_0 \cdot A_P = \tau_0 \cdot \pi \cdot d^2 / 4 \quad (2.18)$$

Mit der maximalen Querschnittsfläche der Gesteinskörnung A_p ergibt sich C in Gleichung (2.17) demnach zu 1,5.

Von Jossic&Magnin (2001) wurde der Sedimentationswiderstand in Abhängigkeit von der Kornform (rau und glatt) experimentell in einer Carbopol-940-Polymer-Suspension ermittelt. Für sphärische Partikel mit einer glatten Oberfläche ergab sich C zu ca. 10 und für raue Oberflächen C zu ca. 17, was einen höheren Widerstand gegen Sedimentation bedeutet. Beris (1985) fand mit Hilfe eines numerischen Verfahrens C zu ca. 21. Es ist erkennbar, dass die C -Werte untereinander teilweise deutlich voneinander abweichen. Von Bethmont (2003) wurden die Konstanten anhand von Versuchen an Partikeldurchmessern von 5 mm bis 16 mm überprüft. Die Versuche zeigen, dass der Wert C in Abhängigkeit der Partikelgröße schwankt. Dabei wurden für kleinere Partikeldurchmesser größere C -Werte als für große Partikel gefunden, d.h. die Sedimentationsneigung nimmt mit steigendem Partikeldurchmesser überproportional zu.

Im SVB „schweben“ die Gesteinskörner nicht einzeln im Bindemittelleim, sondern nehmen einen Anteil von 60 bis 70 Prozent des Gesamtvolumens ein. Weiterhin weisen die Gesteinskörnungen keine gleichen Partikeldurchmesser auf. Somit verhalten sich die einzelnen Körner in ihrem Sedimentationsverhalten höchst unterschiedlich. Auch besteht eine Interaktion zwischen den einzelnen Gesteinspartikeln. Wie aus Bild 2.10 zu erkennen ist, werden Körnungen mit größerem Durchmesser nicht nur durch den direkt umgebenden Leim, sondern in Abhängigkeit von der Packungsdichte auch von angrenzenden kleineren Partikeln „gestützt“.

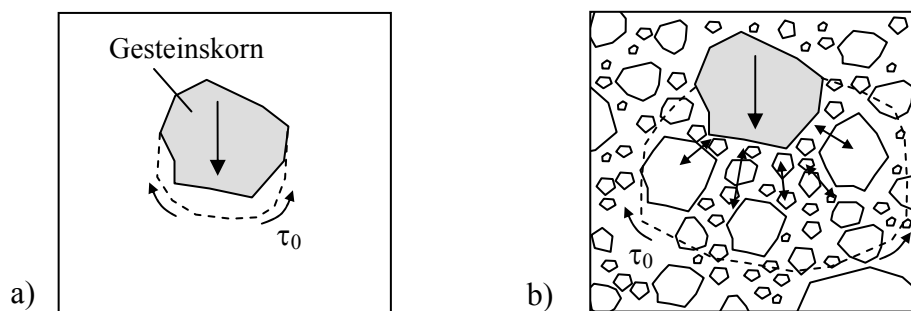


Bild 2.10: Sedimentationsverhalten eines Gesteinskorns in einer homogenen Flüssigkeit (a) versus Selbstverdichtendem Beton (b)

Da sich die Gesteinskörnungen gegenseitig beeinflussen, ist das Risiko einer Entmischung nach de Larrard (1999) insbesondere von der Korngrößenverteilung abhängig. Bei der Optimierung von Sieblinien sollte demnach nicht nur die Packungsdichte beachtet werden, sondern auch das Sedimentationsrisiko bzw. das Sedimentationspotenzial.

Steuerung der Sedimentationsneigung bei Einhaltung von Prüfkenngrößen

Für Selbstverdichtende Betone wird oft davon ausgegangen, dass bei Einhaltung von Grenzwerten für die Trichterauslaufzeit (t_v) und das Setzfließmaß (sm) nach DAfStb-Richtlinie SVB (2003) eine übermäßige Sedimentation vermieden werden kann. Lemmer (2003) gibt beispielsweise ein Zielfenster von $8 \text{ s} \leq t_v \leq 14 \text{ s}$ und $66 \text{ cm} \leq sm \leq 72 \text{ cm}$ an. Da jedoch einerseits viele Selbstverdichtende Betone trotz Einhaltung der Grenzbedingungen entmischen und andererseits viele Betone trotz Über- oder Unterschreitung der Grenzwerte sedimentationsbeständig sind, ist nach Lowke et al. (2003) eine generelle Aussage nicht möglich.

Zur Überprüfung des Sedimentationsverhaltens sind nach DAfStb (2003) Richtlinie-SVB der Auswaschversuch sowie die visuelle Prüfung am aufgeschnittenen Probekörper nach dessen Erhärtung möglich. Die Prüfung der Sedimentationsstabilität mittels Tauchstab nach DAfStb-Richtlinie SVB (2001) liefert sehr unsichere Ergebnisse. Bei der Prüfung der Sedimentationsstabilität mittels Tauchkörper nach Bui et al. (2003) wird ein offener Zylinderring auf den Frischbeton aufgesetzt und dessen Eindringtiefe gemessen.

2.3.5 Entlüftungsverhalten

Während des Mischens sowie beim Einbringen in die Schalung nimmt der Selbstverdichtende Beton ein hohes Luftvolumen auf. Um die gewünschten Luftgehalte im Frischbeton von weniger als 1,0 bis maximal 3,0 Vol.-% im eingebauten Zustand zu erreichen, muss der Beton in der Lage sein, ausreichend selbständig zu entlüften. Entlüftung ist damit eine erwünschte Entmischung.

Die Entlüftung verläuft ähnlich der Sedimentation der Gesteinskörnungen. Die Dichteunterschiede der Medien Luft und Mörtel oder Beton bewirken jedoch nicht ein Absinken, sondern einen Auftrieb. Dabei ist zu bemerken, dass die Dichteunterschiede zwischen Luft und Leim mit $\Delta\rho_{\text{Luft-Leim}} \cong 2,0$ in der Regel höher als zwischen Leim und Gesteinskörnung mit $\Delta\rho_{\text{Leim-GK}} \cong 0,8$ sind.

Die Auftriebsfähigkeit der Luftblasen hängt vor allem von deren Größe sowie den rheologischen Eigenschaften des Leims, Mörtels bzw. Betons ab. Die Fließgrenze τ_0 sowie die plastische Viskosität η_B beeinflussen, ob bzw. wie schnell entsprechende Luftporen im Beton aufsteigen. Eine niedrige Fließgrenze und eine geringe plastische Viskosität wirken dabei günstig. Aus Bild 2.11 ist ersichtlich, dass insbesondere an den Unterseiten der Gesteinskörnungen der Aufstiegsprozess zum Erliegen kommen kann. Die lokale Fließgrenze ist hier sehr hoch. Nach de Larrard (1999) halten vor allem die mittelgroßen Gesteinskörnungen einen hohen Anteil an Luft zurück. Sie besitzen sowohl eine ausreichende Partikelgröße als auch eine hohe spezifische Oberfläche.

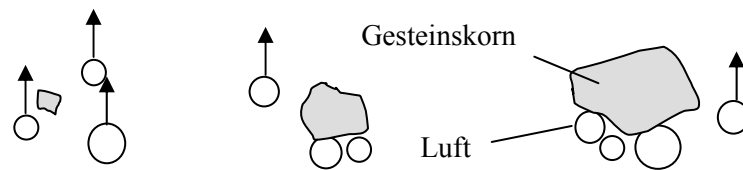


Bild 2.11: Behinderung des Aufstiegs der Luft durch Gesteinskörnungen

Neben den genannten Punkten hat auch die Länge des Weges, die eine Luftpore bis zum Erreichen der Oberfläche zurücklegen muss, einen sehr wichtigen Einfluss auf die Entlüftung. Je weiter der Weg ist, umso wahrscheinlicher ist es, dass der Aufstiegsprozess vorzeitig endet. Dies erfolgt, wie bereits erläutert, entweder durch die Blockade an einem Gesteinskorn oder durch Strukturbildung im Leim infolge chemischer und physikalischer Prozesse (u.a. Bildung von Calciumsulfat, Verflockung) und der damit verbundenen Erhöhung der Fließgrenze.

Bei unzureichender Entlüftungsfähigkeit erfolgt im Frischbeton oftmals ein Zusammenschluss vieler kleiner Luftporen zu größeren Poren insbesondere an der Schalungswand (so genannte Bubble-Holes).

2.3.6 Konsistenzhaltung/Robustheit

Ein entscheidendes Kriterium, insbesondere für die baupraktische Anwendung, ist die Sicherstellung der gewünschten Frischbetoneigenschaften über den notwendigen Verarbeitungszeitraum. Einerseits muss der Beton zum Zeitpunkt seines Einbaus die gewünschte Frischbetonkonsistenz aufweisen, zum anderen soll der in die Schalung bereits eingebaute Beton in der Lage sein, mit dem neu hinzukommenden Beton eine einheitliche Masse zu bilden. Weiterhin muss die Verarbeitbarkeit auch bei veränderten Randbedingungen, wie z. B. der Frischbetontemperatur und bei ungewollten Schwankungen in der Mischungszusammensetzung, insbesondere des Wassergehaltes, noch möglich sein.

Die Konsistenzhaltung bei konstanter Mischungszusammensetzung und gleichen Randbedingungen ist in hohem Maße von der Wirkungsweise des Fließmittels in Verbindung mit dem verwendeten Bindemittel abhängig [Graubner et al. (2006-2)]. Um ein unzulässiges Ansteifen während des Transports zu verhindern, ist gegebenenfalls eine Überdosierung des Fließmittels sinnvoll. Zu beachten ist dabei jedoch die anfänglich höhere Sedimentationsneigung der Mischung.

Bei Schwankungen der Frischbetontemperatur verändert sich nach Höveling&Lohaus (2003) sowie Hauck&Qvaeschning (2000) die Wirkungsweise der verwendeten Fließmittel teilweise sehr stark. Wie aus Bild 2.12 ersichtlich, ist bei höheren Frischbetontemperaturen die Wirksamkeit direkt nach der Fließmittelzugabe in der Regel hoch, die Dauer der Verflüssigung jedoch vergleichsweise kurz. Bei niedrigen

Frischbetontemperaturen wird meist etwas mehr Fließmittel benötigt, um die Ausgangskonsistenz zu erreichen, jedoch verzögert sich das Ansteifen.

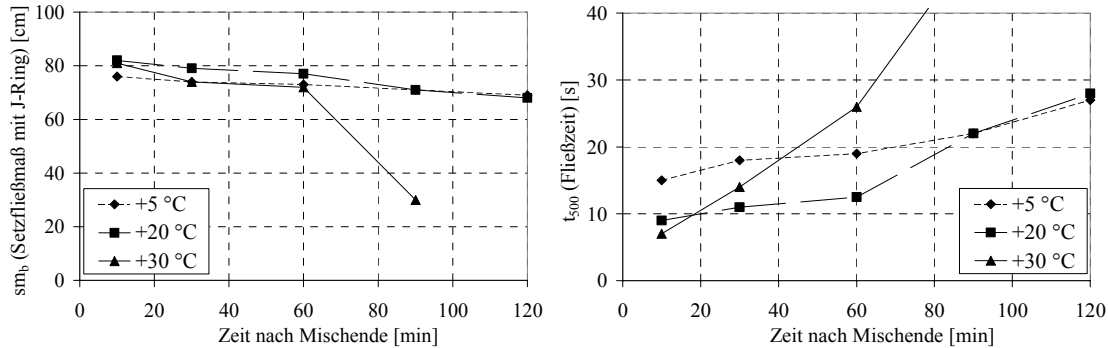


Bild 2.12: Beispiel für den Einfluss der Frischbetontemperatur auf das Setzfließmaß und die Fließzeit von SVB nach Höveling&Lohaus (2003)

Ungewollte Schwankungen in der Mischungszusammensetzung, insbesondere im Wassergehalt, sowie im Wasseranspruch der mehlkornfeinen Bestandteile und des Sandes haben zum Teil erhebliche Auswirkungen auf die Konsistenz des Frischbetons. Bei der Produktion von Selbstverdichtendem Beton ist daher der Einsatz möglichst gleichmäßiger Ausgangsstoffe sowie eine kontinuierliche Messung des Feuchtegehaltes der Gesteinskörnungen, vor allem des Sandes, notwendig. Wie aus Bild 2.13 erkennbar, muss bereits bei einer Abweichung des Wassergehaltes vom Sollwert um ± 5 -10 l/m³ mit dem Verlust der gewünschten Frischbetoneigenschaften gerechnet werden. Geringe Abweichungen in der Gleichmäßigkeit der Ausgangsstoffe und der damit verbundenen Konsistenzänderung können nach Lemmer (2003) durch eine Anpassung der Fließmitteldosierung korrigiert werden.

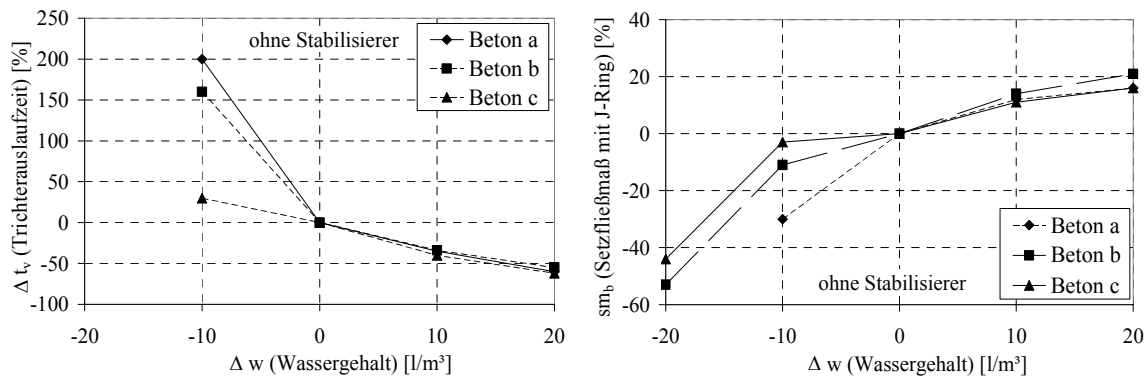


Bild 2.13: Beispiel für den Einfluss der Abweichungen des Wassergehalts auf die Trichterauslaufzeit sowie das Setzfließmaß von SVB nach Lowke&Wiegrink&Schiebl (2003)

2.3.7 Einfluss der Ausgangsstoffe auf die Frischbetoneigenschaften von SVB

2.3.7.1 Zement und Betonzusatzstoffe

Das zur Erzielung der gewünschten Verarbeitbarkeitseigenschaften erforderliche hohe Mehlkornvolumen setzt sich hauptsächlich aus Zementen und Betonzusatzstoffen zusammen. Als Betonzusatzstoff wird in der Regel Steinkohlenflugasche oder Kalksteinmehl verwendet. Weiterhin ist die Zugabe von Hüttensand möglich. Die rheologischen Eigenschaften des Betons werden nach Lemmer (2003) maßgeblich vom Wasserrückhaltevermögen bzw. Wasseranspruch dieser Mehlkornkomponenten beeinflusst. Der Wasseranspruch ist dabei im Wesentlichen von der Mahlfeinheit, der Kornform und dem Sieblinienverlauf der verwendeten Komponenten abhängig, wobei gleichzeitig eine Interaktion mit der Packungsdichte vorliegt (vgl. Kapitel 2.3.7.5). Ein üblicherweise verwendeter Kennwert für den Wasseranspruch von SVB ist der β_p -Wert nach Anhang A, Bild A.4. Ein Kennwert für die Sensibilität gegenüber Schwankungen des Wassergehalts ist das, ebenfalls in Bild A.4 vorgestellte, Steigmaß α_L . In der nachfolgenden Tabelle 2.5 sind übliche Bereiche für β_p und α_L zusammengestellt. Es ist zu erkennen, dass Flugaschen oftmals einen sehr geringen Wasseranspruch aufweisen, gleichzeitig aber sehr sensibel auf Schwankungen des Wassergehalts reagieren.

	Zemente	Flugaschen	Kalksteinmehle	Hüttensande
β_p	0,95 – 1,30	0,55 – 0,80	0,65 – 1,40	0,95 – 1,20
α_L	0,045 – 0,100	0,020-0,065	0,025 – 0,10	0,055- 0,100

Tabelle 2.5: übliche β_p - und α_L -Werte für Zemente und Betonzusatzstoffe

Das rheologische Verhalten kann ebenfalls durch den Einsatz von Silikastaub beeinflusst werden. Silikastaub hat eine sehr hohe spezifische Oberfläche und dadurch einen extrem hohen Wasseranspruch. Zwickelräume im Kornhaufwerk des Betons können jedoch gut ausgefüllt werden. Der Einsatz geringer Mengen Silikastaub senkt daher nach Wallevik (2002) sowohl die plastische Viskosität η_B als auch die Fließgrenze τ_0 von SVB. In Bild 2.14 ist zu erkennen, dass jedoch mit zunehmender Dosierung die Fließgrenze sehr stark ansteigt.

2.3.7.2 Wassergehalt

Der Wassergehalt beeinflusst die rheologischen Eigenschaften von SVB grundlegend. Dies ist beim Mischungsentwurf zu berücksichtigen. Ein Beton wird erst fließfähig, wenn das gesamte Lückenvolumen mit Wasser gefüllt ist, wobei die einzelnen Partikel einen gewissen Abstand voneinander aufweisen müssen. Genaue Erläuterungen dazu enthält Abschnitt 2.3.7.5. Aus Bild 2.14 wird erkennbar, dass bei zunehmendem Wassergehalt sowohl die Viskosität als auch die Fließgrenze absinken.

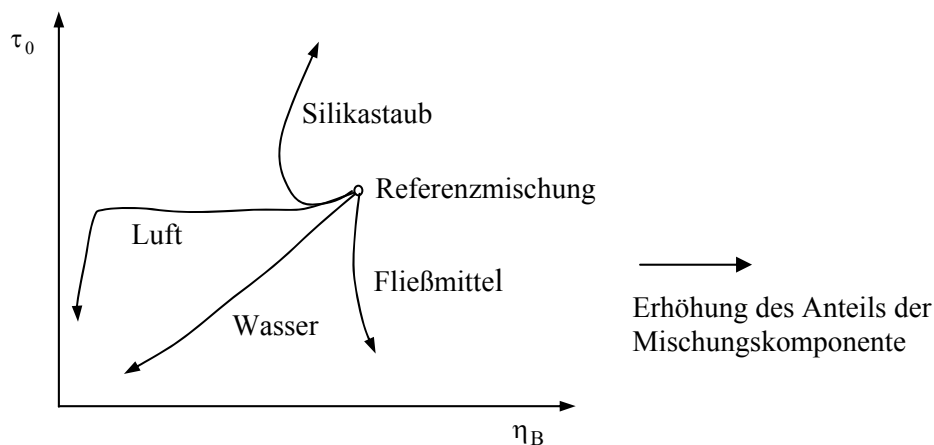


Bild 2.14: Einfluss ausgewählter Mischungskomponenten auf die plastische Viskosität und die Fließgrenze von SVB nach Wallevik (2002)

Der Wassergehalt wird oftmals über das Wasser-Mehlkorn-Verhältnis (w/m) charakterisiert. Letzteres ist massebezogen und bietet daher nur bedingt Rückschlüsse auf die Volumenverteilungen im Beton. Ein Vorteil liegt jedoch in der Anschaulichkeit für den Praktiker. Die üblichen w/m -Werte liegen zwischen $w/m = 0,3$ bis $0,35$. Nach Graubner et al. (2001) und Jacobs (2001) geht die Entwicklung bei SVB eher in Richtung höherer w/m -Werte von $0,37$ bis $0,42$ und darüber hinaus. Die Erhöhung des w/m -Wertes bewirkt eine Reduzierung des erforderlichen Mehlkornanteils bei Verringerung der Viskosität. Gleichzeitig kann die Gefahr von Entmischungen zunehmen.

2.3.7.3 Betonzusatzmittel

Die hohe Fließfähigkeit von SVB wird durch die Zugabe von Fließmitteln erzielt. Im Allgemeinen erfolgt die Verwendung von Hochleistungsfließmitteln auf Basis von Polycarboxylaten. Nach Plank et al. (2003) wurden seit 1981 verschiedene Modifikationen dieser Fließmittel eingesetzt. Nach Hauck&Qvaeschning (2000) setzen sich neuartige Fließmittel aus Polycarboxylat-Hauptketten verschiedener Längen sowie Polyether-Seitenketten zusammen, welche ebenfalls in ihrer Länge variieren (vgl. Bild 2.15).

Im Gegensatz zu den Verflüssigern früherer Generationen (Polykondensat-Fließmittel, wie z. B. Melamin-Formaldehyd-Copolymere) entfalten die Polycarboxylate nicht hauptsächlich durch elektrostatische Abstoßung (negative Oberflächenladung) der mit adsorbierten Fließmittelmolekülen bedeckten Zementoberfläche ihre Wirkung. Im Unterschied zu den Polykondensat-Verflüssigern wurde nach Plank et al. (2003) sogar eine Verschiebung der Oberflächenladung in positiver Richtung gemessen.

Die verflüssigende Wirkung der Polycarboxylate erfolgt hauptsächlich durch die sterischen Effekte der Seitenketten, womit Verflokkungen der Zementpartikel verhindert werden. In Abschnitt 2.3.8 wird die sterische Wirkungsweise im Zusammenhang mit der

DLVO-Theorie näher erläutert. Die Länge der Seitenketten wird durch den pH-Wert beeinflusst. Erst im alkalischen Milieu erfolgt eine Streckung der gekrümmten Seitenketten.

Die negativ geladenen Carboxylgruppen werden von den positiv geladenen C_3A -Bestandteilen auf der Partikeloberfläche adsorbiert. Ebenfalls erfolgt nach Plank et al. (2003) eine signifikante Adsorption durch frühere Mineralphasen, insbesondere Ettringit, wodurch die Wirkung der Fließmittel stark beeinflusst werden kann. Bei gleichzeitiger Anwesenheit mehrerer Zusatzmittel adsorbieren die Polymere/Moleküle mit höherer Ladungsdichte zuerst, wodurch ein Wirkungsverlust eines Fließmittels durch Verwendung eines weiteren Zusatzmittels möglich ist. Neben der chemischen Zusammensetzung hängt die Adsorptionsneigung nach Yamade et al. (1999) signifikant von der Partikeloberfläche und der Temperatur ab, wobei die Adsorptionsneigung durch eine größere Mahlfeinheit und eine höhere Temperatur verstärkt wird.

Nach dem Mischvorgang sind nach Plank et al. (2003) 20-80 Prozent der Polycarboxylate adsorbiert. Das restliche in Lösung befindliche Fließmittel wird im weiteren Verlauf (bis über zwei Stunden) sukzessive adsorbiert, und die Konzentration im Porenwasser nimmt stetig ab. Aufgrund dieser verzögerten Adsorption beruht vermutlich die vergleichsweise lang anhaltende Fließwirkung der Polycarboxylate.

Die Steuerung der Verflüssigungsdauer erfolgt über die Länge der Haupt- und Seitenketten. Nach Plank et al. (2003) werden für Fertigteilanwendungen Polymere mit kurzer Hauptkette und langen Seitenketten (kurze Verarbeitbarkeitszeit) bevorzugt eingesetzt, dagegen bei Transportbetonanwendungen längere Hauptketten mit kleineren Seitenketten (Fließwirkung über 2 Stunden).

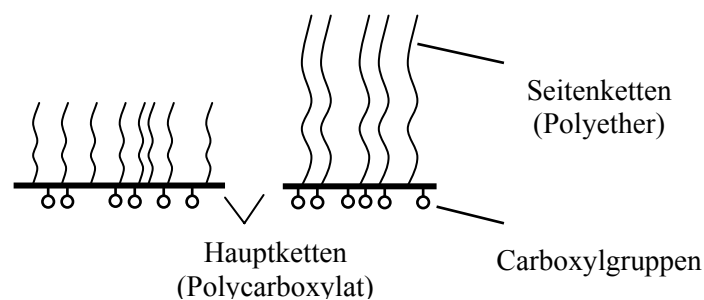


Bild 2.15: Prinzipieller Aufbau der Fließmittel auf Polycarboxylatether-Basis (PCE) nach Hauck&Qvaeschning (2000)

Die Art und Menge des Fließmittels im Beton muss im Zusammenhang mit dem Wassergehalt in der Weise abgestimmt werden, dass der Beton sowohl eine hohe Fließfähigkeit aufweist, als auch einen hohen Widerstand gegen Entmischen besitzt.

Um die Gefahr von Entmischungen, wie Bluten und Sedimentieren, zu begrenzen, können nach Reinhardt et al. (2001) dem SVB so genannte Stabilisierer zugegeben werden. Weiterhin ist durch deren Verwendung eine Erhöhung des Wasser-Mehlkorn-Verhältnisses V_w / V_m und damit eine Reduzierung des Mehlkorngehaltes möglich. Stabilisierer bewirken generell die Bindung von freiem Wasser. Unterschieden werden organische und anorganische Stabilisierer. Die anorganischen Stabilisierer, wie z. B. Silikastaub, Quarzmehl, synthetische Kieselsäure, binden das Wasser aufgrund ihrer großen Oberfläche, füllen das Zwickelvolumen in der Bindemittelmatrix aus und wirken wie ein Schmiermittel. Demgegenüber binden organische Stabilisierer aufgrund ihrer langen Molekülketten das Wasser über netzartige Strukturen ein. Das gebildete Gel erhöht den Zusammenhalt des Betons bei Aufrechterhaltung einer geringen inneren Reibung. Werden Stabilisierer von den Partikeln adsorbiert, erhöht sich sowohl die Fließgrenze als auch die plastische Viskosität. Ohne Adsorption beschränkt sich die Wirkung weitestgehend auf die Viskosität.

2.3.7.4 Gesteinskörnung

Bezüglich der Korngröße wird generell zwischen feiner Gesteinskörnung bzw. Sand und grober Gesteinskörnung bzw. Kies oder Splitt unterschieden. Der Abgrenzungsdurchmesser liegt je nach Veröffentlichung bei 2 mm oder 4 mm. In den Abschnitten 2.3.3 und 2.3.4 erfolgte die grundlegende Darstellung der Auswirkungen auf das Blockier- und Sedimentationsverhalten. Im Abschnitt 2.3.7.5 wird der Einfluss der Korngröße und der Korngrößenverteilungen auf die Packungsdichte eines Kornaufwerks erläutert.

Umfangreiche Untersuchungen zum Einfluss der Gesteinskörnungen auf die Frischbetoneigenschaften von SVB wurden von Graubner&Proske (2003), (2004) und Proske&Graubner (2005) durchgeführt. Es zeigte sich, dass bei Verwendung einer Korngrößenverteilung mit größerem Größtkorndurchmesser ein signifikant geringerer Leim- und Fließmittelgehalt erforderlich ist, um die gewünschten Fließeigenschaften sicherzustellen (vgl. Bild 2.16). Die Ursache liegt in der größeren Packungsdichte der Gesteinskörnungen bei Steigerung des Größtkorndurchmessers. Allerdings muss das erhöhte Blockierisiko bei großen Körnungen beachtet werden. Als weiterer Einflussparameter erwies sich die Kornform der Gesteinskörnungen, wobei gedrungene und gerundete Formen die Fließeigenschaften verbessern. Auch nach Wallevik (2002) wird eine stetige Sieblinie der Gesteinskörnungen als günstig bewertet, da diese eine hohe Packungsdichte ermöglicht.

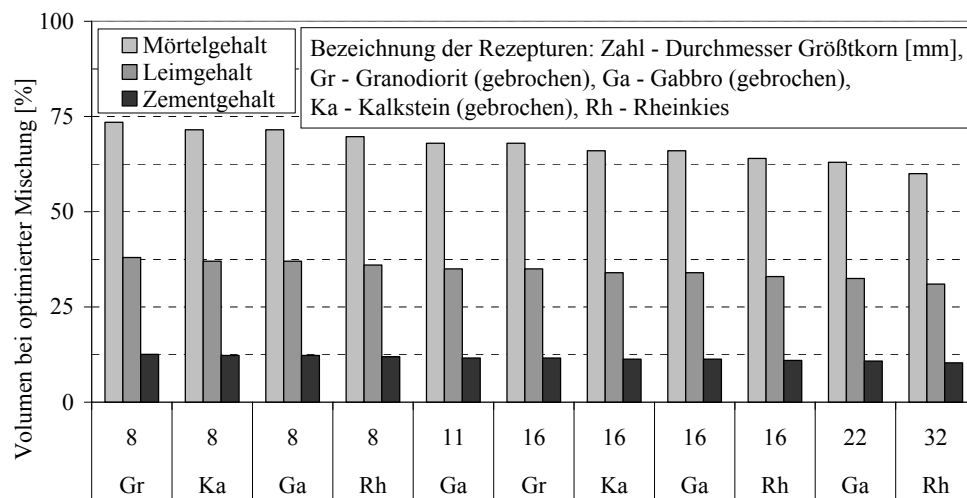


Bild 2.16: Einfluss der groben Gesteinskörnungen auf den erforderlichen Leim- und Mörtelgehalt von SVB nach Graubner&Proske (2004)

Die verschiedenen Mischungskonzepte geben unterschiedliche Angaben zur optimalen Korngrößenverteilung. Nach Billberg (1999) muss beispielsweise vor der Festlegung des Anteils an feiner und grober Gesteinskörnung der jeweils minimal notwendige Leimgehalt bestimmt werden. Unterschieden wird zwischen dem erforderlichen Leimvolumen einerseits zur Ausfüllung des Porenraums und andererseits zur Verhinderung des Blockierens. In Bild 2.17 ist zu erkennen, dass bei einer Zunahme des Anteils an grober Gesteinskörnung der Mindestleimgehalt für das Blockierkriterium kontinuierlich ansteigt. Demgegenüber erreicht der erforderliche Mindestleimgehalt für das Kriterium des Porenvolumens ein lokales Minimum.

Bei der Wahl des Gesteinstyps ist dessen Wasseraufnahme zu berücksichtigen. Stark saugende Materialien sollten nicht oder nur im vorgehängten Zustand eingesetzt werden, da sonst die Fließfähigkeit des Betons schnell nachlässt.

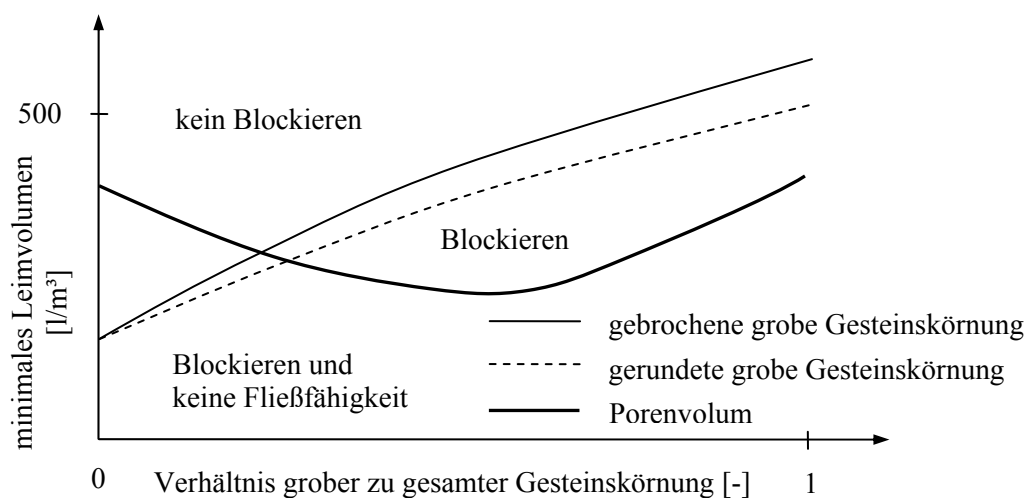


Bild 2.17: Bestimmung des minimalen Leimvolumens nach Billberg (1999)

Nach Haist&Müller (2005) können bei der Verwendung von leichten Gesteinskörnungen die rheologischen Eigenschaften durch Adsorption von Leimbestandteilen durch eine Änderung des Druckzustandes, z. B. durch den Pumpvorgang, signifikant beeinflusst werden. Da auch in Schalungen eine Veränderung des Druckzustandes vorliegt, ist ein signifikanter Einfluss der Adsorptionsneigung der Gesteinskörnungen auf den Frischbetondruck zu vermuten.

2.3.7.5 Einfluss der Packungsdichte

Die Packungsdichte eines Stoffes ist als dessen bezogenes Volumen Φ definiert, welches in einem Gesamtvolumen enthalten ist. Die Porosität oder der Haufwerksporenraum Π und die Packungsdichte sind direkt voneinander abhängig:

$$\Pi = 1 - \Phi \quad (2.19)$$

Die Packungsdichte von Gesteinskörnungen ist nach Grübl et al. (2001) und Larrard (1999) von hoher Relevanz für die Betontechnologie. Sie beeinflusst in hohem Grade die rheologischen Eigenschaften.

Zum einfachen Verständnis des Systems Frischbeton wurden in der Vergangenheit verschiedene Modellvorstellungen entwickelt. Bild 2.18 zeigt die gängigsten Modelle, mit denen gezeigt werden kann, welche Bedingungen erfüllt sein müssen, damit ein granulares Gemisch verarbeitbar ist.

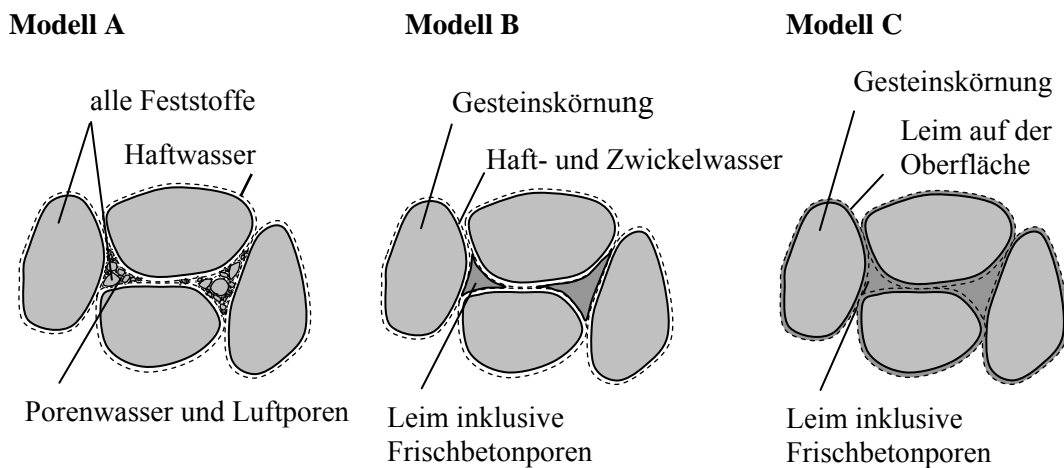


Bild 2.18: Verschiedene Modelle zur Beschreibung der Frischbetonstruktur

Bei Modell A nach de Larrard (1999) muss die Oberfläche aller Feststoffpartikel mit Wasser benetzt und der Haufwerksporenraum aller Feststoffe vollständig mit Wasser gefüllt sein. Demgegenüber fordert Modell B nach Marquardt (2002) die Benetzung lediglich der Oberfläche der Gesteinskörnung mit Wasser und weiterhin die Füllung des Haufwerksporenraumes der Gesteinskörnung mit Leim (Wasser, Mehlkornanteile der Feststoffe und Luft). Entsprechend Modell C nach Plagemann (1962) muss sowohl die

Benetzung der Gesteinskörnungsoberfläche als auch die Ausfüllung des Haufwerksporenraumes der Gesteinskörnung mit Leim erfolgen.

Allen Vorstellungen ist gemein, dass das minimale Wasser- bzw. Leimvolumen in Modell A bis C bei größter Packungsdichte der festen Phase erreicht wird. Hier hat der Beton jedoch eine unendlich hohe Fließgrenze und ist demnach nicht verarbeitbar. Um eine wirtschaftliche Verarbeitbarkeit sicherzustellen bzw. ein Fließen des Betons, wie beim SVB erwünscht, zu ermöglichen, müssen die Feststoffe lockerer gepackt sein. Das entsprechend größere Lückenvolumen wird mit der flüssigen Phase ausgefüllt. Der Wassergehalt bzw. Leimgehalt, bei der eine Verarbeitung gerade möglich ist, kann auch als Sättigungspunkt oder Wasseranspruch bezeichnet werden. Die flüssige Phase bildet eine schmierende Schicht um die Feststoffpartikel. Durch die Vergrößerung der Schichtdicke wird das Gemisch bzw. der Beton besser verarbeitbar.

Die Steuerung der Fließeigenschaften des Betons kann über die rheologischen Eigenschaften sowie das Volumen der flüssigen Phase erfolgen. Es ist weiterhin zu bemerken, dass je nach Einbauart, wie z. B. Walzen, Rütteln, selbstverdichtend, ein unterschiedlicher Packungszustand der Feststoffe erreicht wird und die Korngrößenverteilung entsprechend anzupassen ist.

Damit der erforderliche Wasser- bzw. Leimgehalt minimiert werden kann, ist beim Entwurf von Betonmischungen insbesondere ein geringer Haufwerksporenraum der Gesteinskörnungen anzustreben. Der Haufwerksporenraum eines granularen Gemischs wird im Wesentlichen von seiner Korngrößenverteilung beeinflusst. In der Vergangenheit versuchte man, allgemeingültige Idealsieblinien zu entwickeln. Festzustellen ist, dass eine Sieblinie nur unter Beachtung der spezifischen Anforderungen an die Frisch- und Festbetoneigenschaften, insbesondere die Verarbeitbarkeit, optimiert werden kann. Bei der praktischen Anwendung sind zusätzlich weitere Randbedingungen, wie z. B. die regionale Verfügbarkeit der Gesteinsvorkommen, in Betracht zu ziehen.

Auf Grundlage der Untersuchungen von Fuller&Thompson (1907) wurde die allgemein bekannte und durch Gleichung (2.20) beschriebene Korngrößenverteilung abgeleitet.

$$S(d_p) = 100 \cdot \left(\frac{d_p}{D_p} \right)^f \quad (2.20)$$

mit

D_p Größtkorndurchmesser des Partikelgemischs

d_p betrachteter Partikeldurchmesser

$S(d_p)$ prozentualer Siebdurchgang aller Partikel durch das Sieb mit der Siebweite d_p

f beträgt je nach Packungsprozess und Partikelform 0,3 bis 0,5

Nach de Larrard (1999) haben die Anzahl n der verwendeten Kornklassen, der Verdichtungsindex K , die virtuelle Packungsdichte der Kornklassen β_i und das Verhältnis von kleinstem zu größtem Korndurchmesser einen Einfluss auf die maximale Packungsdichte.

Bei der Mischung mit optimaler Packungsdichte sind die feinste und die größte Kornklasse überproportional vertreten. Das lässt sich damit begründen, dass die feinste Klasse keinen Lockerungs-Effekt erfährt und die größte Fraktion keinem Wand-Effekt durch größere Körner ausgesetzt ist (Wand- und Lockerungseffekt sind Partikelinteraktionseffekte, vgl. Bild 2.19.). Ebenso hat der Verdichtungsindex K ($0 \leq K \leq \infty$) einen großen Einfluss auf die optimale Körngrößenverteilung. Für den maximal möglichen (virtuellen) Packungszustand gilt $K = \infty$. In einem weniger dichten Zustand treten im Korngefüge größere Haufwerksporen als in einem dichteren Zustand auf. Folglich wird im weniger dichten Haufwerk mehr feines Material zum „Auffüllen“ der Poren benötigt. Dies zeigt wiederum, dass es keine universelle Idealsieblinie geben kann.

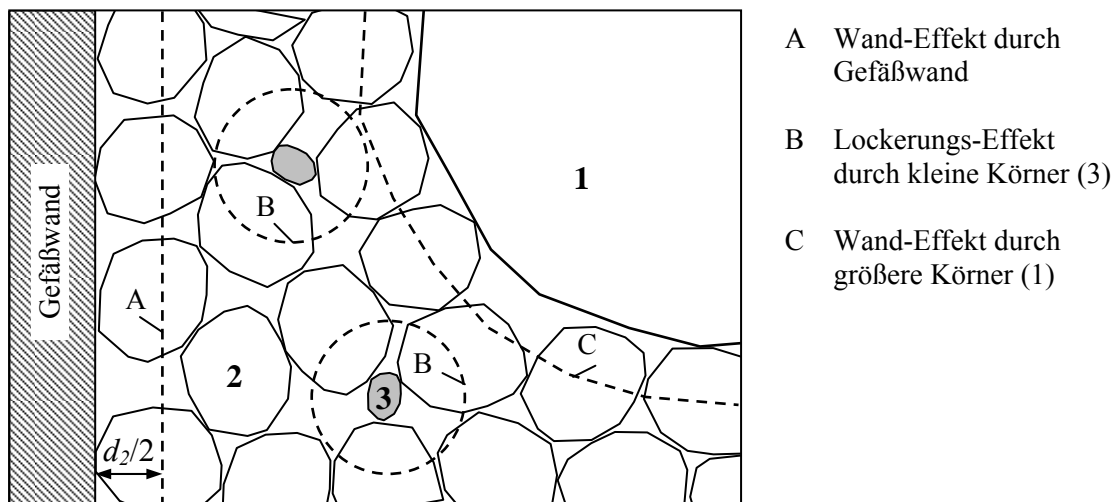


Bild 2.19: Wand- und Lockerungseffekte am Beispiel einer Mischung aus 3 Kornklassen bei Dominanz der mittleren Kornklasse

Für reale Mischungen mit einer unendlich großen Anzahl an Kornfraktionen beträgt nach Larrard (1999) die minimale tatsächliche Porosität granularer Mischungen Π_{min} :

$$\Pi_{min} \rightarrow e^{(-\beta_i K)} \text{ für } n \rightarrow +\infty \quad (2.21)$$

Das heißt, die Porosität kann einen absoluten Grenzwert erreichen, der lediglich von K und β abhängt und nur für einen unendlich großen Verdichtungsindex K zu null wird.

2.3.8 Interpartikulare Wechselwirkungen im Frischbeton

Auf die Partikel einer Suspension, die prinzipiell auch der Frischbeton darstellt, wirken Kräfte aus Gravitation sowie interpartikulare Kräfte. Je nach Partikelgröße wirken diese Kräfte jedoch in unterschiedlichem Verhältnis.

Gesteinskörnungen für Betone weisen überwiegend einen Partikeldurchmesser größer 0,125 mm auf. Daher beeinflussen sie sich gegenseitig lediglich in ihrer räumlichen Anordnung, jedoch kaum durch interpartikulare Kräfte. Beispielsweise würde nach der Zugabe von Gesteinskörnungen in einen Wasserbehälter infolge der Gravitation sofortige Entmischung auftreten, d.h. die Gesteinskörnung würde absinken. Bei Partikelgrößen von wenigen μm , wie sie im Zement und zum Teil in den Betonzusatzstoffen vorkommen, nehmen nach Overbeck (1984) die interpartikularen Kräfte verhältnismäßig stark zu und überwiegen bei einer Partikelgröße von weniger als 1 μm . Mit diesen Teilchen der Größe zwischen 1 μm und 1nm beschäftigt sich die Kolloidwissenschaft.

Die Kräfte zwischen den Partikeln in einer Suspension können anziehend oder abstoßend sein. Eine Suspension wird nach Israelachvili (1997) als dispergiert bezeichnet, wenn die abstoßenden Kräfte dominieren, sie ist verflokt oder kumuliert, wenn die anziehenden Kräfte überwiegen.

Die DLVO-Theorie

Der Bindemittelleim kann, wie bereits erwähnt, als kolloide Suspension betrachtet werden. Mittels der DLVO-Theorie (benannt nach Derjaguin, Landau, Verwey, Overbeck) ist die Interaktion zwischen den Partikeln anschaulich darstellbar. Die Energie zwischen zwei Partikeln resultiert danach aus der repulsiven elektrostatischen Energie (E_R) und der Energie, die aus den anziehenden van-der-Waals Kräften (E_A) hervorgerufen wird. Die Interaktionsenergie E_{tot} ergibt sich entsprechend nach Gleichung (2.22).

$$E_{tot} = E_R + E_A \quad (2.22)$$

Die van-der-Waals-Kraft

Die van-der-Waals-Kraft ist eine sehr schwache, stets anziehende Kraft. Sie entsteht infolge elektrostatischer Interaktion zwischen zwei Molekülen mit permanenten Dipolen, oder zwei nicht polaren Molekülen infolge kurzfristiger Unterschiede in der Elektronendichte. Nach Zhang (2001) werden die unterschiedlichen Elektronendichten durch momentane Abweichungen der Elektronen von der Normallage und dem dadurch resultierenden momentanen Dipolmoment hervorgerufen. Nach Hamaker (1937) kann für zwei kugelförmige Partikel die Anziehungsenergie E_A berechnet werden.

Die elektrostatische Interaktion

Die meisten Substanzen erhalten eine Oberflächenladung, wenn sie mit einem polaren Medium in Berührung gebracht werden (z. B. mit Wasser). Diese elektrische Ladung

bewirkt eine gerichtete Anordnung der im benachbarten Medium befindlichen Ionen. Entgegengesetzt geladene Ionen werden von der Partikeloberfläche angezogen und gleichartig geladene Teilchen abgestoßen. Dies führt zur Ausbildung einer elektrischen Doppelschicht und damit zu elektrostatisch abstoßenden Kräften zwischen den Partikeloberflächen. Die Doppelschicht kann in zwei Bereiche unterteilt werden, eine schmale innere, starre Schicht (Stern-Schicht), bestehend aus entgegengesetzt geladenen Ionen und eine zweite, breitere diffuse Schicht. In der diffusen Schicht, mit der effektiven Dicke $1/\kappa$, nimmt die Anzahl entgegengesetzt geladener Teilchen mit zunehmendem Abstand von der Oberfläche ab.

Aus Bild 2.20 ist abzulesen, dass das Energiepotential ψ von der Partikeloberfläche ψ_0 über die Stern-Schicht ψ_d zur diffusen Schicht $\psi=0$ hin abnimmt. Das Oberflächenpotential wird wesentlich von dem pH-Wert und der Ionenkonzentration der Lösung beeinflusst.

Das Energiepotential E_R zweier gleichartiger Partikel mit selbem Potential kann nach Israelachvili (1997) berechnet werden. Ein wichtiger Eingangsparameter bildet hierbei das Stern-Potential ψ_d . Es kann abgeschätzt werden, indem nach Anlegen eines elektrischen Feldes die Partikelbewegung gemessen wird. Das somit bestimmte Potential an der Schergrenze zwischen der geladenen Oberfläche und der Lösung wird Zeta-Potential bezeichnet (ζ). Es ist generell kleiner als ψ_d , wobei jedoch nach Zhang (2001) bei lyophoben (unlöslichen) Oberflächen die Differenz nur sehr gering ist.

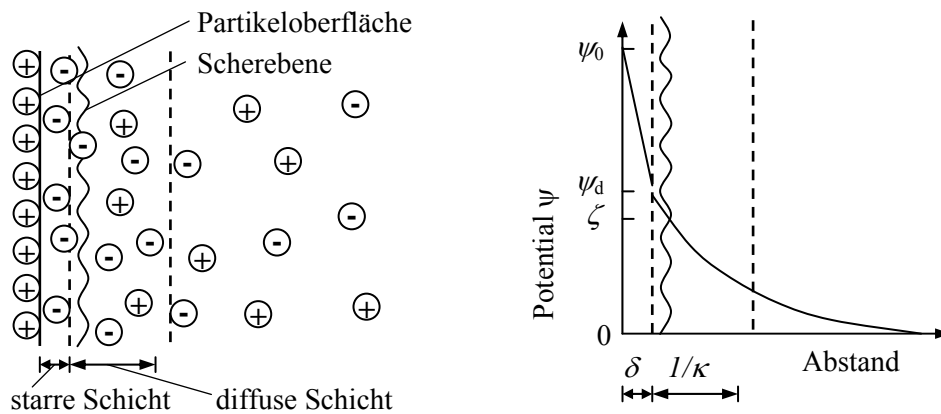


Bild 2.20: Elektrische Doppelschicht an der Partikeloberfläche

Die Energiepotentialkurve

Der prinzipielle Verlauf der Interaktionsenergie infolge anziehender van-der-Waals-Kraft und abstoßender elektrostatischer Kraft in Abhängigkeit vom Partikelabstand nach Gleichung (2.22) ist in Bild 2.21 dargestellt.

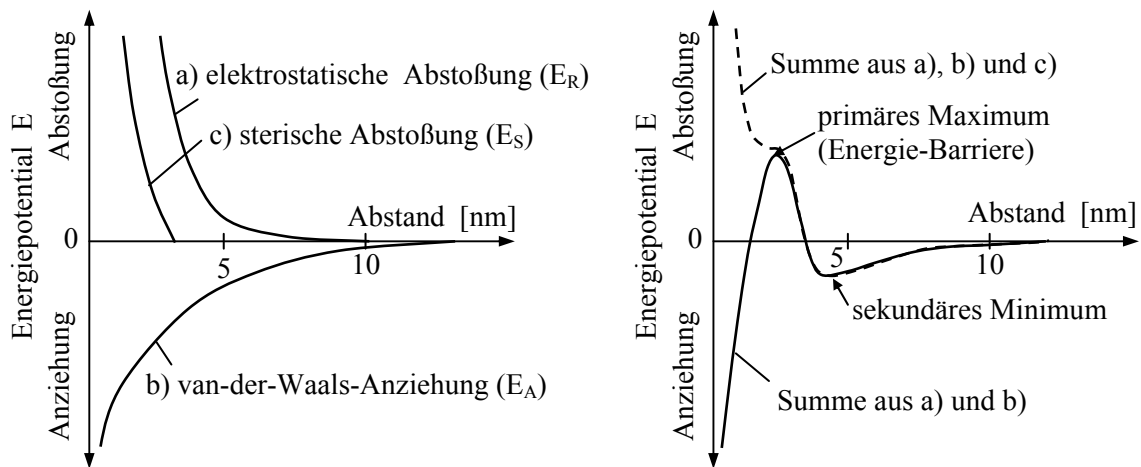


Bild 2.21: Mögliche Energiepotentialkurven für Partikel in einer kolloiden Suspension mit sterischer Wirkung

Bei großem Partikelabstand tendiert die Interaktionsenergie gegen null. Infolge des unterschiedlichen Verlaufes der Energiekurven von van-der-Waals und elektrostatischer Kraft können je nach Partikelabstand entweder die anziehenden oder die abstoßenden Kräfte überwiegen. In Abhängigkeit von der Ionenkonzentration bilden sich ein primäres und sekundäres Minimum sowie ein primäres Maximum, die so genannte Energie-Barriere. Damit Partikel in einer stabilen kolloiden Suspension nicht verflocken, müssen sie auf Abstand gehalten werden. Befinden sich die Partikel im zweiten Minimum, überwiegen leicht die anziehenden Kräfte. Der Partikelabstand ist jedoch relativ groß, so dass die Suspension als stabil gelten kann. Um den Partikelabstand weiter verringern zu können, muss zunächst die Energie-Barriere des ersten Maximums durchbrochen werden. Ist dies erreicht, z. B. durch aufgezwungenes Zusammenstoßen der Partikel, nähern sich die Partikel bis auf den geringsten Abstand im ersten Minimum und die Partikel verflocken. Eine Suspension ist umso stabiler, je größer die zu überwindende Energie-Barriere ist. Günstig wirkt dabei eine hohe Oberflächenladung der Partikel.

Die Stabilität einer Suspension (Fließfähigkeit) lässt sich durch eine sterische Wirkung erhöhen. Dazu können beispielsweise Makromoleküle mit langen Seitenketten an die Partikeloberfläche angelagert werden. Die Seitenketten verhindern eine räumliche Annäherung der Partikel durch einen mechanischen Widerstand, der aus der Verformungsbehinderung hervorgerufen wird. In der DLVO-Theorie nach Gleichung (2.23) kann der sterische Widerstand über die additive Größe (E_S) berücksichtigt werden.

$$E_{tot} = E_R + E_A + E_S \quad (2.23)$$

Wie aus Bild 2.21 ersichtlich, wird durch die sterische Wirkung verhindert, dass die Partikel ins erste Minimum übergehen und verflocken.

2.3.9 Ansteifen und Erstarren von Frischbeton

2.3.9.1 Allgemeines

Der Beton durchläuft nach Wierig&Gollasch (1982) von der Herstellung bis zum Erreichen seiner endgültigen Gebrauchseigenschaften verschiedene Phasen. Zunächst erfolgt durch das Mischen die Herstellung des Frischbetons. In Abhängigkeit des Mischungsverhältnisses und der Eigenschaften der Ausgangsstoffe weist der Frischbeton eine bestimmte Konsistenz bzw. rheologische Eigenschaft auf, welche insbesondere bei fließfähigen Betonen gut durch die Viskosität und die Fließgrenze charakterisiert werden kann. Die Konsistenz bestimmt im Wesentlichen die Verarbeitbarkeit des Frischbetons.

Die unmittelbar nach dem Mischen einsetzende Hydratation bzw. die Reaktion zwischen Zement und Wasser führt nach Gröbl et al. (2001) kontinuierlich über Ansteifen und Erstarren zum Erhärten des Betons, wobei die Übergänge fließend sind. Wierig&Gollasch (1982) definieren das Ansteifen als Konsistenzveränderung bei weichen Betonen. Dagegen weisen trockene bzw. steife Betone der Konsistenzklasse F1 sofort nach dem Mischen eine Druckfestigkeit (Gründruckfestigkeit) auf, welche nach Gröbl et al. (2001) insbesondere durch den Einbauprozess (Verdichtungsintensität) beeinflusst wird.

An das Ansteifen schließt sich die Phase des Erstarrens an. Hier ist der Beton nicht mehr verarbeitbar, weist nach Wierig&Gollasch (1982) jedoch auch noch keine messbare Druckfestigkeit auf. Diese Definition steht im Widerspruch zu verschiedenen Verfahren zur Bestimmung der Erstarrungszeiten, bei denen bereits in der Erstarrungszeit eine gewisse Festigkeit vorliegt.

Die Erhärtungsphase beginnt nach dem Erreichen des Erstarrungsendes. Nach klassischer Betontechnologie erfolgt zum Zeitpunkt des Erstarrungsendes der Übergang von Frischbeton zum Festbeton [Wierig&Gollasch (1982)]. Als junger Beton wird nach Gröbl et al. (2001) der Beton in der Phase zwischen Erstarrungsbeginn und Erhärtung bezeichnet. Demgegenüber liegt nach Wierig&Gollasch (1982) junger Beton zwischen dem Erstarrungsende und dem Zeitpunkt des Maximums der Erhärtungsgeschwindigkeit vor.

Es ist festzustellen, dass bisher keine allgemeingültigen Definitionen und Abgrenzungskriterien zur Beschreibung der Phasen des Ansteifens, Erstarrens und Erhärtens existieren.

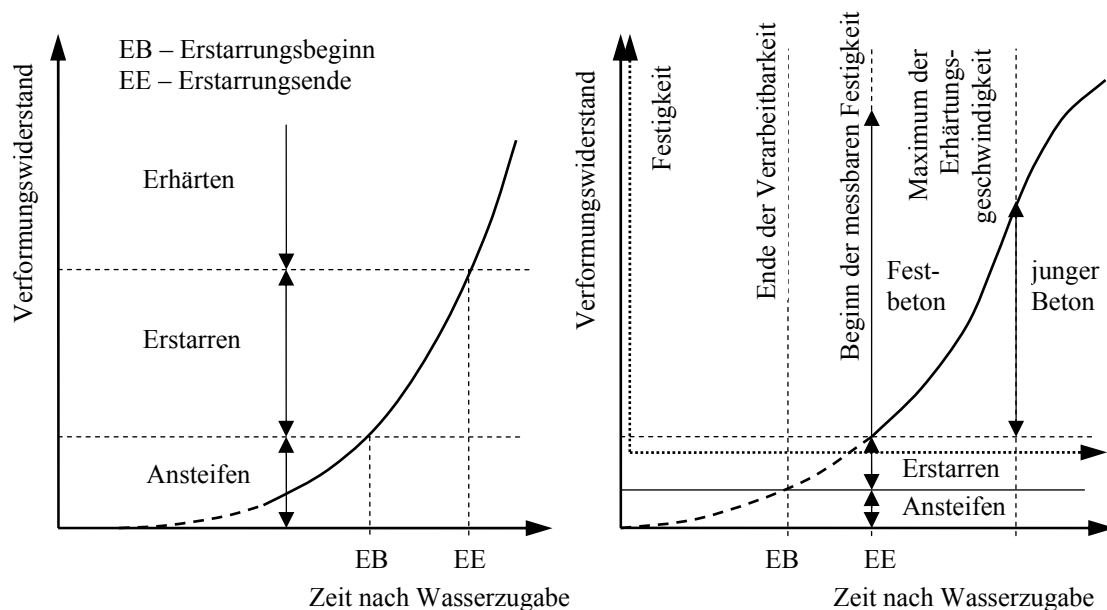


Bild 2.22: links: Schematische Darstellung von Ansteifen, Erstarren und Erhärten von Zementleim nach Grübl et al. (2001)
rechts: Terminologie der Reaktionsphasen des Betons nach Wierig&Gollasch (1982)

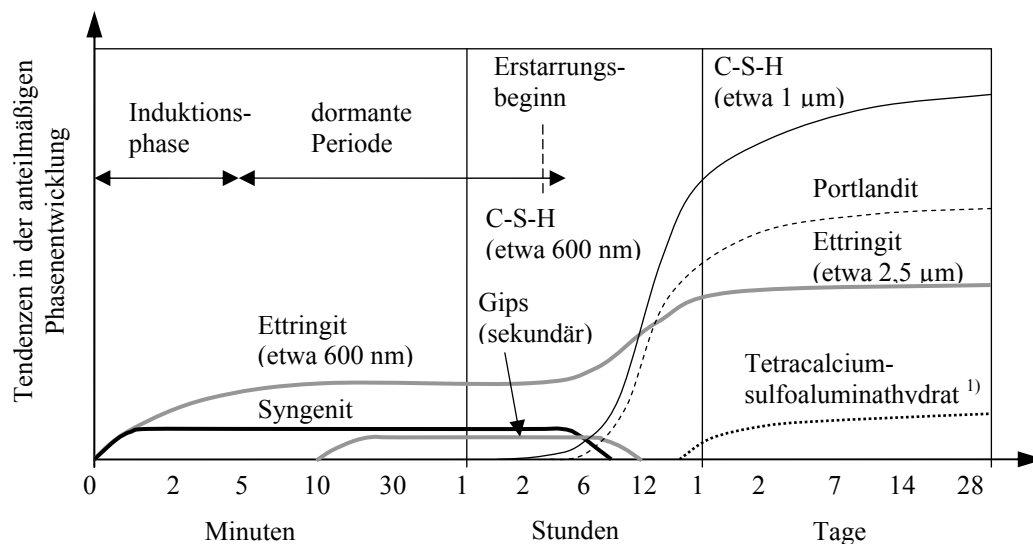
2.3.9.2 Hydratationsvorgänge

Die Hydratation von Portlandzement ist ein sehr komplexer Vorgang und ist nach Stark (1998) von den Charakteristika der chemischen Phasen (Stoffeigenschaften) sowie von den Umgebungsbedingungen abhängig. Der zeitliche Verlauf der Hydratation von Portlandzement lässt sich in fünf Stadien einteilen, die in Tabelle 2.6 zusammenfassend dargestellt sind. Das Ansteifen findet in der Induktionsphase und der dormanten Periode statt, das Erstarren beginnt noch im so genannten Ruhestadium und endet am Beginn des Beschleunigungsstadiums. Die chemischen Reaktionen in diesen Phasen, die hinsichtlich des Frischbetondrucks von großem Interesse sind, werden insbesondere durch den Gehalt an reaktionsfähigem Tricalciumaluminat sowie durch Art und Menge des zugesetzten Calciumsulfats (Gips, Halbhydrat bzw. Anhydrit) beeinflusst.

Die Tendenzen in der anteilmäßigen Phasenentwicklung bei der Hydratation von Portlandzement nach Stark et al. (2003) zeigt Bild 2.23. Es ist ersichtlich, dass in der Induktionsphase und dormanten Periode als Reaktionsprodukte hauptsächlich Ettringit, Syngenit und sekundärer Gips gebildet werden.

Stadien der Hydratation von Portlandzement	Charakterisierung und chemische Prozesse [nach Stark (1998) und Stark&Möser&Bellmann (2003)]
Anfangsstadium (Induktionsphase)	erste Reaktion des Tricalciumaluminats $3 CaO \cdot Al_2O_3$ bzw. C_3A unter Mitwirkung des als Abbindereglers eingesetzten Sulfatträgers (z. B. Gips $CaSO_4 \cdot 2H_2O$, Anhydrit, Halbhydrat) zu Ettringit $C_3A \cdot 3CaSO_4 \cdot 32H_2O$ und Syngenit $K_2SO_4 \cdot CaSO_4 \cdot H_2O$
Ruhestadium (dormante Periode)	Reaktion des Aluminates mit Calciumsulfat kommt zum Stillstand. Bildung von sekundärem Gips und erster Calciumsilikathydrate (C-S-H-Phasen), Erstarrungsbeginn
Beschleunigungsstadium (Accelerationsperiode)	Bildung von C-S-H-Phasen und Portlandit $Ca(OH)_2$ aus den Calciumsilikaten des Klinkers $3 CaO \cdot SiO_2$ bzw. C_3S und $2 CaO \cdot SiO_2$ bzw. C_2S , Abbau von Gips und Syngenit
Abklingstadium (Decelerationsperiode)	Abklingen der Reaktionen, Bildung von Monosulfat $C_3A \cdot CaSO_4 \cdot 12H_2O$ aus Ettringit und dem restlichen C_3A , alternativ Bildung von Calciumaluminathydraten C_4AH_{19}
Finalperiode (stetige Periode, Endstadium)	Die Reaktionen erfolgen langsam und diffusionskontrolliert.

Tabelle 2.6: Stadien der Hydratation von Portlandzement



¹⁾ Mischkristall aus Monosulfat und Calciumaluminathydrat

Bild 2.23: Schema zur Hydratation von Portlandzement nach Stark et al. (2003)

Unmittelbar nach dem Kontakt des Zements mit Wasser geht ein geringer Anteil des Tricalciumaluminats in Lösung und reagiert mit gelöstem Calciumsulfat unter der

Bildung von Ettringit (Trisulfat). Das Ettringit bildet eine dünne Schicht an der Oberfläche der Zementkörner, die jedoch noch zu dünn ist, um den Zwischenraum zwischen den Körnern zu überbrücken. Eine Verarbeitbarkeit des Betons ist somit noch sichergestellt. Wird dem Zement kein Sulfatträger zugesetzt, bilden sich nach Stark (1998) sofort nach der Wasserzugabe tafelförmige Calciumaluminathydrate C_4AH_{13} , welche die Zwischenräume überbrücken können. Eine Verarbeitung des Betons und insbesondere fließfähiger Betone wäre nicht mehr möglich.

Um ein für den Betoneinbau notwendiges langsames Ansteifen und ausreichend spätes Erstarren sicherzustellen, wird das dem Zement zugesetzte Calciumsulfat auf die chemisch-mineralogische Zusammensetzung der Ausgangsstoffe und die Herstellbedingungen abgestimmt.

Neben dem Zement beteiligen sich weitere Mischungskomponenten an der Hydratation. Flugaschen, wie z. B. Steinkohlenflugasche (SFA), haben keine unmittelbaren hydraulischen Eigenschaften, enthalten jedoch reaktionsfähige Kieselsäuren und werden daher den puzzolanen Stoffen zugerechnet. Durch die Reaktion des Siliciumdioxid (Kieselsäure) SiO_2 mit dem aus den Klinkerphasen des Zementes gelösten Calciumhydroxid $Ca(OH)_2$ bilden sich jedoch festigkeitsbildende C-S-H-Phasen. Des Weiteren enthalten Flugaschen Aluminiumoxid Al_2O_3 , welches mit gelöstem $Ca(OH)_2$ Calciumaluminathydrate bilden kann.

Hüttensand zählt zu den latent-hydraulischen Stoffen und wirkt durch alkalische Anregung festigkeitsbildend. Die Anregung der glasigen Schlacke erfolgt durch $Ca(OH)_2$. Durch die Reaktion des Alits (C_3S) bzw. eine Steigerung der Calciumionenkonzentration bildet sich in der ersten Lösungsphase auf der Partikeloberfläche eine dünne Schicht aus Calciumsilikathydraten [Stark (1998)]. Danach geht die Schlacke in die dormante Periode über, wobei der Hydratationsgrad sehr gering ist. Erst infolge der wiedereinsetzenden schnellen Reaktion des Alits setzt eine erneute Reaktion des Hüttensandes ein. Bei der Verwendung der Zemente CEM III A und CEM III B werden die gleichen Reaktionsprodukte wie bei der Portlandzement-Hydratation gebildet. Jedoch kann durch den Hüttensand eine anfängliche Verzögerung der Hydratation des C_3S infolge des Verdünnungseffektes auftreten.

Eine Erhöhung der Frischbetontemperatur ruft vor allem aufgrund der damit verbundenen beschleunigten chemischen Reaktionen bei allen Zementen ein schnelleres Ansteifen sowie einen früheren Erstarrungsbeginn hervor. Des Weiteren bewirken Betonzusatzstoffe und Betonzusatzmittel, die in die chemisch-mineralogischen Reaktionen eingreifen (wie z. B. Fließmittel mit verzögernder/beschleunigender Wirkung, Verzögerer oder Beschleuniger), eine Veränderung des Erstarrungsverhaltens, vgl. Rößler&Stark (2003).

2.3.9.3 Methoden zur Bestimmung der Erstarrungszeiten

In der Literatur und den spezifischen Normen und Regelwerken werden verschiedene Methoden zur Bestimmung der Erstarrungszeiten angegeben. Zu beachten ist jedoch, dass aufgrund der unterschiedlichen Auffassung hinsichtlich der Erstarrungszeiten die Ergebnisse richtig interpretiert werden müssen.

In der Regel werden mit den einzelnen Verfahren der Erstarrungsbeginn sowie das Erstarrungsende bestimmt. Zu unterscheiden sind weiterhin die Untersuchungen am Zement, am Leim, am Mörtel sowie am Beton. Eine Übertragbarkeit der Ergebnisse untereinander ist nur bedingt möglich. Insbesondere ist eine Ableitung von Zement auf den Beton nur dann vertretbar, wenn die jeweils vorhandenen Randbedingungen (wie z. B. Wassergehalt, Gehalt der Betonzusatzmittel und Betonzusatzstoffe, Proben temperatur) konstant sind.

Unterschieden werden kann zwischen den direkten und indirekten Verfahren zur Bestimmung der Erstarrungszeiten. Bei den direkten Verfahren erfolgt die Prüfung unter Strukturzerstörung der jeweiligen Probe (einfache Verformungsversuche) oder eines Probenbereichs (Eindringversuche), wohingegen die indirekten Verfahren zerstörungsfrei prüfen. In Tabelle 2.7 wurden die gängigen Verfahren zusammengestellt.

direkte Verfahren		indirekte Verfahren
einfache Verformungsversuche	Eindringversuche	
Knetbeutelverfahren	Eindringversuch am Beton mit Sonde nach Humm ¹⁾	Temperaturmessung der Probe ²⁾
Bestimmung des Ausbreitmaßes ¹⁾	Penetrationsversuch für Beton nach ASTM C 403 (2005)	Ultraschallverfahren (Transmission, Reflektion)
Eintauchversuch mit Innenrüttler nach DAfStb (1995) ³⁾	Eindringversuch nach DIN EN 196-3 (2005) (für Leim)	Elektrische Leitfähigkeit des Frischbetons
	Eindringversuch nach DIN EN 480-2 (2006) (für Mörtel/Beton)	
¹⁾ lediglich Bestimmung des Erstarrungsbeginns sinnvoll möglich ²⁾ lediglich Bestimmung des Erstarrungsendes sinnvoll möglich ³⁾ lediglich Bestimmung des Endes der Verarbeitbarkeit von Rüttelbeton		

Tabelle 2.7: Verfahren zur Bestimmung des Erstarrungsverhaltens von Leim, Mörtel und Beton

Direkte Verfahren

Die Erstarrungszeiten des Zementes bzw. des Leims können nach DIN EN 196-3 (2005) bestimmt werden. Hierbei wird eine Leimprobe mit definiertem Wassergehalt in

regelmäßigen Abständen mit einer Nadel penetriert. Dabei beträgt die statische Druckspannung an der 1 mm^2 großen Nadeloberfläche 3 N/mm^2 . Die Erstarrungszeiten sind durch zugehörige Eindringtiefen definiert (Eindringtiefe bei Erstarrungsbeginn 36 mm und bei Erstarrungsende $0,5 \text{ mm}$). Die Ableitung der mit dem Vicat-Penetrationsgerät unter Normbedingungen ermittelten Erstarrungszeiten auf die Verhältnisse im Beton wird jedoch als nicht zielführend angesehen. Auch eine Prüfung der Erstarrungszeiten direkt am Beton ist aufgrund des Einflusses der Gesteinskörnungen mit diesem Verfahren nicht sinnvoll.

Geeigneter zur Bestimmung der Erstarrungszeiten des Betons ist die Messung der Erstarrungszeiten am Mörtel mit einem Größtkorn von 4 mm , welcher von der jeweiligen Frischbetonprobe abgesiebt wurde [Graubner&Kaiser&Proske (2006)]. Die Erstarrungszeiten sind nachfolgend mit dem Vicat-Penetrationsgerät (mit Zusatzgewicht) nach DIN EN 480-2 (2006) zu bestimmen. Die statische Druckspannung beträgt dabei 10 N/mm^2 . Der Erstarrungsbeginn wird bei einer Eindringtiefe von 36 mm erreicht, das Erstarrungsende bei einer Eindringtiefe von $2,5 \text{ mm}$.

Ein weiteres Verfahren, bei dem zunächst der Mörtel mit Gesteinskörnungen kleiner 4 mm abgesiebt werden muss, ist die Prüfung nach ASTM C 403 (2005). Hierbei wird eine geeignete Nadel (Zur Verfügung stehen 6 Nadeln mit unterschiedlichen Aufstandsflächen.) in den Mörtel gedrückt. Zu ermitteln ist die Druckspannung, welche erforderlich ist, um die Nadel in (10 ± 2) Sekunden ($25 \pm 1,5$) mm eindringen zu lassen. Der Erstarrungsbeginn wird bei einer Druckspannung von $3,5 \text{ N/mm}^2$ und das Erstarrungsende bei $27,5 \text{ N/mm}^2$ erreicht.

Eine Methode zur Bestimmung der Erstarrungszeiten direkt am Beton, welche sich an ein Verfahren aus DAfStb (1995-2) anlehnt, wird in Reinhardt et al. (2001) beschrieben. Bei diesem Verfahren ist eine Betonmenge von ca. 8 l in einen ausreichend großen PE-Sack zu füllen, der anschließend verschlossen wird. In stündlichem Abstand wird der so genannte Knetbeutel getastet und geknetet und der Erstarrungszustand anhand Tabelle 2.8 charakterisiert. Die einzelnen Konsistenzbezeichnungen lehnen sich an die Konsistenzgrenzen (Atterberg) bindiger Böden an. Nach Reinhardt et al. (2001) kann mit diesem Verfahren der Erstarrungsbeginn mit einer Genauigkeit von ca. $\pm 30 \text{ min}$ und das Erstarrungsende mit einer Genauigkeit von ca. $\pm 15 \text{ min}$ bestimmt werden. Eine exemplarische Analyse der Erstarrungszeiten von Selbstverdichtenden Betonen ergab einen Erstarrungsbeginn von ca. 2 h und ein Erstarrungsende zwischen $6,75 \text{ h}$ und $8,75 \text{ h}$. Ein signifikanter Unterschied zum Erstarrungsverhalten bei Rüttelbeton (Erstarrungsbeginn ca. 1 h , Erstarrungsende ca. 8 h) wurde nicht festgestellt.

Ein Verfahren zur Bestimmung des Erstarrungsverhaltens am Beton durch Penetration ist der in DAfStb (1991) vorgestellte Eindringversuch mit der Betonsonde nach Humm. Hierbei wird ein 20 mm dicker und 500 mm langer Rundstab auf die Oberfläche der eingebauten Betonprobe gestellt. Durch ein Fallgewicht, welches mit einer Fallhöhe von

200 mm auf einen Anschlag fällt, wird Arbeit geleistet, um die Sonde in die Betonprobe einzutreiben. Gemessen wird die Anzahl der Schläge, welche erforderlich ist, um die Sonde ein erforderliches Maß eindringen zu lassen. Der Erstarrungsbeginn ist jedoch nicht genau definiert und muss jeweils festgelegt werden.

Konsistenz	Beschreibung	Erstarrungszustand
flüssig	zerläuft auf der Hand, zerläuft im PE-Sack	
weich	zerläuft nicht, zerquillt beim Drücken	
plastisch	knetbar	Erstarrungsbeginn ($t_{A,KB}$)
steif	eindrückbar, maximal 30 mm	
halbfest	eindrückbar, maximal 10 mm	
fest	eindrückbar, maximal 1 mm	Erstarrungsende ($t_{E,KB}$)
erstarrt	nicht eindrückbar	

Tabelle 2.8 Beschreibung des Erstarrungszustandes von Betonen mittels Knetbeutelverfahren

Indirekte Verfahren

Das einfachste indirekte Verfahren ist die Bestimmung des Erstarrungsverhaltens über die Entwicklung der Frischbeton- bzw. Bauteiltemperatur. Beim Übergang von der dormanten Periode in die Accelerationsperiode erfolgt eine signifikante Zunahme der Wärmefreisetzungsrates und damit ein deutlicher Anstieg der Bauteiltemperatur. Es ist jedoch mit diesem Verfahren lediglich die näherungsweise Bestimmung des Erstarrungsendes möglich.

Weitere indirekte Verfahren basieren auf Messungen unter Einsatz von Ultraschalltechnik. Unterschieden werden nach Reinhardt et al. (2007) die folgenden Möglichkeiten zur Bestimmung des Erstarrungsverhaltens:

Durchschallungsverfahren (Transmission) unter Verwendung von Kompressionswellen oder Scherwellen,

Analyse der reflektierten Energie von Ultraschallwellen an der Grenzfläche von Beton bzw. Mörtel (Reflektion),

Impact-Echo-Verfahren, bei dem ein mechanischer Impuls erzeugt und die an der Bauteilhinterseite reflektierte Welle von einem Sensor registriert wird.

Beim Durchschallungsverfahren wird ein Ultraschallsignal nach einmaligem Durchlaufen des zu untersuchenden Materials aufgezeichnet und analysiert. Die Wellenform, die Wellengeschwindigkeit, die Amplitude sowie Frequenz der Welle lassen Rückschlüsse auf das Erstarrungsverhalten zu. Der wichtigste Parameter zur Bestimmung des Erstarrungsverhaltens ist nach Reinhardt et al. (2007) die Ultraschallgeschwindigkeit (vgl. Bild 2.24), da ein direkter Zusammenhang zwischen der Ultraschallgeschwindigkeit und dem dynamischen E-Modul besteht. In Untersuchungen an Zementleimproben mit

Normsteife wurde das Erstarrungsende [entsprechend DIN EN 196-3 (2005)] bei einer Ultraschallgeschwindigkeit von 1250 m/s bis 2000 m/s erreicht [Reinhardt et al. (1998)].

Beim Ultraschall-Reflektionsverfahren nach Öztürk et al. (2006) wird der Erstarrungszustand am Zementleim bzw. am Beton anhand der Stärke der Ultraschall-Wellenreflektion (ausgedrückt durch den Wellenreflektionsfaktor WRF) an der Kontaktfläche zwischen dem Probekörper und einem Acrylglas bestimmt. Der Erstarrungsbeginn nach DIN EN 196-3 (2005) wird zu dem Zeitpunkt erreicht, bei dem die Stärke der Wellenreflektion (WRF) am schnellsten abnimmt. Bei einem Minimum der Wellenreflektion (WFR) ist das Erstarrungsende erreicht.

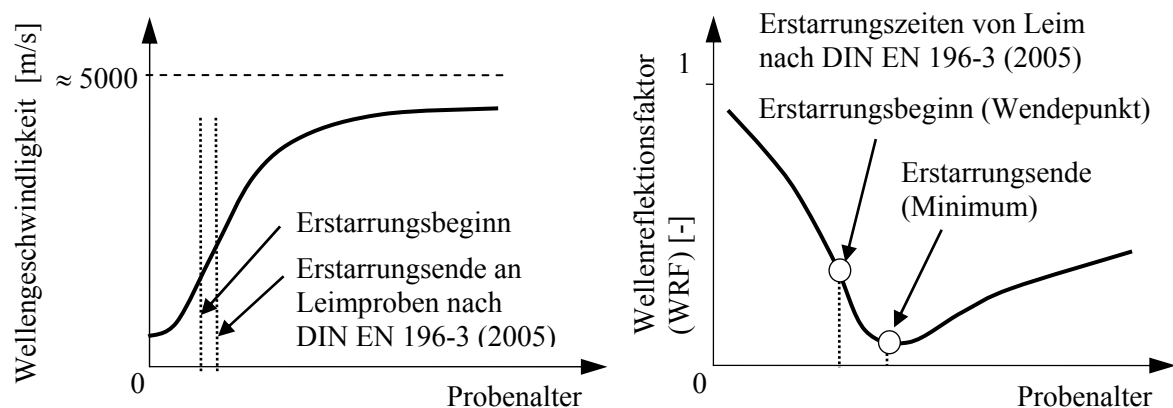


Bild 2.24: links: charakteristischer Verlauf der Wellengeschwindigkeit während der Leim- bzw. Frischbetonerhärtung nach Reinhardt et al. (1998), rechts: Bestimmung der Erstarrungszeiten von Leim mit Ultraschall-Reflektionstechnik nach Öztürk et al. (2006)

Das indirekte Verfahren nach Brameshuber&Brockmann (2003) zur Bestimmung des Erstarrungsverhaltens von Betonen basiert auf der Auswertung der elektrischen Leitfähigkeit des Frischbetons. Die Konsistenzentwicklung und die Erstarrungszeiten werden aus dem Verlauf der Änderung der elektrischen Leitfähigkeit abgeleitet.

2.3.10 Mischungskonzepte für Selbstverdichtenden Beton

Der Mischungsentwurf von Selbstverdichtendem Beton wird insbesondere durch die jeweils gewünschten Frischbetoneigenschaften beeinflusst. Dabei lässt sich eine funktionierende Mischung auf unterschiedlichen Wegen realisieren. Die zum Teil starken regionalen Abweichungen der Mischungszusammensetzung resultieren aus den vor Ort verfügbaren Ausgangsstoffen sowie Produktionsanlagen und den unterschiedlichen Erfahrungen mit SVB. Vereinfacht können Selbstverdichtende Betone hinsichtlich ihrer Mischungszusammensetzung in drei unterschiedliche Typen, den Mehlkorntyp, den Stabilisierertyp und den Kombinationstyp unterschieden werden, welche spezifische Besonderheiten aufweisen [Reinhardt et al. (2001)].

Der **Mehlkornstyp** ist charakterisiert durch einen gegenüber dem Rüttelbeton erhöhten Mehlkorngehalt. Infolge des verringerten Wasser-Mehlkorn-Verhältnisses steigt zunächst die Viskosität des Betons an. Durch Wirkung von Fließmitteln kann die Fließgrenze stark abgesenkt werden, wobei die plastische Viskosität annähernd konstant bleibt. Der Mehlkornstyp wird in den meisten Ländern angewendet, wobei sich die Mehlkorngehalte teilweise signifikant unterscheiden.

Der **Stabilisierertyp** wird bei geringeren Mehlkorngehalten eingesetzt, da hier zur Sicherstellung der Fließfähigkeit der Gesamtmischung eine Erhöhung des Wassergehaltes und damit des Wasser-Mehlkorn-Verhältnisses erforderlich ist. Die Folge des hohen Wassergehaltes ist nicht nur die gewünschte Reduzierung der Fließgrenze sondern auch die Verringerung von Viskosität des Leims und damit des Betons. Um das Entmischungsrisiko des Stoffsystems zu verringern, müssen Stabilisierer (Viscosity-Agent) zugegeben werden. Deren Wirkungsweise wurde bereits in Abschnitt 2.3.7.3. erläutert.

Der **Kombinationstyp** bildet eine Zwischenstufe zwischen Mehlkorn- und Stabilisierertyp. Neben der Reduzierung des Mehlkorngehalts gegenüber dem Mehlkornstyp ist der Beton unempfindlicher gegenüber Schwankungen der Mischungskomponenten.

Die genaue Mischungszusammensetzung kann mithilfe verschiedener bereits bestehender Mischungskonzepte ermittelt werden. Insgesamt lassen sich zwei Gruppen von Mischungskonzepten identifizieren. Diese sind zum einen die ausschließlich auf Erfahrungswerten beruhenden, empirisch entwickelten Konzepte und zum anderen die Konzepte, bei denen der Mischungsentwurf auf Basis rheologischer Kennwerte, wie z. B. Fließgrenze und plastische Viskosität, erfolgt. Zur ersten Kategorie zählen beispielsweise die Mischungskonzepte nach Okamura [Okamura&Ozawa (1995)], nach CBI [Pettersson&Billberg&Van (1996)], nach Lemmer (2003) und nach Marquard (2002). Dagegen sind zur Gruppe der Mischungskonzepte auf Basis rheologischer Kenngrößen das LCPC-Konzept [de Larrard (1999)] sowie das Konzept nach Wüstholtz (2005) zuzuordnen.

Die vorhandenen Modelle zur Berechnung der rheologischen Kennwerte bzw. zur Beschreibung der Fließeigenschaften von Beton basieren im Wesentlichen auf einer geometrischen Betrachtungsweise, wobei der Beton durch eine flüssige und eine feste Phase idealisiert wird. Allerdings bestehen insbesondere Unterschiede in der Definition der flüssigen Phase sowie hinsichtlich der Modellierung des Kornreibungsanteils der Feststoffphase. Als flüssige Phase wird je nach Konzept entweder das Wasser, der Leim oder der Mörtel betrachtet, vgl. auch Kapitel 2.3.7.5.

Das bekannteste Mischungskonzept, entwickelt von Okamura&Ozawa (1995), ist mit einem erheblichen experimentellen Aufwand verbunden. Der Vorteil ist jedoch die leicht verständliche Vorgehensweise des Konzeptes.

2.4 Reibungsverhalten von Frischbeton

2.4.1 Allgemeines

Die Reibung beschreibt einen Widerstand, der einer Relativbewegung zwischen zwei Stoffen entgegenwirkt. Reibung kann innerhalb eines Materials auftreten (innere Reibung, z. B. in einer Flüssigkeit) oder an der Grenzfläche zwischen zwei Körpern (z. B. Reibung zwischen zwei Festkörpern). Auch beim Frischbeton kann Reibung einerseits im Material selbst und andererseits zwischen Frischbeton und der Schalungs- und Bewehrungsoberfläche auftreten.

Bei der Reibung zwischen Festkörpern wird in **Gleitreibung**, Rollreibung, Wälzreibung und Bohrreibung unterschieden. Die **Haftreibung** (besser Haftkraft) ist ein Sonderfall der Reibung. Mit Ausnahme der Haftreibung wirkt jede Reibung dissipativ. Dies bedeutet, dass durch die Relativbewegung mechanische Energie in andere Energieformen umgewandelt wird.

Die Zusammenhangskräfte, die unabhängig von der Belastung innerhalb **eines** Materials auftreten, werden **Kohäsion** genannt. Im Gegensatz dazu liegt bei lastunabhängigem Widerstand zwischen zwei Materialien **Adhäsion** (z. B. infolge chemischer Bindungen oder mechanischem Formschluss) vor.

Bei der Betrachtung der Reibungsvorgänge des Frischbetons in der Schalung muss zunächst unterschieden werden, ob sich der Frischbeton in einer Fließbewegung befindet oder ob der Fließvorgang abgeschlossen ist.

Die Übergänge zwischen den einzelnen Phasen können allerdings nur unscharf abgegrenzt werden, da sich in der Schalung einzelne Bereiche in Ruhe befinden, währenddessen in anderen Bereichen der Beton in Bewegung ist (Einbauprozess) oder wieder in Bewegung versetzt wird (z. B. nach dem Ende einer Betonierpause oder durch Erschütterungen).

Befindet sich der Beton in einer Fließbewegung, gelten strömungsdynamische Gesetzmäßigkeiten. Äußere Kräfte, Druckkräfte, Reibungskräfte und Trägheitskräfte müssen im Gleichgewicht stehen. Das Reibungsverhalten (Viskosität, Fließgrenze) des Frischbetons kann mithilfe rheologischer Messungen analysiert werden.

In der zweiten (Ruhe-)Phase sind die Trägheitskräfte zu vernachlässigen. Die Reibungsvorgänge im Frischbeton resultieren aus der Reibung im ggf. noch flüssigen Medium als auch aus der Reibung zwischen Festkörpern. Dies gilt sowohl für die Reibung zwischen der Frischbetonoberfläche und der Schalungsflächen als auch für die Reibungsvorgänge innerhalb des Frischbetons (innere Reibung).

2.4.2 Haft- und Gleitreibung an Gleitflächen

Die grundlegenden Gesetze, wonach der Reibungswiderstand proportional zur Belastung und unabhängig von der Ausdehnung der Gleitflächen ist, sind nach Bowden&Tabor (1959) seit langem bekannt. Bereits Leonardo da Vinci (1452-1519) bestätigte durch experimentelle Untersuchungen diese von ihm erkannten Gesetzmäßigkeiten. Euler (1707-1783) unterschied explizit zwischen der statischen Reibung (Haftreibung) und der kinetischen Reibung (Gleitreibung). Er erkannte, dass die Gleitreibung deutlich geringer sein kann als die Haftreibung. Coulomb (1736-1806) bestätigte diese Beobachtungen und fand, dass die Gleitreibung von der Gleitgeschwindigkeit nahezu unabhängig ist.

Die **Gleitreibung** wird durch verschiedene chemische und physikalische Vorgänge hervorgerufen, wie z. B. Abscherung, Furchenbildung, plastisches Fließen, Verschweißung [Bowden&Tabor (1959)]. Vereinfacht kann zwischen molekularen Anziehungskräften der Kontaktflächen (Adhäsion) und mechanischer Verklammerung unterschieden werden.

Ist die Relativgeschwindigkeit zwischen zwei Körpern v_{rel} am Kontaktpunkt ungleich null reiben diese Körper am Kontaktpunkt. Die auf die Körper wirkende Kraft $F_{R,g}$ ist nach Coulomb:

$$F_{R,g} = \mu_g \cdot F_N \quad (2.24)$$

Dabei ist F_N die auf die Berührungsebene senkrecht wirkende Kraft und μ_g der Reibungskoeffizient.

Um eine Relativbewegung zweier in Ruhe befindlicher Körper hervorzurufen, ist die so genannte **Haftreibung** (Haftkraft) $F_{R,h}$ nach folgender Gleichung zu überwinden.

$$F_{R,h} = \mu_h \cdot F_N \quad (2.25)$$

Ebenso wie die Gleitreibung setzt sich die Haftreibung vereinfacht aus den Anteilen Adhäsion und mechanische Verklammerung zusammen. Der Haftreibungskoeffizient ist jedoch in der Regel größer als der Gleitreibungskoeffizient. Bild 2.25 zeigt einen typischen Verlauf der Reibungskraft bzw. des Reibungskoeffizienten μ bei einer Relativverschiebung s_{rel} zwischen zwei Körpern. Zunächst treten elastische und plastische Dehnungen in der Kontaktzone auf. Der erreichte maximale Widerstand entspricht der Haftreibung. Nach dem Überschreiten der Relativverschiebung bei der Haftreibung nimmt der Reibungswiderstand ab und strebt einem konstanten Grenzwert zu.

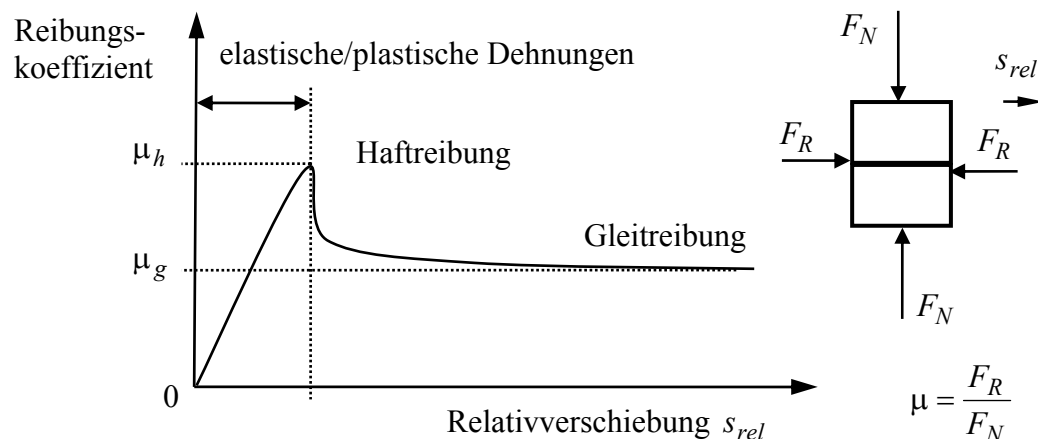


Bild 2.25: Typischer Verlauf des Reibungskoeffizienten bei einer Relativverschiebung zwischen zwei Körpern, welche in der Kontaktzone mit einer Normalkraft F_N belastet sind

2.4.3 Kohäsion

Wie bereits erwähnt, versteht man im Bereich der Physik und Chemie unter Kohäsion die Zusammenhangskraft innerhalb eines Materials, die unabhängig von der Belastung ist.

Die Wechselwirkungen können aus chemischer Bindung zwischen Molekülen und Anziehung zwischen Atomen und Molekülen erfolgen (z. B. Ionenbindung und van-der-Waals-Wechselwirkung). Im Bereich der Bodenmechanik beschreibt die Kohäsion die zusammenhaltenden Kräfte im Boden (siehe Kapitel 2.6.3).

2.4.4 Geschmierte Gleitflächen

Das physikalische Phänomen der geschmierten Reibung besteht darin, dass sich die Reibung zwischen zwei Festkörpern durch die Wirkung eines Schmierstoffes mit einer bestimmten Viskosität im Zusammenhang mit einer Relativgeschwindigkeit verringert.

Im Bereich kleiner Gleitgeschwindigkeiten wirkt eine relativ hohe so genannte Grenzreibung (vgl. Bild 2.26). Die über Festkörperkontakte übertragenen Normalspannungen verringern sich jedoch mit zunehmender Relativgeschwindigkeit. Dieser Bereich wird auch als Mischreibung bezeichnet. Ab einer bestimmten Relativgeschwindigkeit trennen sich die Festkörper vollständig voneinander und die einwirkende Normalkraft wird komplett über den Schmierstoff übertragen. Es wirkt nun lediglich Flüssigkeitsreibung.

Im Bereich der Flüssigkeitsreibung besteht eine wesentliche Beeinflussung der Reibungskraft durch die Viskosität des Schmierstoffes und die Relativgeschwindigkeit. Je höher die Viskosität des Schmierstoffes ist, desto höher ist die Reibungskraft.

Solange eine Mindestgeschwindigkeit nicht unterschritten wird, erfolgt die Übertragung der Normalspannungen ausnahmslos durch das Schmiermittel.

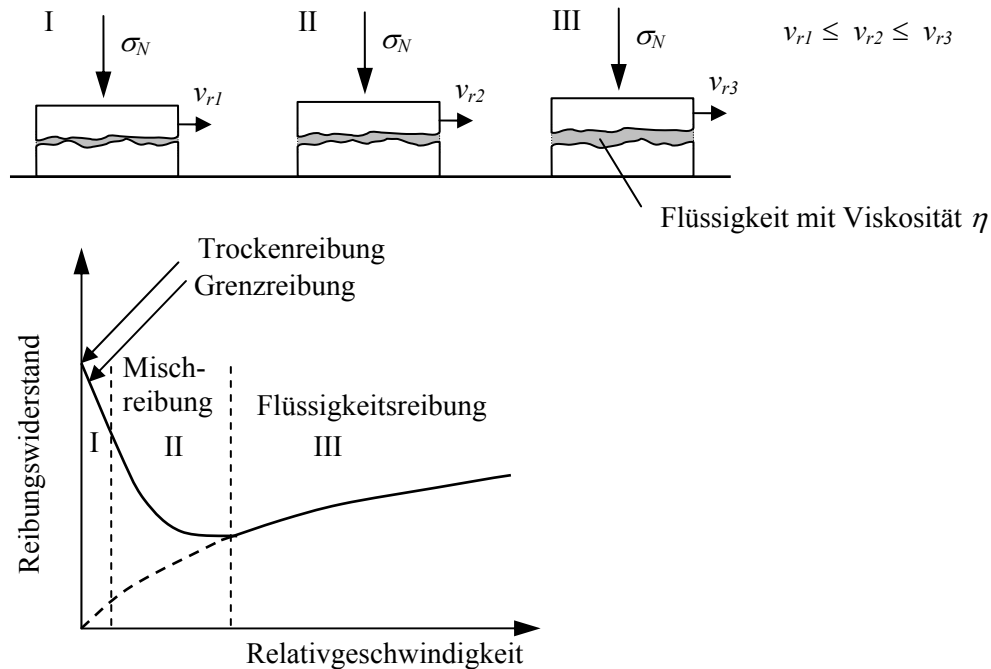


Bild 2.26: Prinzip des Verhaltens bei geschmierter Reibung nach Stribeck (1903)

Specht (1973) und Djelal et al. (2003) verwendeten das Prinzip der geschmierten Reibung zur Erklärung des Reibungswiderstandes zwischen Schalung und Frischbeton. Es ist jedoch zu beachten, dass die Relativgeschwindigkeit zwischen Frischbeton und Schalungswand im für die Bemessung maßgebenden Zustand nur sehr gering ist. Weiterhin ist fraglich, ob stets ein direkter Lastabtrag zwischen der Gesteinskörnung und der Schalungsoberfläche vorliegt.

2.4.5 Reibung zwischen Beton und Schalung sowie Beton und Bewehrung

Specht (1973) führte umfangreiche Untersuchungen zu den Reibungsvorgängen zwischen Schalungsoberflächen und Rüttelbetonen durch. Es wurde ein signifikanter Einfluss der Rauheit der Schalungsoberfläche und des wirksamen Wassergehaltes $V_{w,eff}$ auf den Gleitreibungskoeffizienten μ_g festgestellt.

Das aus diesen Untersuchungen erarbeitete Gedankenmodell zum Verhalten der Reibung zwischen Frischbeton und Schalungsoberfläche kann in folgende Punkte zusammengefasst werden:

- Nach dem Überwinden der Haftreibung bleibt die Gleitreibungskraft über den weiteren Verschiebungsweg konstant, da stets das äquivalente Gleitreibungspotenzial überwunden werden muss (vgl. Bild 2.27).
- Maßgebend für die Wirkung der Oberflächenrauigkeit ist die Wurzel der Rautiefe $\sqrt{R_t}$.
- Mit zunehmender Schmiermittelmenge und durch Rüttelwirkung nimmt die Gleitreibungskraft bzw. das äquivalente Gleitreibungspotenzial ab.

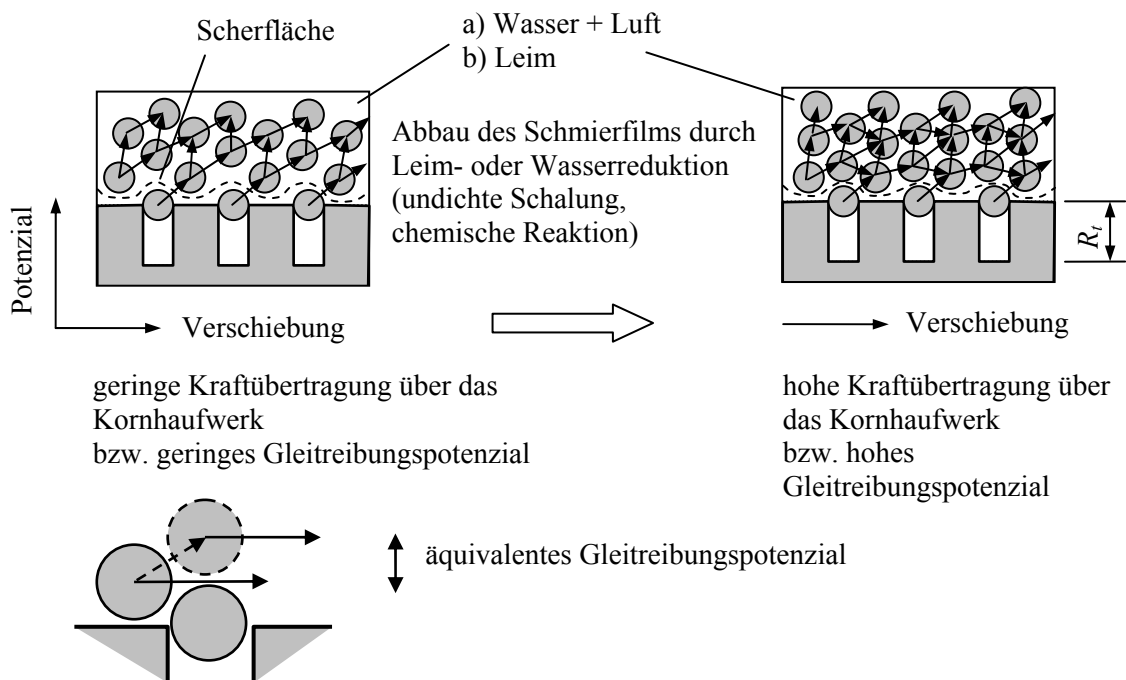


Bild 2.27: Gedankenmodell über den physikalischen Vorgang der Gleitreibung zwischen Frischbeton und einer Schalungsoberfläche nach Specht (1973)

Zur Berechnung des Gleitreibungskoeffizienten gibt Specht (1973) folgende Gleichung (2.26) an, wobei der wirksame Wassergehalt $V_{w,eff}$ in Abhängigkeit der D-Summe der Gesteinskörnungen ermittelt wird:

$$\begin{aligned} \mu_g &= 0,27 + 0,0085 \cdot \sqrt{R_t} && \text{für } 0 \leq V_{w,eff} \leq 200 \text{ l/m}^3 \\ \mu_g &= \left(0,27 + 0,0085 \cdot \sqrt{R_t}\right) \cdot \left(3 - \frac{V_{w,eff}}{100}\right) && \text{für } 200 \leq V_{w,eff} \leq 300 \text{ l/m}^3 \\ \mu_g &= 0 && \text{für } V_{w,eff} \geq 300 \text{ l/m}^3 \end{aligned} \quad (2.26)$$

$$V_{w,eff} = \frac{700}{D + 210} \cdot V_w \quad (2.27)$$

mit

D Summe der Siebdurchgänge (0,25, 0,5, 1, 2, 4, 8, 16, 31,5, 63 mm Siebweiten) der verwendeten Gesteinskörnungen [M.-%]

V_w Wassergehalt der Rezeptur [l/m³]

R_t Rautiefe der Schalungsoberfläche [mm]

Es ist zu bemerken, dass aufgrund des Einsatzes von Betonverflüssigern dieser Ansatz des wirksamen Wassergehaltes $V_{w,eff}$ bei Selbstverdichtenden Betonen nicht mehr zielführend ist.

Vanhove et al. (2001) bestimmte Haft- und Gleitreibungskoeffizienten an einem Selbstverdichtenden Beton. Die ausschließlich direkt nach Mischungsfertigstellung ermittelten Koeffizienten betragen in etwa $\mu_h = 0,04$ bzw. $\mu_g = 0,02$ (vgl. Kapitel 2.6.5).

Djelal et al. (2003) untersuchte den Einfluss von Trennmitteln auf den Reibungswiderstand zwischen einer Stahloberfläche ($R_a = 0,3 \mu\text{m}$ und $R_t = 2,3 \mu\text{m}$) und einem Selbstverdichtenden Beton. Verwendung fanden verschiedene Trennmittel mit einer Viskosität von 4 bis 22 mPa·s. Die Gleitgeschwindigkeit zwischen Beton und Stahloberfläche v_r betrug 2,5 bis 50 mm/s bei einer Normalspannung von 50 bis 500 kN/m². Der Reibungskoeffizient μ_g ohne Trennmittel erreichte bei einer Geschwindigkeit v_r von 2,5 mm/s je nach Belastung einen Wert $\mu_g = 0,05$ bis 0,1. Bei der Verwendung der Trennmittel verringerte sich μ_g auf Werte zwischen 0,03 bis 0,06. Des Weiteren stellte Djelal et al. (2003) bei Verwendung der Trennmittel einen signifikanten Einfluss der Gleitgeschwindigkeit auf den Reibungswiderstand fest. Beispielsweise verringerte sich bei einer Normalspannung von 133 kN/m² der Reibungskoeffizient von $\mu_g = 0,06$ bei $v_r = 2,5$ mm/s auf $\mu_g = 0,03$ bei $v_r = 50$ mm/s. Als Erklärung wird das von Stribeck (1903) erläuterte Verhalten bei geschmierter Lagerung angeführt (vgl. Bild 2.26).

In Tabelle 2.9 ist eine Auswahl bisheriger Veröffentlichungen zum Reibungsbeiwert μ zusammengestellt. Alle Reibungsversuche wurden direkt nach dem Einbau des Betons in die Versuchsanlage durchgeführt. Zu erkennen sind die zum Teil starken Streuungen der Ergebnisse. Zu beachten ist jedoch, dass die Messwerte unter zum Teil stark abweichenden Randbedingungen ermittelt wurden. Dies betrifft beispielsweise die verwendete Versuchsanlage, die Höhe der Vertikalspannungen, den Einbauprozess, die Schalungsoberfläche und die Schergeschwindigkeit. Im Allgemeinen ist jedoch festzustellen, dass mit zunehmendem Verformungsvermögen des Frischbetons der Reibungsbeiwert abnimmt.

Zum Verhalten der Reibung zwischen Frischbeton und Bewehrung sind keine Veröffentlichungen bekannt.

Reibungsbeiwert μ_g ¹⁾ [%]		Konsistenz			
		erdfeucht steif	plastisch und allgem. Beton	weich bis Gussbeton	selbst- verdichtend
Konsistenzklassen		F1	F2	F3 / F4	SVB
glatte Schalung	Specht (1973)	29	29	0-23	-
	Böhm (1929)	15	12	0-9	-
	L'Hermite (1948)	-	25-34	-	-
	Schjödtt (1955)	35	60	-	-
	Hilvert ²⁾	14-15	10-11	8-9	-
	Vanhove (2001)	-	-	-	1,7-4
	Djelal et al. (2003)	-	-	-	3-10
¹⁾ Werte kurz nach Mischungsfertigstellung bzw. Beton im verarbeitbaren Zustand ²⁾ Veröffentlicht in Specht (1973)					

Tabelle 2.9: Reibungsbeiwerte von Frischbeton

2.4.6 Innere Reibung von Frischbeton

Der innere Reibungswiderstand von Frischbeton kann anhand der Materialparameter Kohäsion c und Reibungswinkel φ quantifiziert werden. Diese Kenngrößen sind mit dem direkten Rahmenscherversuch nach DIN 18137-3 (2002) sowie dem Triaxialversuch nach 18137-2 (1990) bestimmbar. Zur Ermittlung der Kohäsion c werden des Weiteren Rheometer eingesetzt.

Die Auswertung der Versuche erfolgt direkt (direkter Scherversuch) oder mit Hilfe der Mohr'schen Kreise (Triaxialversuch) im τ - σ -Diagramm. Durch die Umhüllende der Mohr'schen Kreise wird die Bruchbedingung des Materials beschrieben (vgl. Bild 2.28). Als Bruchbedingung wählt man in der Bodenmechanik üblicherweise eine Gerade.

Damit ergibt sich die Mohr-Coulomb'sche Bruchbedingung zu

$$\tau_0 = \sigma \cdot \tan \varphi + c \quad (2.28)$$

mit:

τ_0 Schergrenze [kN/m²]

σ Normalspannung [kN/m²]

c Kohäsion [kN/m²]

φ Reibungswinkel [°]

Bei den Spannungen ist zwischen den effektiven und den totalen Spannungen zu unterscheiden. Die totalen Spannungen σ sind die aus der äußeren Beanspruchung

resultierenden Spannungen, welche auf die betrachtete Schnittfläche einschließlich der Poren einwirken. Unter effektiven Spannungen σ' werden die lediglich am Korngerüst wirkenden Spannungen verstanden. Sie ermitteln sich aus den totalen Spannungen abzüglich des Porenwasserdrucks u :

$$\sigma = \sigma' + u \quad (2.29)$$

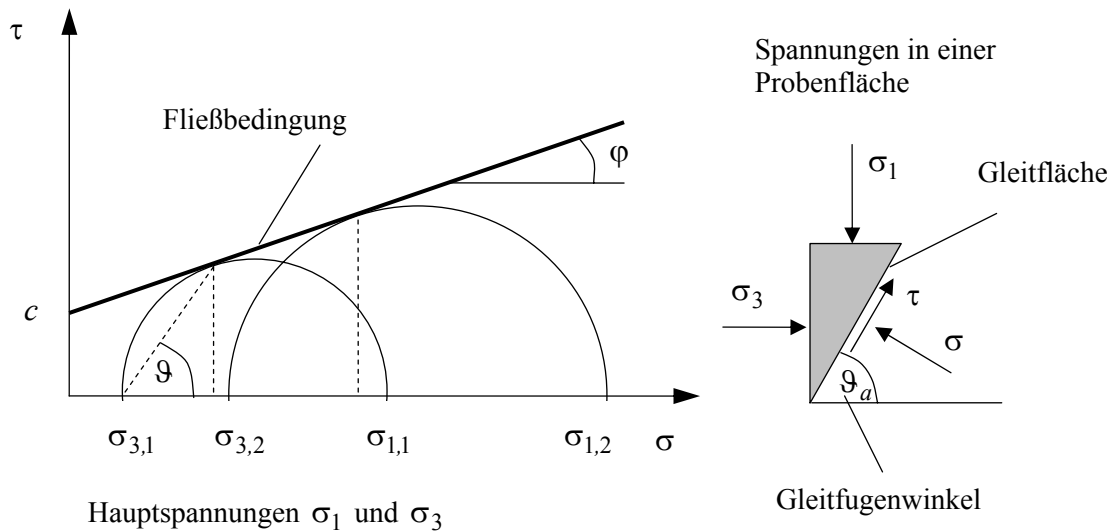


Bild 2.28: Schergrade und Mohr'sche Spannungskreise im τ - σ -Diagramm

Untersuchungen zum Winkel der inneren Reibung φ bei Rüttelbetonen liegen beispielsweise von Ritchie (1962) und L'Hermite&Tournon (1948) vor. Ritchie (1962) führte Triaxialversuche an Frischbeton durch, wobei das Verhältnis Masse der Gesteinskörnungen zu Masse des Zementes (m_{GK}/m_{Zement}) sowie das Wasser-Zement-Verhältnis (w/z) variiert wurden. Die Frischbetonproben, die mit einer Normalspannung von bis zu 1000 kN/m^2 belastet wurden, hatten einen Durchmesser von 10 cm und eine Höhe von 20 cm .

Ritchie (1962) fand eine Abhängigkeit zwischen φ und der Verdichtungswilligkeit und Beweglichkeit des Frischbetons. Die Beweglichkeit des Frischbetons wurde mittels der Vebe-Prüfung entsprechend DIN EN 12350-3 (2000) und die Verdichtungswilligkeit mit einem Verdichtungsfaktor (c.f.) quantifiziert. Die Ergebnisse der Triaxialversuche von Ritchie (1962) sind in Tabelle 2.10 zusammengestellt. Als wichtige Kenngröße erwies sich das Setzmaß entsprechend DIN EN 12350-2 (2000). Beispielsweise betrug φ für einen Beton mit einem Setzmaß von $12,7 \text{ cm}$ lediglich 8° , bei Betonen mit einem Setzmaß von weniger als 2 cm jedoch bis zu 34° . Entsprechende Auswirkungen ergeben sich für den Frischbetondruck, wobei die Auswirkung der erforderlichen hohen Verdichtungsenergie bei schlecht verarbeitbaren Betonen beachtet werden muss.

m_{GK}/m_{Zement}	Verarbeitbarkeit	Verdicht.-faktor	w/z-Wert	Setzmaß s	Vebezeit	Reib.-winkel φ	Kohäsion c
[-]		[-]	[-]	[cm]	[s]	[°]	[kN/m ²]
1:3	schlecht	0,85	0,45	8,9	3,5	12	14
	mittel	0,92	0,48	12,7	2,0	12	35
	gut	0,95	0,49	12,7	1,5	8	28
1:7,5	schlecht	0,85	0,68	0	10,0	34	70
	mittel	0,92	0,78	1,9	5,0	34	49
	gut	0,95	0,80	3,8	4,5	-	-

Tabelle 2.10: Ergebnisse der Triaxialversuche am Frischbeton von Ritchie (1962)

L'Hermite&Tournon (1948) führten unter anderem Untersuchungen zum Einfluss der Vibrationswirkung auf den Reibungswinkel und die Kohäsion des Frischbetons durch. Der Scherversuch wurde unter einer Normalspannung von 0 bis zu 150 kN/m² durchgeführt. L'Hermite&Tournon (1948) konnte insbesondere bei geringer Normalspannung eine deutliche Reduzierung der aufnehmbaren Scherspannungen während des Vibrationsvorgangs feststellen. Nach dem Verdichtungsprozess erhöhten sich die Scherspannungen um bis zu 100 % gegenüber dem unverdichteten Material.

Untersuchungen zur experimentellen Bestimmung des Reibungswinkels bei SVB sind bisher nicht bekannt. Im noch verarbeitbaren Zustand wird jedoch davon ausgegangen, dass der Reibungswinkel bei SVB gegen null tendiert und sich erst im Verlauf des Ansteifens und Erstarrens erhöht.

Nach Zhuguo (2001) errechnet sich für SVB die Reibung (Fließspannung) τ_0 infolge innerer Reibung nach:

$$\tau_0 \approx (\sigma_n + n \cdot F_w) \cdot \tan \varphi_m \quad (2.30)$$

Dabei ist σ_n die Druckspannung normal zur betrachteten Ebene, φ_m der mittlere Winkel der inneren Reibung und $n \cdot F_w$ der Anteil der Adhäsionskräfte bei n Partikeln je Scherfläche (resultierend aus den interpartikularen Kräften und den Kapillarkräften des Wassers). Bei verhältnismäßig hohen Druckspannungen kann letzterer Anteil vernachlässigt werden.

Bild 2.29 verdeutlicht den Einfluss der Normalspannungen σ_n auf die Schubspannungen τ von SVB im Scherversuch und die Fließspannung τ_0 . Es ist ersichtlich (links im Bild), dass mit zunehmender Normalspannung der Scherwiderstand im Frischbeton zunimmt. Die zwischen Schalungsoberfläche und Frischbeton maximal übertragbare Schubspannung $\max \tau_w$ ergibt sich zu $\max \tau_w = \tau_0$.

Aus Bild 2.29 (rechts) ist ersichtlich, dass die Konsistenzklassen der Betone Anhaltswerte für die Größe der Fließgrenze und den Winkel der inneren Reibung sind. Daraus ergeben

sich die entsprechenden Auswirkungen auf die Höhe des einwirkenden Frischbetondrucks.

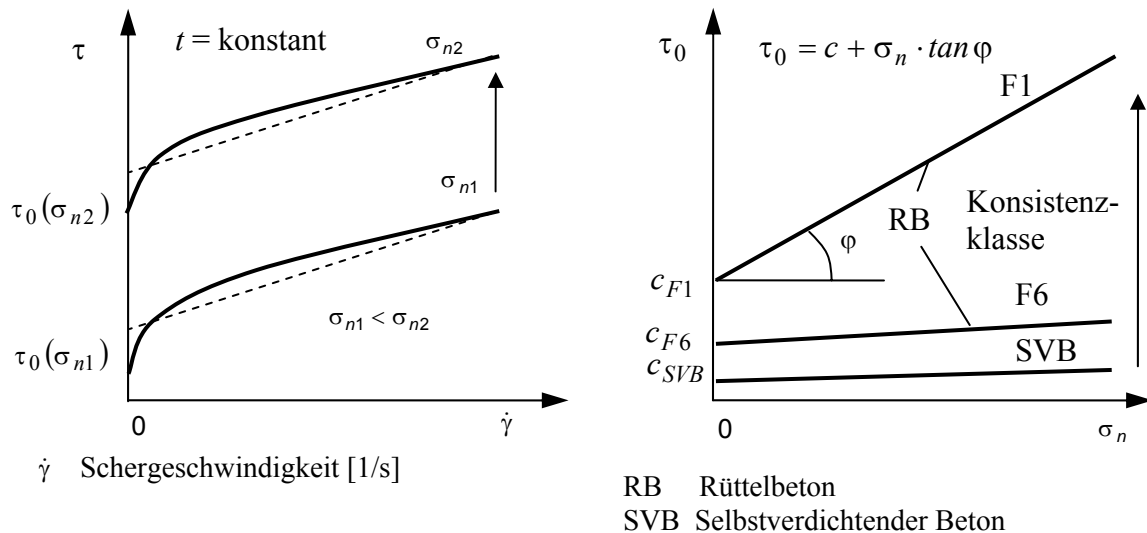


Bild 2.29: links: Einfluss der Normalspannungen σ_n auf die Schubspannungen τ von selbstverdichtenden Mörteln bzw. von SVB im Scherversuch nach Zhuguo (2001)
rechts: Einfluss der Normalspannungen σ_n auf die Schergrenze τ_0 unterschiedlicher Konsistenzklassen, abgeleitet aus Ritchie (1962)

In Gegensatz zum Reibungswinkel wurden bereits umfangreiche Untersuchungen zur Fließgrenze $\tau_0(\sigma_n = 0)$ bzw. zur Kohäsion c Selbstverdichtender Betone durchgeführt [Wallevik (2002), Billberg&Österberg (2002), Zhuguo (2001)]. Neben den Untersuchungen kurz nach Mischungsfertigstellung (vgl. Kapitel 2.3.2) liegen auch Ergebnisse zum zeitlichen Verhalten des Kohäsionsanteils c vor.

Ovarlez&Roussel (2006) stellen an eigenen Selbstverdichtenden Betonen eine zeitliche Zunahme der Fließgrenze je Zeiteinheit von $\Delta\tau_0 = 0,1$ bis $0,2$ Pa/s fest. Die Spannungen beschreiben dabei annähernd einen linearen Verlauf. Bei einer Auswertung der Ergebnisse von Wallevik (2002) ergeben sich für Selbstverdichtende Betone in Anhängigkeit des Fließmitteltyps Zuwächse von $\Delta\tau_0 = 0,07$ bis $0,22$ Pa/s. Nachgewiesen wurde von Billberg (2005) ein signifikanter Einfluss der Mengenanteile von Fließmittel und Stabilisierer, der Partikelkonzentration in der Leimphase sowie der Partikelgrößenverteilung der Betonzusatzstoffe auf $\Delta\tau_0$, wobei die Werte zwischen $0,25$ und $1,6$ Pa/s lagen. Es ist weiterhin zu bemerken, dass der Versuchsablauf einen signifikanten Einfluss auf die ermittelte Fließgrenze hat. Da der Beton thixotrope Eigenschaften aufweist (vgl. Kapitel 2.3.2), ist es von entscheidender Bedeutung, inwieweit der Beton bereits vor der Prüfung mechanische Beanspruchung erfährt.

2.5 Baubetriebliche Aspekte

2.5.1 Typisierung der Betonschalungen

Die (Beton-)Schalungen bestimmen weitestgehend die Formgebung, einschließlich der Oberflächenbeschaffenheit des herzustellenden Betonbauteils. Die Schalungen und die anschließenden Last abtragenden Bauteile (Rüstung) dürfen unter Einwirkung des beim Betonierprozess entstehenden Frischbetondrucks nicht versagen und müssen gleichzeitig die Anforderungen an die Maßhaltigkeit und die Oberflächenbeschaffenheit der Bauteile sicherstellen.

Lotrechte Schalungen dienen gemäß DIN 18218 (1980) zur Errichtung vertikaler Bauteile, wobei bei Anwendung dieser Vorschrift die Abweichung der Schalungsoberfläche von der Lotrechten maximal $\pm 5^\circ$ betragen darf.

Wand- und Stützenschalungen können als **einhäuptige Schalung** oder doppelhäuptige Schalung ausgeführt werden. Bei einer **doppelhäuptigen Schalung** wird der Frischbetondruck durch eine gegenseitige Verspannung der gegenüberliegenden Schalungswände aufgenommen. Bei einer einhäuptigen Schalung wird der Frischbetondruck über äußere Abstreibungen abgeleitet.

Großflächige, kranabhängige lotrechte Schalungen werden hauptsächlich als Holzträger- oder Rahmenschalungen ausgebildet. Die Holzträgerschalungen bestehen aus der Schalhaut (vgl. Kapitel 2.5.3), vertikalen Schalungsträgern aus Holz sowie horizontalen Stahlgurten. Die Rahmenschalungen sind aus Aluminium- oder Stahlrahmen sowie einer Schalhaut zusammengesetzt.

Unterschieden wird bei Schalungskonstruktionen weiterhin in objektunabhängige und objektabhängige Schalungen. Bei **objektunabhängigen Schalungen** handelt es sich um industriell vorgefertigte Elemente, die in Bezug auf die Geometrie, Tragfähigkeit und Merkmale der Betonfläche einsatzfertig und standardisiert sind. **Objektabhängige Schalungen** (auch: Sonderschalungen) werden dagegen objektbezogen konstruiert. Sie werden für das spezielle Bauvorhaben gefertigt oder bestehen aus Teilen von Systemschalungen.

2.5.2 Schalhaut

Die Schalhaut (auch Schalungshaut) sind die Beton berührenden Elemente der Schalung. Es wird zwischen demontierbarer wieder verwertbarer Schalhaut, demontierbarer nicht wieder verwertbarer Schalhaut und bauteilintegrierter Schalhaut unterschieden.

Bei demontierbaren und wieder verwertbaren Schalungen besteht die Schalhaut in der Regel aus Schalungsplatten aus Holz, Holzwerkstoffen oder Kunststoff. Des Weiteren ist auch die Verwendung einer Schalhaut aus Stahlblechen möglich [Jeromin (2003)].

Die Schalungsoberfläche bei einer Schalhaut aus Holzwerkstoffplatten ist in der Regel beschichtet. Als Beschichtungsmaterial dienen nach GSV (2005) Phenolharz, Melaminharz (auch Mischharze) und Polypropylen oder andere thermoplastische Kunststoffe. Als demontierbare aber nicht mehr wieder verwertbare Schalhaut findet imprägniertes mehrschichtiges Papier (z. B. bei Rundstützen) Verwendung.

Bei einer bauteilintegrierten Schalung können unter anderem folgende Schalungselemente bzw. Schalungsmaterialien unterschieden werden:

- als Schalung dienende Stahlbetonelemente und Stahlprofile
- bauteilintegrierte Schalung aus Textilbeton und geschäumte Polystyrolschalungen
- Schalungsziegel (Mauerwerk)
- imprägniertes Papier

Die Wasserdurchlässigkeit der Schalung (die auch einen Einfluss auf den Frischbetondruck hat) wird sehr stark durch die Art und Dicke der Schalungshaut und der Beschichtung beeinflusst. Während eine unbeschichtete Holzschalung eine sehr hohe Wasserdurchlässigkeit aufweist, sind Schalungsplatten aus Stahl nahezu wasserundurchlässig. Ein Wasserabfluss ist weiterhin an Fugen zwischen den Schalungselementen, an Ankerstellen sowie an Arbeitsfugen möglich.

2.5.3 Betontrennmittel

Betontrennmittel wirken bei der Ausführung von Betonflächen an der wichtigen Stelle der Grenzflächen zwischen Schalungshaut und Frischbeton. Die Betontrennmittel ermöglichen ein einfaches Lösen der Schalung von der Betonoberfläche während des Ausschalens und verringern den Reinigungsaufwand [GSV (2005)].

Die Betontrennmittel können nach Motzko&Schnalke (2005) in Mineralöle mit und ohne Lösungsmittel, Pflanzenöle, Emulsionen ohne Lösungsmittel und Schalwache unterschieden werden. Aus ökologischen Gesichtspunkten werden in zunehmendem Maße lösungsmittelfreie Trennmittel eingesetzt. Das Aufbringen der Trennmittel erfolgt durch Sprühen oder durch Verteilen mit einem Lappen.

2.5.4 Einbau von fließfähigem Beton

Der Einbau des Frischbetons bei Verwendung von fließfähigem Beton, inklusive SVB, erfolgt in der Regel auf folgende Arten:

- Einbau des Betons mittels Kübel von oben (freier Fall)
- Einbau des Betons mittels Pumpe von oben (freier Fall) und bei SVB auch von unten (Einpressen)
- Einbau mit Rutsche direkt aus dem Fahrmischer

Im Fertigteilwerk wird der Beton in der Regel mittels Kübel von oben eingebaut. Auf der Baustelle ist der Einbau des Betons mittels Pumpe oder Kübel von oben üblich. Möglich ist jeweils ebenso ein Pumpen von unten. Das Einbringen mit der Rutsche direkt aus dem Fahrmischer wird in der Regel lediglich bei Bauteilen mit geringer Betonierhöhe angewendet.

Hinsichtlich der einzelnen Arbeitsvorgänge ergeben sich bei SVB gegenüber Rüttelbeton umfangreiche Änderungen im Teilvorgang Betonieren [Huth (2005)]. Insbesondere durch den Wegfall der Verdichtung und des Umsetzens und Verfahrens von Schlauch bzw. Rutsche kann sich die Einbaugeschwindigkeit bei der Verwendung von SVB signifikant erhöhen.

Die Einbaugeschwindigkeit beeinflusst die Steiggeschwindigkeit im zu betonierenden Bauteil und damit den auf die Schalung einwirkenden Frischbetondruck. Des Weiteren sind durch den Einbauvorgang auch ohne Veränderung der Steiggeschwindigkeit Auswirkungen auf den Frischbetondruck zu erwarten. Einen weiteren Gesichtspunkt bildet die dynamische Anregung der Schalung während des Betoneinbaus.

2.5.5 Wirtschaftliche Auswirkungen des Frischbetondrucks

Die Höhe des Frischbetondrucks ist nach Graubner et al. (2006) von großer wirtschaftlicher Bedeutung, da sie die Wahl der Schalungskonstruktion maßgeblich beeinflusst. Damit ergeben sich Kostendifferenzen hinsichtlich des Materials und gegebenenfalls Auswirkungen auf die Kosten für die Montage und den Transport der Schalungen. Tabelle 2.11 gibt einen Überblick über die Materialkosten ausgewählter Rahmenschalungssysteme für Wände. Es ist ersichtlich, dass die Materialkosten mit zunehmendem Frischbetondruck signifikant zunehmen. Bei Träger-Wandschalungen ergeben sich sogar um etwa 45 % höhere Materialkosten, wenn der Frischbetondruck von 60 kN/m² auf 100 kN/m² ansteigt.

Rahmenwerkstoff	Betondruck bis ¹⁾ [kN/m ²]	mittlerer Ankeranteil [Anker/m ²]	relative Kosten bei Schalungshöhe von (100 = Stahlrahmen mit 60 kN/m ²)			
			1,2-1,3 m	2,5-2,7 m	ca. 4,0 m	5,4-5,5 m
Stahl kleinfläch.	50	1,5-1,8	108	98	-	-
Stahl	60	0,6-0,8	100	100	100	100
Stahl	80	0,5-0,8	132 ²⁾	117	122	119
Stahl	100	0,5-0,7	139 ²⁾	120	-	126
Aluminium	60	0,8	-	125	140	-

¹⁾ für eine maximal zulässige Durchbiegung gemäß DIN 18202 (2005), Tabelle 3, Zeile 6
²⁾ unter Verwendung von Aufstockelemente mit quer liegenden Standardelementen
 Reduzierung der relativen Kosten auf etwa 115

Tabelle 2.11: Relative Kosten von Rahmenschalungssystemen [Graubner et al. (2006)]

2.6 Modellvorstellungen und Berechnungskonzepte zur Bestimmung des Frischbetondrucks sowie normative Umsetzung

2.6.1 Allgemeines

Die bisher verwendeten Modelle zur Berechnung des Frischbetondrucks auf lotrechte Schalungen mit und ohne mechanische Verdichtung versuchen mit zum Teil sehr unterschiedlichen Herangehensweisen das Verhalten des Frischbetons in der Schalung zu beschreiben. Neben Modellen, die auf mechanischen Grundlagen beruhen, existieren eine Vielzahl empirisch abgeleiteter Rechenverfahren.

Der Frischbetondruck wird durch eine große Anzahl von Parametern beeinflusst. Aus den in der Literatur entnommenen Angaben wurden in Tabelle 2.12 die wichtigsten Einflussgrößen zusammengestellt. Bei einer Berechnung des Frischbetondrucks können jedoch nicht alle Parameter explizit berücksichtigt werden. Vielmehr ist ein Kompromiss zwischen der Genauigkeit des Ergebnisses und dem Aufwand zur Bestimmung der Modelleingangsparameter sowie für die Berechnung zu finden.

Parameter, welche den Frischbetondruck nur nachrangig beeinflussen, zum Zeitpunkt der Berechnung nur schwer vorherzusagen sind, oder bauseits schlecht beeinflusst werden können, sollten in einem Berechnungsvorschlag auf der sicheren Seite liegend abgeschätzt werden. Zu dieser Gruppe gehören beispielsweise der exakte Bewehrungsgehalt, die Rauigkeit der Schalungsoberfläche, das verwendete Trennmittel sowie die genauen Bestandteile der Betonrezeptur.

Demgegenüber sollten Parameter mit signifikanten Auswirkungen auf den Frischbetondruck detailliert in ein Berechnungsverfahren einfließen. Dies gilt insbesondere, wenn derartige Einflüsse steuerbar und vorhersehbar sind. Zu diesen Einflussgrößen zählen beispielsweise die Betoniergeschwindigkeit (Steiggeschwindigkeit), die absolute Betonierhöhe, die Betonkonsistenz, die Frischbetonrohichte, das Erstarrungsverhalten sowie die Betoneinbautechnologie.

Einflussgrößen	Auswirkung auf den Frischbetondruck ¹⁾ (Zu beachten ist die Interaktion zwischen den einzelnen Einflussparametern.)	
	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, Bluten des Betons bzw. Permeabilität	Frühschwinden
	Art und Menge der Mischungskomponenten (Zement, Betonzusatzstoffe, Gesteinskörnungen, Betonzusatzmittel, Wasser), relative Mengenanteile, wie z. B. Wasser-Mehlkorn-Verhältnis	
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.		

Tabelle 2.12: Zusammenstellung der Einflussparameter auf den Frischbetondruck und Bewertung deren Auswirkungen

Die vorhandenen Berechnungsansätze zur Bestimmung des Frischbetondrucks auf lotrechte Schalungen (Einfüllen von oben) können generell in folgende Modellgruppen eingeteilt werden.

- 1) hydrostatischer Ansatz
- 2) bodenmechanische Ansätze bei konstantem Materialverhalten
- 3) bodenmechanische Ansätze bei zeitlich veränderlichem Materialverhalten
- 4) Ansatz nach Silotheorie bei konstantem Materialverhalten
- 5) Ansatz nach Silotheorie unter Berücksichtigung der zeitabhängigen Reibung zwischen Frischbeton und Schalungswand über rheologische Kennwerte
- 6) rheologische Ansätze
- 7) Berechnung über den Wasserverbrauch
- 8) empirisch abgeleitete Ansätze

Einen qualitativen Vergleich der rechnerischen Druckverläufe der Modellansätze 1 bis 4 (am weitesten ausgereifte Modelle) zeigt Bild 2.30. Der hydrostatische Ansatz liefert die höchsten Horizontallasten. Etwas geringere Werte ergibt der Ansatz nach der Bodenmechanik ohne Berücksichtigung des Erstarrungsverhaltens. Bei Berücksichtigung des Erstarrungsverhaltens ist eine weitere, von der Schalungsgeometrie unabhängige, Reduzierung erkennbar, wobei Kapitel 2.6.4 die zugrunde liegenden Details der verschiedenen Ansatzfunktionen enthält. Wird die Silotheorie zur Berechnung herangezogen, ergeben sich bei schmalen Bauteilen im Vergleich zu breiten Konstruktionen geringere Drücke. Zu beachten ist jedoch, dass bei schmalen Schalungsquerschnitten durch vergleichsweise hohe dynamische Einwirkungen, wie z. B. Vibrationseinwirkung und Belastung durch den Einbauprozess, der positive Einfluss des Siloeffektes zum Teil wieder aufgehoben werden kann.

In den folgenden Kapiteln werden die Berechnungsansätze sowie die zugrunde liegenden Modelle vorgestellt.

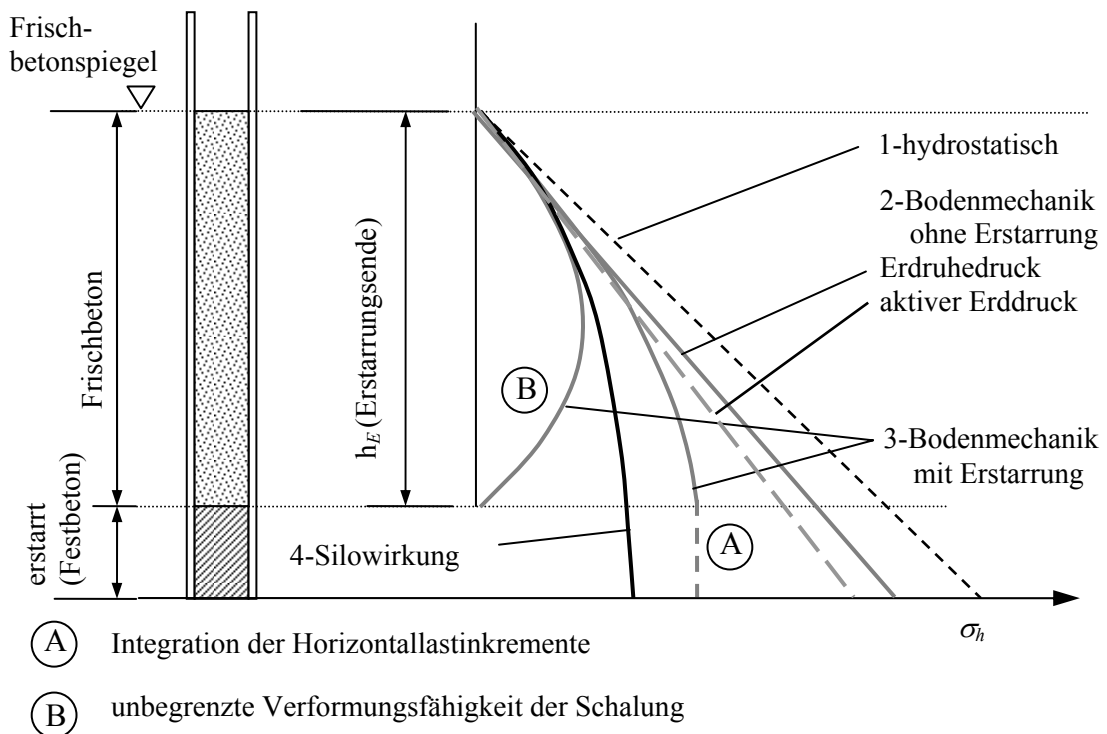


Bild 2.30: Vergleich der Druckverläufe auf Grundlage der Modellvorstellungen 1 bis 4 ohne Vibrationsverdichtung bei einer vergleichsweise dünnen Wand

2.6.2 Hydrostatischer Ansatz

Bei der Berechnung des Frischbetondrucks nach der Modellvorstellung 1 wird der Frischbeton als idealisierte Flüssigkeit mit der Dichte des Frischbetons angesehen. Der auf die Schalungsoberfläche wirkende Druck nimmt linear mit der Betonierhöhe zu [vgl. Gleichung (2.31)]. Dabei ist der Horizontaldruck σ_h gleich dem Vertikaldruck σ_v (hydrostatisches Verhalten).

$$\sigma_h = \sigma_v = h \cdot \gamma_c = h \cdot g \cdot \rho_c \quad (2.31)$$

Eine Berechnung des Frischbetondrucks nach Modellvorstellung 1 liefert stets auf der sicheren Seite liegende Ergebnisse, wenn der Beton von oben eingefüllt wird und keine unverhältnismäßig hohe mechanische Verdichtung erfolgt. Ebenfalls können bei schmalen Bauteilen, durch den Einfüllprozess bedingt, im Bereich der Einfüllstelle höhere Drücke auftreten. CIRIA Research Report Nr. 1 (1965) enthält Angaben zur lokalen Druckverteilung infolge mechanischer Verdichtung.

2.6.3 Bodenmechanische Ansätze bei konstantem Materialverhalten

Übersicht der Berechnungsverfahren nach E DIN 4085 (2002)

Eine weitere Möglichkeit zur Berechnung des Frischbetondrucks ist die Anwendung der Verfahren, welche in der Bodenmechanik Verwendung finden. Eine Berechnungskenngröße ist hier der Erddruckbeiwert oder Seitendruckbeiwert K bzw. λ . Bei lotrechten Oberflächen und Vernachlässigung der Kohäsion beschreibt der Seitendruckbeiwert das Verhältnis zwischen einer einwirkenden Horizontalspannung bzw. Horizontalkraft und der zugehörigen Vertikalspannung bzw. Vertikalkraft. Die Größe des Seitendruckbeiwertes λ wird signifikant durch den Winkel der inneren Reibung des Frischbetons φ (vgl. Kapitel 2.4.6) und die Bewegungsmöglichkeit der Stützfläche bzw. der Schalung beeinflusst. Bei veränderlichem Materialverhalten bestehen daneben Einflüsse aus der Lastgeschichte. Die λ -Werte können damit lediglich unter definierten Randbedingungen als reine Materialparameter betrachtet werden.

Die nachfolgende Tabelle 2.13 zeigt die Möglichkeiten der Berechnung des horizontalen Frischbetondrucks σ_h bei einer Betonierhöhe h auf der Grundlage der Verfahren nach E DIN 4085 (2002) für vertikale Stützbauwerke. Die Berechnungsverfahren gelten für die konstanten Materialparameter Kohäsion c , Reibungswinkel φ und Wichte γ_c .

Bezeichnung	Gleichung	Bedingungen
Erdruchdruck	$\sigma_h = \lambda \cdot \gamma_c \cdot h$ mit $\lambda = 1 - \sin \varphi$ (nach Jacky)	starre Stützwand ohne Ansatz der Kohäsion
aktiver Erddruck	$\sigma_h = \lambda \cdot \gamma_c \cdot h - 2 \cdot c \cdot \sqrt{\lambda}$ ¹⁾	verschiebliche Stützwand
	mit $\lambda = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$ (nach Coulomb)	Vernachlässigung der Reibung zwischen Stützwand und Material
	mit $\lambda = \frac{\cos \varphi}{(1 + \sqrt{2} \cdot \sin \varphi)^2}$ (nach Müller-Breslau)	Neigungswinkel des Erddrucks entspricht φ
¹⁾ Bei der Bemessung nach E DIN 4085 (2002) ist der Mindesterdruk zu beachten mit $\varphi = 40^\circ$ und $c = 0$.		

Tabelle 2.13: Berechnung des horizontalen Frischbetondrucks auf Grundlage der Verfahren in E DIN 4085 (2002)

Aus Tabelle 2.13 wird deutlich, dass die Steifigkeit der Stützwand den Spannungszustand im Material beeinflusst. Aus Bild 2.31 ist der qualitative Verlauf des Seitendruckbeiwertes λ nach E DIN 4085 (2002) für dichte Lagerung ersichtlich. Im Falle einer Wandbewegung vom gestützten Material weg verringert sich λ bzw. die

Horizontalspannung gegenüber dem Ruhezustand. Somit hat die Verformungsfähigkeit der Schalungskonstruktion auch Einfluss auf den horizontalen Frischbetondruck. Verschiebt sich die Stützwand in Richtung Material (mögliches Verhalten im Vorspannungszustand der Schalung), erhöht sich λ .

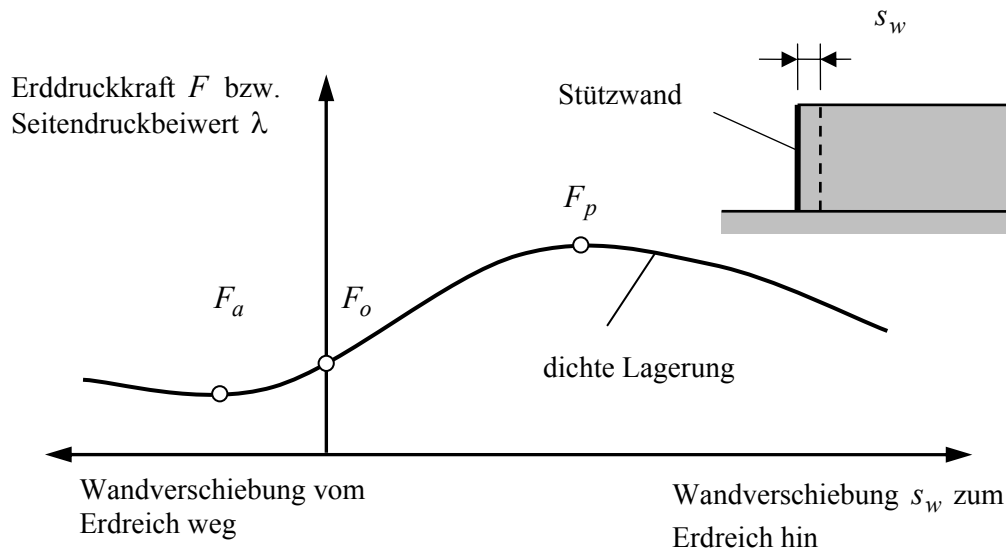


Bild 2.31: Größe der Erddruckkraft F bzw. des Seitendruckbeiwertes λ in Abhängigkeit der Wandverschiebung s_w nach E DIN 4085 (2002)

Erläuterungen zum Erdruchdruck

Im Falle des Erdruchdrucks, welcher aus dem Spannungszustand im linear-elastischen isotropen Halbraum abgeleitet wird, sind die vertikalen und horizontalen Normalspannungen gleichzeitig Hauptspannungen. Auf eine vertikale Stützwand wirken in diesem Fall keine Schubspannungen, sondern nur Normalspannungen σ_h bzw. σ_x .

Unter Annahme eines Materialverhaltens nach dem Hookeschen Gesetz mit der Querdehnzahl ν_c gilt:

$$\begin{aligned}\varepsilon_x &= \frac{\sigma_x - \nu_c \cdot (\sigma_y + \sigma_z)}{E} \\ \varepsilon_y &= \frac{\sigma_y - \nu_c \cdot (\sigma_x + \sigma_z)}{E} \\ \varepsilon_z &= \frac{\sigma_z - \nu_c \cdot (\sigma_x + \sigma_y)}{E}\end{aligned}\tag{2.32}$$

Mit den Randbedingungen $\varepsilon_x = \varepsilon_y = 0$ (wie im Falle einer starren Schalungswand vorliegend) gilt:

$$\sigma_x = \nu_c \cdot (\sigma_y + \sigma_z) \quad (2.33)$$

$$\sigma_y = \nu_c \cdot (\sigma_x + \sigma_z) \quad (2.34)$$

$$\sigma_x = \nu_c \cdot (\nu_c \cdot (\sigma_x + \sigma_z) + \sigma_z) \quad (2.35)$$

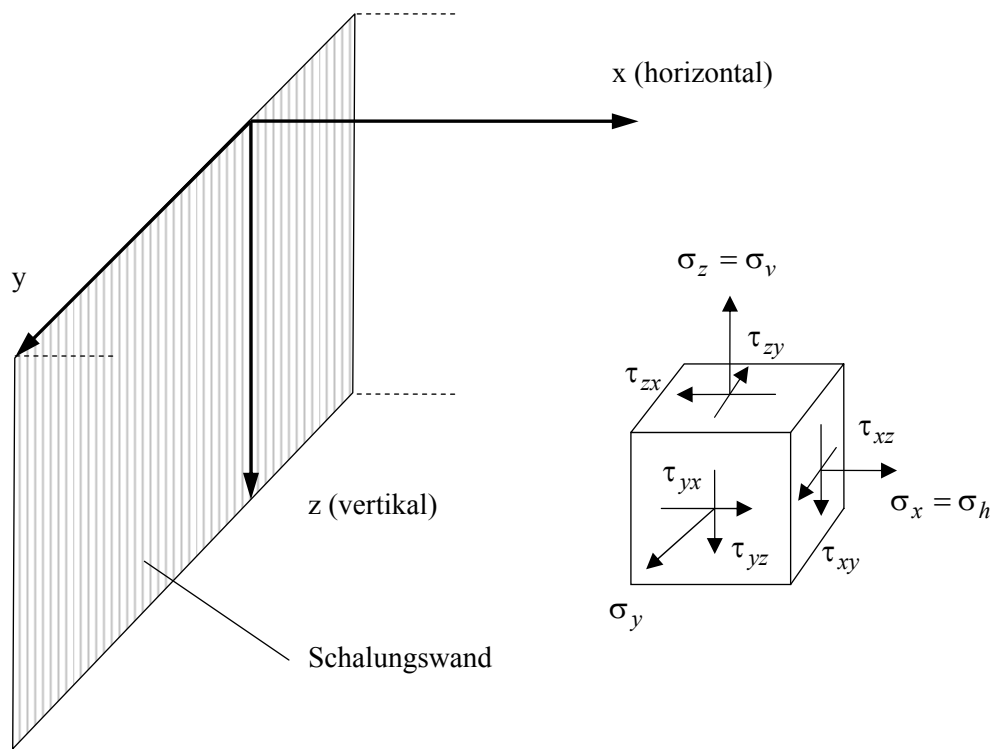


Bild 2.32: Spannungen im Boden bzw. im Beton innerhalb der Schalung (kartesisches Koordinatensystem)

Die Horizontalspannung σ_h bzw. σ_x ist nunmehr lediglich von der Querdehnzahl ν_c sowie der Vertikalspannung σ_v bzw. σ_z abhängig. Aus Gleichung (2.35) lässt sich der Seitendruckbeiwert λ nach Gleichung (2.36) ableiten.

$$\lambda = \frac{\nu}{1 - \nu_c} = \frac{\sigma_h}{\sigma_v} = \frac{\sigma_x}{\sigma_z} \quad (2.36)$$

Damit ergibt sich der Zusammenhang zwischen Horizontalspannung σ_h und Vertikalspannung σ_v bzw. der Tiefe h nach Gleichung (2.37).

$$\sigma_h = \frac{\nu_c}{1 - \nu_c} \cdot \sigma_v = \lambda \cdot \sigma_v = \lambda \cdot \gamma_c \cdot h \quad (2.37)$$

Bei einer Querdehnzahl von $\nu_c = 0,5$ liegt nach (2.37) stets hydrostatisches Verhalten vor. Demgegenüber ist bei $\nu_c = 0$ die Horizontalspannung $\sigma_h = 0$.

Die Bestimmung der Querdehnzahl ν_c von Böden (und damit auch von Frischbeton) ist in der Regel mit großen Schwierigkeiten behaftet. In diesem Zusammenhang ist zu bemerken, dass in der Regel in Böden der Elastizitätsmodul E und der Steifemodul (Kompressionsmodul) E_s in Abhängigkeit der Belastung stark veränderlich sind. Der Zusammenhang zwischen Elastizitätsmodul E und dem Steifemodul E_s bei verhinderter Seitendehnung ist in Gleichung (2.38) dargestellt.

$$E_s = E \cdot \frac{1 - \nu_c}{1 - \nu_c - 2 \cdot \nu_c^2} \quad (2.38)$$

Aus Versuchen zur Bestimmung des Erdruhedruckbeiwertes λ (auch K_0) bei Böden [Franke (1983)] wurde die auch in E DIN 4085 (2002) verankerte Beziehung (2.39) zur Berechnung der Horizontalspannungen σ_h abgeleitet.

$$\sigma_h = \lambda \cdot \sigma_v = (1 - \sin \varphi) \cdot \sigma_v \quad (2.39)$$

Es ist ersichtlich, dass σ_h lediglich durch den Reibungswinkel φ und die Vertikalspannung σ_v beschrieben wird. Zur Ermittlung der Einwirkungen auf Silos nach E DIN 1055-6 (2000) wird von folgendem Zusammenhang zwischen σ_h und σ_v ausgegangen:

$$\sigma_h = \lambda \cdot \sigma_v = 1,1 \cdot (1 - \sin \varphi) \cdot \sigma_v \quad (2.40)$$

Erläuterungen zum aktiven Erddruck

Im Gegensatz zum Erdruhedruck werden die Spannungszustände bei aktivem Erddruck mit Hilfe von Gleichgewichts- und Grenzspannungsbedingungen ermittelt. Bei den kinematischen Methoden, zu denen auch das Verfahren nach Coulomb zählt, wird davon ausgegangen, dass ein Scherversagen in diskreten Gleitflächen auftritt, auf denen sich monolithische Bruchkörper mit dem Eigengewicht G verschieben können (vgl. Bild 2.33). Maßgebend ist die Gleitfläche, bei der der Erddruck F_a den größten Wert erreicht. Der maßgebende Winkel der Gleitfläche ϑ_a errechnet sich durch die Lösung der Extremwertaufgabe (2.41) unter Ansatz von (2.42) nach Gleichung (2.43) [Möller (2004)].

$$\frac{\partial F_a}{\partial \vartheta_a} = 0 \quad (2.41)$$

$$F_a = G \cdot \tan(\vartheta_a - \varphi) \quad (2.42)$$

$$\vartheta_a = \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \quad (2.43)$$

Die Horizontalspannungen ergeben sich nunmehr nach Gleichung (2.44), wenn eine über die Höhe linear ansteigende Druckverteilung angenommen wird.

$$\sigma_h = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \cdot h \cdot \gamma = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \cdot \sigma_v \quad (2.44)$$

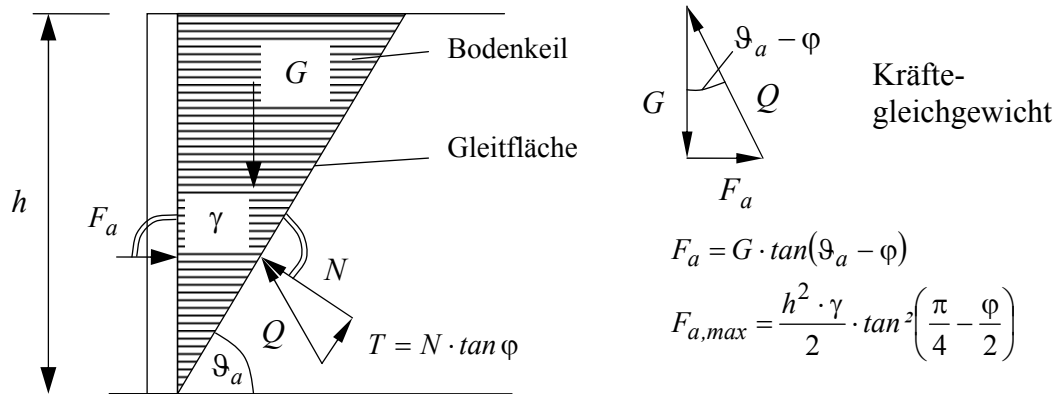


Bild 2.33: Bestimmung der aktiven Erddruckkraft nach Coulomb

Ein Hauptproblem bei der Anwendung der bodenmechanischen Ansätze zur Bestimmung des Frischbetondrucks liegt in der Bestimmung der benötigten Materialparameter c und φ . Es ist zu beachten, dass die Materialparameter des Frischbetons φ und c im undrainierten Zustand ermittelt werden müssen.

2.6.4 Bodenmechanische Ansätze bei zeitlich veränderlichem Materialverhalten

Bei der Berechnung des Frischbetondrucks unter Berücksichtigung des Erstarrungsverhaltens des Frischbetons wird angenommen, dass sich der Seitendruckbeiwert λ im Verlauf der Zeit ändert, d. h. sich durch den Ansteif- und Erstarrungsprozess verringert bzw. der Winkel der inneren Reibung φ ansteigt. Die Reibung zwischen Frischbeton und Schalungswand wird auch hier nicht angesetzt.

Der Seitendruckbeiwert des Frischbetons zum Zeitpunkt t bestimmt sich grundsätzlich aus dem Verhältnis der absoluten Horizontal- und Vertikalspannungen zum jeweiligen Betrachtungszeitpunkt mit $\lambda(t) = \sigma_h(t) / \sigma_v(t)$. Bei absoluter Verflüssigung, z. B. durch Vibration, gilt $\lambda = 1$; zum Erstarrungsende t_E des Betons gilt für praxisübliche Vertikaldrücke näherungsweise $\lambda = 0$, wenn die Querdehnung des Betons nicht behindert wird.

Im Gegensatz zum Seitendruckbeiwert $\lambda(t)$ ist der Wert $\hat{\lambda}(t)$ als Verhältnis der Änderungen von Horizontal- und Vertikalspannungen in einem definierten Betrachtungszeitraum Δt definiert.

Bei der Berechnung des Frischbetondrucks σ_h können zwei grundsätzliche Modelle unterschieden werden. Im Modell A wird davon ausgegangen, dass der horizontale Frischbetondruck σ_h durch Integration der Horizontaldruckzuwächse $d\sigma_h = d\sigma_v \cdot \hat{\lambda}(h)$ [nach Gl. (2.45)] über die Schalungshöhe dh mit Gleichung (2.46) zu bestimmen ist. Die differenzielle Veränderung der Schalungshöhe dh ist gleichzusetzen mit der differenziellen Änderung der Zeit t bei einer Betoniergeschwindigkeit v .

$$\begin{aligned} d\sigma_h &= d\sigma_v \cdot \hat{\lambda}(h) \\ &= \gamma_c \cdot \hat{\lambda}(h) \cdot dt = v \cdot \gamma_c \cdot \hat{\lambda}(t) \cdot dt \end{aligned} \quad (2.45)$$

$$\sigma_h = \int_0^h \gamma_c \cdot \hat{\lambda}(h) \cdot dh = \int_0^t v \cdot \gamma_c \cdot \hat{\lambda}(t) \cdot dt \quad (2.46)$$

$$\lambda(t) = \frac{\int_0^h v \cdot \gamma_c \cdot \hat{\lambda}(h) \cdot dh}{\sigma_v} = \frac{\int_0^t \hat{\lambda}(t) \cdot dt}{t} \quad (2.47)$$

Es ist zu erkennen, dass sich nach diesem Verfahren der Druckzuwachs im Verlauf des Ansteifens und Erhärtens bzw. mit fortschreitender Zeit verringert, der absolute Frischbetondruck jedoch kontinuierlich zunimmt, vgl. Modell A in Bild 2.34. Bei veränderlichem Materialverhalten und kleineren Zeitdifferenzen kann der Wert $\hat{\lambda}(t) = \Delta\sigma_h / \Delta\sigma_v$ somit signifikant vom Seitendruckbeiwert $\lambda(t)$ abweichen. Dieser Ansatz zur Berechnung des Frischbetondrucks ist in der Fachöffentlichkeit umstritten, wurde jedoch immer wieder verwendet, so z. B. auch in DIN 18218 (1980) und von Specht (1981) sowie Böhm (1929).

Eine weitere, auch im Rahmen der Entwicklung von DIN 18218 (1980) in Erwägung gezogene, dann aber verworfene Möglichkeit, ist die Berechnung des Horizontaldrucks über das Produkt des gesamten Vertikaldrucks σ_v und des Seitendruckbeiwertes zum Zeitpunkt t nach Gleichung (2.48), bezeichnet als Modell B.

$$\sigma_h = v \cdot t \cdot \gamma_c \cdot \lambda(t) \quad (2.48)$$

Den prinzipiellen Druckverlauf der Modelle zeigt Bild 2.34. Es ist ersichtlich, dass nach Modell B der Druck zunächst ansteigt und zum Erstarrungsende hin wieder abfällt. Insgesamt liefert Modell B bei vergleichsweise hohen Wänden signifikant geringere Frischbetondrücke als Modell A. Erforderlich für die Anwendung von Modell B ist in diesem Fall jedoch eine ausreichende Verformbarkeit des Schalungssystems zur Aufhebung des Vorspannungszustandes im betrachteten Bemessungsfall.

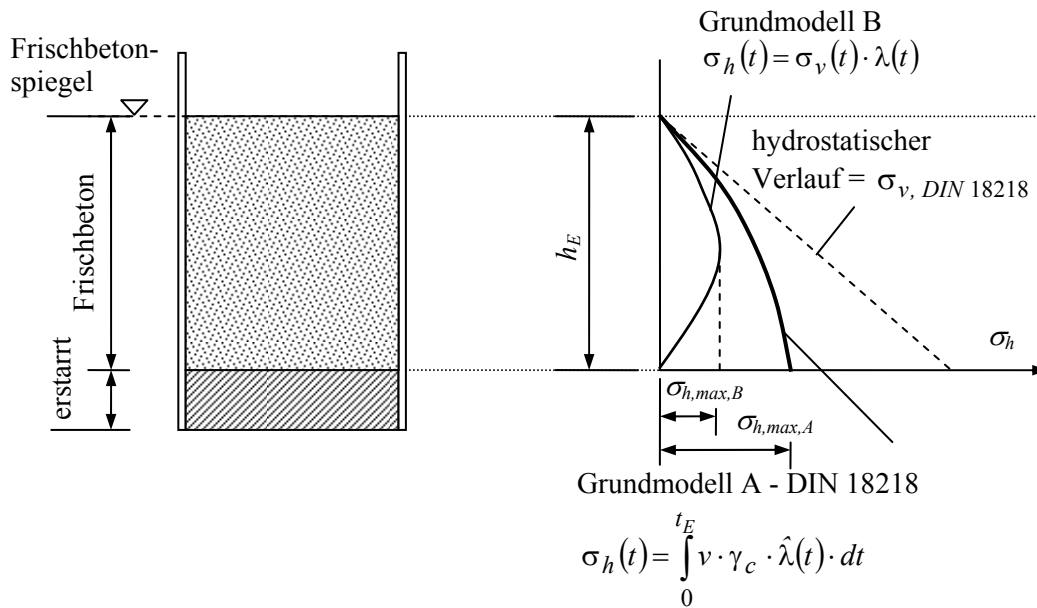


Bild 2.34: Druckentwicklung für verschiedene Modellvorstellungen unter Berücksichtigung der Erstarrung des Frischbetons

Anwendung nach DIN 18218 (1980) - (Deutschland)

Die in Deutschland gültige Norm zur Bestimmung des Frischbetondrucks DIN 18218 (1980) basiert hauptsächlich auf den Erkenntnissen der Untersuchungen von Specht (1973) und Specht (1981). Es wird bei der Berechnung des Frischbetondrucks vom Grundmodell A nach Gl. (2.46) ausgegangen.

Der Verlauf von $\lambda(t)$ wird in DIN 18218 als linear von $\lambda(t=0)$ bzw. λ_0 (Betonierbeginn) auf $\lambda(t_E)=0$ (Erstarrungsende des Betons) abnehmend angenommen. Die Berücksichtigung der Vibrationswirkung erfolgt durch einen Druckzuschlag.

DIN 18218 unterscheidet bei der Berechnung des Frischbetondrucks zwischen den Konsistenzbereichen K1 (neu F1), K2 (neu F2), K2 (neu F3) und Fließbeton (neu F4). Der rechnerische Anfangsseitendruckbeiwert $\lambda_0 = 0,08 - 0,27$ wird von der Norm in Abhängigkeit der Konsistenz festgelegt. Die experimentellen Untersuchungen zum Seitendruckbeiwert von Specht (1973) ergaben im Vergleich zu den Normangaben für λ_0 wesentlich höhere Werte bis zu $\lambda_0 = 0,8$, also auch höhere rechnerische Frischbetondrücke (vgl. Tabelle 2.14). Die günstigen Annahmen für λ_0 nach DIN 18218 sind damit zu erklären, dass der druckmindernde Einfluss aus der Reibung zwischen Schalungsoberfläche und Frischbeton in DIN 18218 nicht explizit berücksichtigt wird und das Grundmodell A gegenüber Grundmodell B auf der sicheren Seite liegt.

Der Norm liegt folgende allgemeine Bestimmungsgleichung (2.49) zur Berechnung des maximal anzusetzenden Frischbetondrucks $\sigma_{h,max}$ zugrunde:

$$\sigma_{h,max} = \frac{\gamma_c}{2} \cdot v \cdot \lambda_0 \cdot t_E + h_v \cdot (\gamma_c - \gamma_c \cdot \lambda_0) \quad [\text{kN/m}^2] \quad (2.49)$$

Konsistenzklassen	Anfangsseitendruckbeiwert λ_0	
	nach Specht (1973)	nach DIN 18218 (1980)
nach DIN 18218 (1980) ¹⁾		
K1 (F1)	0,08	0,08
K2 (F2)	0,52	0,16
K3 (ca. F3 bis F4)	0,78	0,22
Fließbeton (ca. F4 bis F5)	-	0,27

¹⁾ Klammawerte sind entsprechende Konsistenzklassen nach DIN EN 206-1 (2001)

Tabelle 2.14: Vergleich der nach Specht (1973) ermittelten Anfangsseitendruckbeiwerte mit den Annahmen der DIN 18218 (1980)

Das Grunddiagramm zur Bestimmung des maximal möglichen Frischbetondrucks $\sigma_{h,max}$ (vgl. Bild 2.35) basiert auf folgender Gleichung:

$$\sigma_{h,max} = \min \begin{cases} \sigma_{h,max,1} \\ \sigma_{h,max,2} \\ H \cdot \gamma_c \end{cases} \quad [\text{kN/m}^2] \quad \begin{array}{l} \text{Grenzwert aus Erstarrung} \\ \text{maximaler Grenzwert} \\ \text{hydrostatischer Grenzwert} \end{array} \quad (2.50)$$

Bei Annahme eines Erstarrungsendes t_E nach 5 Stunden mit einer Frischbetontemperatur von 15 °C und Verwendung von Innenrüttlern gilt:

$$\sigma_{h,max,1} = \gamma_c \cdot K_T \cdot (0,68 \cdot v + 0,68) \text{ - Fließbeton (F4 und z.T. F5)}$$

$$\sigma_{h,max,1} = \gamma_c \cdot K_T \cdot (0,56 \cdot v + 0,72) \text{ - weich (F3)}$$

$$\sigma_{h,max,1} = \gamma_c \cdot K_T \cdot (0,40 \cdot v + 0,76) \text{ - plastisch (F2)}$$

$$\sigma_{h,max,1} = \gamma_c \cdot K_T \cdot (0,20 \cdot v + 0,84) \text{ - steif (F1)}$$

Für $v \leq 7$ m/h ist festgelegt:

$$\sigma_{h,max,2} = 100 \text{ kN/m}^2 \text{ für Stützen}$$

$$\sigma_{h,max,2} = 80 \text{ kN/m}^2 \text{ für Wände}$$

mit

$$K_T \text{ Temperaturkoeffizient } K_T = (145 - 3 \cdot T_c) / 100$$

$$T_c \text{ Frischbetontemperatur } 5 \text{ °C} \leq T_c \leq 30 \text{ °C}$$

Bei Einsatz von Erstarrungsverzögerern ist der maximale Frischbetondruck $\sigma_{h,max,1}$ und $\sigma_{h,max,2}$ mit den Faktoren aus Tabelle 2.15 zu multiplizieren.

Faktoren bei Erstarrungsverzögerung [h] ¹⁾	Konsistenzbereich		
	K1 (F1)	K2 (F2)	K3, Fließbeton (F3, F4, (F5))
5	1,15	1,25	1,40
15	1,45	1,80	2,15

¹⁾ Faktoren gelten nur bis zu einer Betonierhöhe von 10 m.

Tabelle 2.15: Faktoren für die Erhöhung des Frischbetondrucks nach Bild 2.35 bei Einsatz von Erstarrungsverzögerern

Der charakteristische Wert des Frischbetondrucks ist nach DIN 18218 über eine Höhe von $h = t_E \cdot v$ (mit t_E Erstarrungsende des Betons) anzusetzen (vgl. Bild 2.40). Dabei muss von einem hydrostatischen Betondruck bis zum Erreichen des maximalen Wertes $\sigma_{h,max}$ ausgegangen werden. Dieser wirkt bis zum Erstarrungsende auf die entsprechenden Schalungsabschnitte. Das Druckverteilungsdiagramm ist als Wanderlast in Abhängigkeit von der Betonierhöhe aufzufassen.

Das Bild 2.35 zeigt den maximalen Frischbetondruck in Abhängigkeit der Steiggeschwindigkeit und gilt nur bei der Verwendung von Innenvibratoren der Rüttlergruppe 1 bis 3 nach DIN 4235-1 (1978) und Verdichtung nach DIN 4235-2 (1978). Bei der Verwendung von Außen- bzw. Schalungsvibratoren oder bei dauernder Wirkung von anderweitigen gleichartigen Erschütterungen ist über die gesamte Höhe der hydrostatische Betondruck anzusetzen.

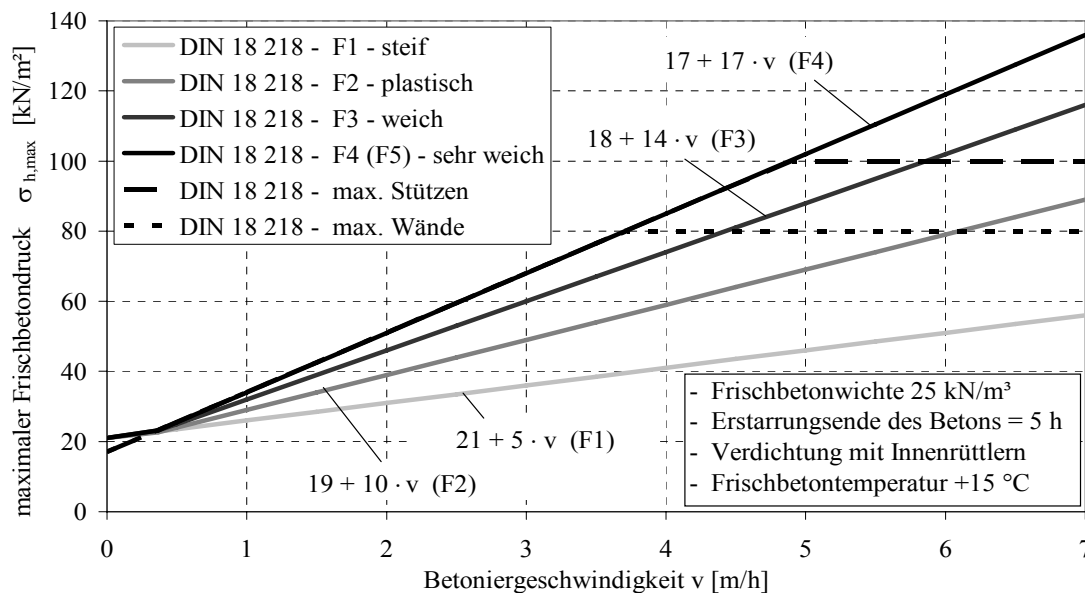


Bild 2.35: Grunddiagramm zur Bestimmung des Frischbetondrucks $\sigma_{h,max,1}$ bzw. 2 nach DIN 18218 (1980)

2.6.5 Ansatz nach der Silotheorie bei konstantem Materialverhalten

a) Generelles Berechnungsverfahren nach Janssen (1895)

Eine Möglichkeit der Berechnung des Frischbetondrucks ist das Scheibenelementverfahren bzw. die Silotheorie nach Janssen (1895). Nach dieser Theorie reduziert sich der Vertikal- und Horizontaldruck im Siloschaft infolge der Schubspannung τ_w zwischen dem Schüttgut (Beton) und der Behälterwand (Schalung). Bild 2.36 sowie Gleichung (2.51) zeigen das Kräftegleichgewicht am Scheibenelement mit infinitesimaler Dicke.

$$A \cdot \sigma_v + \gamma_c \cdot A \cdot dh = A \cdot (\sigma_v + d\sigma_v) + \tau_w \cdot U \cdot dh \quad (2.51)$$

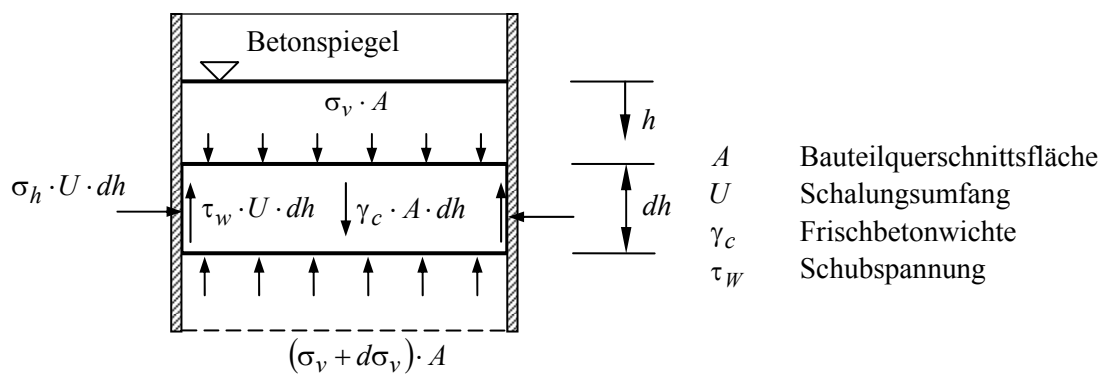


Bild 2.36: Gleichgewicht der Kräfte im Silo- bzw. Schalungsschaft

mit

$$\mu = \frac{\tau_w}{\sigma_h} \quad (\text{Reibungskoeffizient für Kohäsion/Adhäsion } c_w = 0) \quad (2.52)$$

$$\lambda = \frac{\sigma_h}{\sigma_v} \quad (\text{Seitendruckbeiwert}) \quad (2.53)$$

Die Differentialgleichung für die Bestimmung des Vertikaldrucks ergibt sich nach Gleichung (2.54). Deren Lösung führt zu Gleichung (2.55) und unter der Randbedingung, dass die Spannung an der Schüttgutoberfläche σ_{v0} null, ist zu Gleichung (2.56).

$$\frac{d\sigma_v}{dh} + \sigma_v \cdot \mu \cdot \lambda \cdot \frac{U}{A} = \gamma_c \quad (2.54)$$

$$\sigma_v = \frac{\gamma_c \cdot A}{\lambda \cdot U \cdot \mu} \left[1 - e^{-\frac{U \cdot \mu \cdot \lambda}{A} \cdot h} \right] + \sigma_{v0} e^{-\frac{U \cdot \mu \cdot \lambda}{A} \cdot h} \quad (2.55)$$

$$\sigma_v = \frac{\gamma_c \cdot A}{\lambda \cdot U \cdot \mu} \left[1 - e^{-\frac{U \cdot \mu \cdot \lambda}{A} \cdot h} \right] \quad (2.56)$$

Die Gleichung (2.57) zur Bestimmung des Horizontaldrucks erhält man durch einfache Umformung der Gleichungen (2.52) und (2.53) aus Gleichung (2.56). Für sehr hohe Schalungen $h \rightarrow \infty$ gilt der Grenzwert nach Gleichung (2.58) bzw. (2.59).

$$\sigma_h = \frac{\gamma_c \cdot A}{U \cdot \mu} \left[1 - e^{-\frac{U \cdot \mu \cdot \lambda}{A} \cdot h} \right] \quad (2.57)$$

$$\sigma_{h,max} = \frac{\gamma_c \cdot A}{U \cdot \mu} \quad (2.58)$$

$$\sigma_{h,max} = \frac{\gamma_c \cdot b}{2 \cdot \mu} \quad \text{für Wände} \quad (2.59)$$

b) Anwendung der Silotheorie nach Böhm (1929)

Bereits Böhm (1929) stellte einen Berechnungsansatz für nicht gerüttelten Fließbeton vor, welcher auf der „Silotheorie“ basiert. Der seinerzeit eingesetzte „Gussbeton“ entspricht in etwa der heutigen Konsistenzklasse F4 bis F5 nach DIN EN 206-1 (2001), lediglich ohne Betonzusatzmittel. Als Reibungsbeiwert μ wird nach Böhm (1929) $\mu = \tan \varphi'$ angesetzt mit $\varphi' = \varphi / 2$, d.h. mit dem Tangens des halben Winkels der inneren Reibung φ . Dabei gilt nach Noack (1919) für „geschmeidigen“ Gussbeton $\varphi = 15^\circ$ und für „gesetzten“ Beton $\varphi = 25^\circ$. Die Erhöhung des Reibungswinkels bzw. der Steifigkeit des Frischbetons erfolgt nach Böhm (1929) durch das Absetzen der festen Bestandteile und gleichzeitiger Wasserabsonderung im Ruhezustand.

Das Horizontallastverhältnis bzw. der Seitendruckbeiwert λ errechnet sich nach Böhm zu $\lambda = \tan^2(45^\circ - \varphi / 2)$. Für „geschmeidigen“ Fließbeton mit $\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$ ergäbe sich bei Verwendung von Gleichung (2.59) der maximale Frischbetondruck zu:

$$\sigma_{h,max} = \frac{25 \cdot A}{U \cdot \tan(15^\circ / 2)} = 190 \cdot \frac{A}{U} \quad [\text{kN/m}^2] \quad (2.60)$$

c) Anwendung der Silotheorie nach Vanhove (2001)

Vanhove (2001) wendet Gleichung (2.57) für Selbstverdichtenden Beton an. Zum Zeitpunkt des Einbringens ist von einem Horizontallastverhältnis mit annähernd $\lambda(t=0) = 1$ auszugehen. Damit ergibt sich die Gleichung (2.61) zur Bestimmung des Horizontaldrucks.

$$\sigma_h = \sigma_v = C_d \cdot \frac{\gamma_c \cdot A}{U \cdot \mu} \left[1 - e^{-\frac{U \cdot \mu}{A} \cdot h} \right] \quad (2.61)$$

mit

C_d Erhöhungsfaktor wird in erster Näherung mit 1,5 angesetzt.

Der von Vanhove (2001) verwendete Erhöhungsfaktor C_d [eingeführt für granulare Mischungen von Safarian (1969)] soll dabei den dynamischen Einfluss und den Aufbau der Schalung berücksichtigen.

Zur Bestimmung des Reibungsbeiwertes μ wurden von Vanhove (2001) Materialversuche (Reibungsversuche) durchgeführt. Beim Wandreibungswinkel μ wurde zwischen dem statischen Wert bzw. der Haftreibung μ_h und dem dynamischen Wert bzw. der Gleitreibung μ_g unterschieden. Die Beiwerte wurden an einem SVB mit einem Setzfließmaß von 70 cm in Abhängigkeit der Normalspannungen $40 \text{ kN/m}^2 \leq \sigma_n \leq 400 \text{ kN/m}^2$ ermittelt. Als Schalungsoberfläche diente ein glattes Stahlblech mit den Rauigkeitskenngrößen $R_a = 0,3 \text{ }\mu\text{m}$ und $R_t = 2,3 \text{ }\mu\text{m}$ nach DIN EN ISO 4287 (1998). Es ergaben sich die Reibungsbeiwerte zu $0,02 \leq \mu_h \leq 0,04$ und $0,017 \leq \mu_g \leq 0,02$, wobei bei höheren Spannungen kleinere Reibungsbeiwerte auftraten.

Nach Graubner et al. (2006) können bei Verwendung unterschiedlicher Selbstverdichtender Betone die Reibungskoeffizienten sehr stark variieren. Somit ist eine allgemeine Berechnung des Frischbetondrucks nach Gleichung (2.61) nicht möglich.

d) Berücksichtigung der Kohäsion

Wird bei der Berechnung des Frischbetondrucks die Kohäsion c_w zwischen Beton und Schalungsoberfläche explizit berücksichtigt, ergibt sich die Wandreibung zu $\tau_w = \bar{\mu} \cdot \sigma_h + c_w$ und Gleichung (2.56) erweitert sich zu:

$$\sigma_v = \frac{\gamma_c \cdot A - c_w \cdot U}{\lambda \cdot U \cdot \bar{\mu}} \left[1 - e^{-\frac{U \cdot \bar{\mu} \cdot \lambda}{A} \cdot h} \right] \quad (2.62)$$

Mit $\lambda(t=0) = 1$ gilt für den Horizontaldruck damit:

$$\sigma_h = \frac{\gamma_c \cdot A - c_w \cdot U}{U \cdot \bar{\mu}} \left[1 - e^{-\frac{U \cdot \bar{\mu}}{A} \cdot h} \right] \quad (2.63)$$

2.6.6 Ansatz nach der Silotheorie unter Berücksichtigung der zeitabhängigen Reibung über rheologische Kennwerte

Ovarlez&Roussel (2006) entwickelten ein Modell zur Berechnung des Frischbetondrucks, welches ebenfalls auf der Silotheorie basiert. Im Gegensatz zu den Verfahren im vorherigen Kapitel 2.6.5 wird das zeitabhängige Verhalten des Reibungswiderstandes zwischen dem Frischbeton und der Schalungswand berücksichtigt.

Ausgegangen wird von einem lastunabhängigen Reibungswiderstand, welcher der Fließgrenze des Betons entspricht $\tau_w(t) = \tau_0(t)$. Der zeitliche Verlauf des Widerstandes wird linear angenommen, wobei der Faktor A_{thix} den Anstieg des Widerstandes im Laufe

der Zeit t ausdrückt. Die Schubspannung zwischen Beton und Schalungsoberfläche ergibt sich somit nach Gleichung (2.64).

$$\tau_w(t) = \tau_0^i + A_{thix} \cdot t = A_{thix} \cdot t \quad (\text{für SVB}) \quad (2.64)$$

Bei SVB ist die Fließgrenze zum Betonierbeginn τ_0^i in etwa null. Nach Ovarlez&Roussel (2006) berechnet sich für Wände (Länge \gg Dicke) der Frischbetondruck daher unter Annahme eines Seitendruckbeiwertes λ von 1,0 zu:

$$\sigma_h = \gamma_c \cdot h - \frac{(h-b)^2 \cdot A_{thix}}{b \cdot v} \quad (2.65)$$

Das Hauptproblem dieses Verfahrens liegt in der Abschätzung des Materialparameters A_{thix} , welcher bei den von Ovarlez&Roussel (2006) untersuchten Betonen 0,1–0,2 Pa/s betrug. Weiterhin wird die Wandreibung mit der inneren Reibung des Betons gleichgesetzt, was bei sehr glatten Schalungen nicht die realen Verhältnisse widerspiegeln kann.

Nachteilig wirkt sich dieses Verfahren ebenfalls bei der Berechnung von Bauteilen mit großen Querschnittsabmessungen (Länge und Breite) aus, da der Seitendruckbeiwert λ als zeitlich konstant angenommen wird ($\lambda \approx 1,0$) und durch die Schalungsreibung nur eine geringe Abminderung des Vertikal- und Horizontaldrucks gegenüber dem hydrostatischen Wert zu erwarten ist.

Beitzel (2006) stellt ein in der Entwicklung befindliches Verfahren vor, in dem sowohl die zeitliche Veränderung der Wandreibung als auch die Zeitabhängigkeit der inneren Reibung Berücksichtigung finden. Es wird jedoch davon ausgegangen, dass die Widerstandsgrößen Werte annehmen, die unabhängig vom jeweiligen Spannungszustand sind.

Von Interesse ist in diesem Zusammenhang weiterhin die Gleichung (2.65a) zum Zusammenhang zwischen Frischbetondruck σ_h , Bettungsmodul der Schalung k und Schalungsdurchbiegung Δb .

$$\sigma_h = k \cdot \Delta b \quad (2.65a)$$

Zusätzlich wird von Beitzel (2006) der Einfluss der Einbaugeschwindigkeit des einzubauenden Betons v_f , des maßgebenden Betonquerschnitts A und der Frischbetondichte ρ_c auf eine zusätzlich wirkende Impulsauflast F_{Imp} behandelt (2.65b).

$$F_{Imp} = \rho_c \cdot v_f^2 \cdot A \quad (2.65b)$$

2.6.7 Rheologische Ansätze

Bei diesen in der Entwicklung befindlichen Verfahren wird der Betondruck über rheologische Kenngrößen, wie z. B. Viskosität, Fließgrenze, Thixotropie des Frischbetons, ermittelt. Khayat&Assaad (2005) charakterisierten das thixotrope Verhalten des Frischbetons zum betrachteten Zeitpunkt t mit der „Bruchfläche“ A_b im Scherdiagramm (vgl. Bild 2.6). Die Ermittlung der Schubspannungen τ erfolgte dabei in einem Koaxial-Rheometer mit verschiedenen Schergeschwindigkeiten ω und bis zu 0,9 Umdrehungen je Sekunde. Die Kurven, welche die Fläche A_b begrenzen, bilden die Schubspannungen zum jeweiligen Scherbeginn sowie die Schubspannungen im Gleichgewichtszustand.

Khayat&Assaad (2005) fand einen Zusammenhang zwischen der Fläche A_b und dem zeitlich veränderlichen Gesamtseitendruckbeiwert $K(t)$ bzw. $\lambda(t)$. Der Seitendruckbeiwert wurde an Rundstützen mit einer Höhe von 2,8 m und einem Durchmesser von 0,2 m ermittelt. Die Gleichungen (2.66) bis (2.68) enthalten die entsprechenden Seitendruckbeiwerte direkt nach dem Befüllen der Stütze mit einer Betoniergeschwindigkeit von $v = 10$ m/h sowie 100 min und 200 min nach dem Befüllen der Stütze in Abhängigkeit von A_b . Es ist zu erkennen, dass bei einer größeren Bruchfläche A_b jeweils ein geringerer Frischbetondruck zu erwarten ist.

$$K_0 = -0,047 A_{b1} + 105,8 \quad [\%] \quad (R^2 = 0,89) \quad (2.66)$$

$$K_{100} = -0,099 A_{b2} + 112,2 \quad [\%] \quad (R^2 = 0,85) \quad (2.67)$$

$$K_{200} = -0,125 A_{b3} + 116,8 \quad [\%] \quad (R^2 = 0,84) \quad (2.68)$$

Die bei der Variation der Betoniergeschwindigkeit v gefundenen Ab- und Zuschläge für $K_0(t=0)$ für einen Beton mit $A_{b1} = 350$ J/(m·s) sind in Tabelle 2.16 zusammengefasst.

Betoniergeschwindigkeit v [m/h]	5	10	15	20	25	30
ΔK_0 bezogen auf K_0 nach Gleichung (2.66) ¹⁾ [%]	-6,1	0	3,6	6,1	8,0	9,6
¹⁾ gilt nur für die untersuchten Stützen mit einem Durchmesser von 20 cm bis zu einer Betonierhöhe von 2,8 m und einen Beton mit $A_{b1} = 350$ J/(m·s)						

Tabelle 2.16: Ab- und Zuschläge ΔK_0 für den Seitendruckbeiwert nach Khayat&Assaad (2005)

2.6.8 Berechnung des Frischbetondrucks über den Wasserverbrauch infolge Hydratation und über die Permeabilität des Frischbetons

Entsprechend der Ausführungen von Adriamanantsilavo (2003) ist nach dem Ende des Betoneinbaus die Reduzierung des Frischbetondrucks $\sigma_{h,tot}$ in einer Schalung zunächst identisch mit dem Verlauf des Porenwasserdrucks σ_w (vgl. Bild 2.37). Nach

Annullierung des einwirkenden Drucks tritt jedoch im Gegenteil zum Gesamtdruck negativer Porenwasserdruck auf. Der Druckabfall erfolgt umso schneller, je geringer der Wasser/Zement-Wert ist.

Auf Grundlage dieser Untersuchungen leitete Adriamanantsilavo (2003) ein noch in der Entwicklung befindliches Verfahren ab. Hierbei wird versucht, durch die Bestimmung des Porenwasserdrucks im Frischbeton auf den zeitlichen Verlauf des Frischbetondrucks zu schließen. Der Porenwasserdruck wird in Abhängigkeit der Strömung des Wassers im Frischbeton (infolge der Permeabilität des Frischbetons) sowie des Wasserverbrauchs infolge Hydratation ermittelt.

Zur Beschreibung des Strömungsverhaltens, welches durch eine Wasserhöhendifferenz Δh_w (Porenwasserüberdruck-Wassersäule) hervorgerufen wird, verwendete Adriamanantsilavo (2003) das Gesetz von Darcy. Danach beträgt die in einem Medium durchströmte Wassermenge Q :

$$Q = K_w \cdot \frac{\Delta h_w}{l} \cdot A \quad [\text{m}^3/\text{s}] \quad (2.69)$$

Dabei ist K_w der Durchlässigkeitsbeiwert, l die durchströmte Länge und A die durchströmte Fläche.

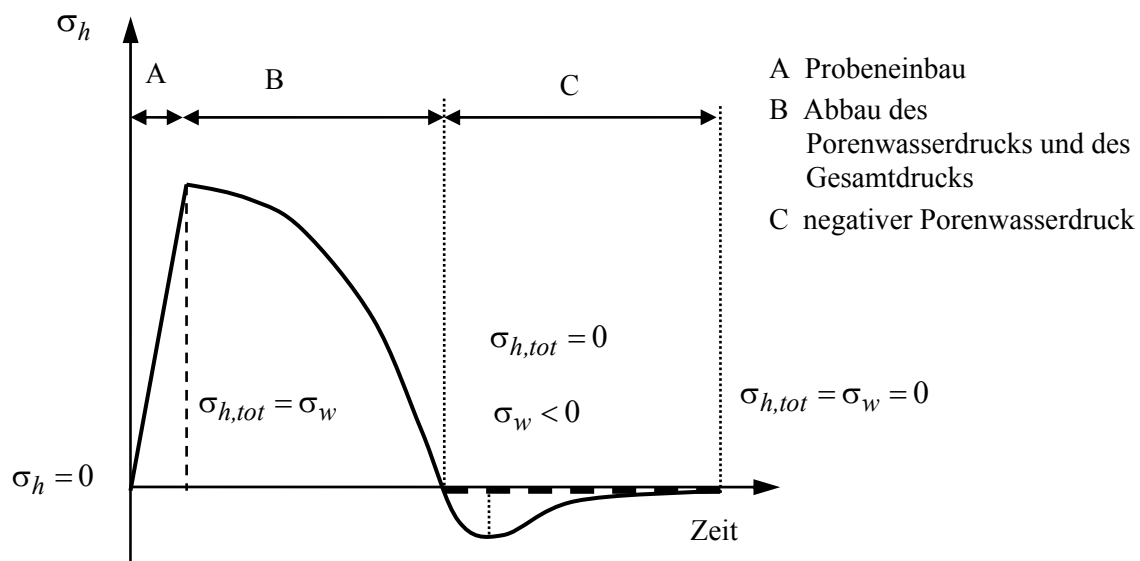


Bild 2.37: Gemessene Entwicklung des Porenwasserdrucks σ_w und des Gesamtdrucks $\sigma_{h,tot}$ nach Adriamanantsilavo (2003)

Auf Grundlage verschiedener weiterer Annahmen entwickelte Adriamanantsilavo (2003) eine Differentialgleichung zur Beschreibung der Entwicklung des Porenwasserdrucks. Weiterführende Untersuchungen ergaben, dass der Wasserverlust infolge der Permeabilität des Frischbetons keinen signifikanten Einfluss auf den Frischmörtel- bzw. Frischbetondruck hat. Demgegenüber wurde ein deutlicher Einfluss des Wasserverlusts

infolge der chemisch/physikalischen Vorgänge im jungen Alter und insbesondere der Hydratation des Zementes festgestellt. Zur Beschreibung des Wasserverbrauchs S_w wendet Adriamanantsilavo (2003) folgende Gleichung (2.70) an, wobei n und m gewählte Parameter, t die Zeitdauer und t_0 den Zeitpunkt der schnellsten Wasserabnahme darstellen.

$$S_w = n \cdot e^{-m \cdot (t-t_0)^2} \quad (2.70)$$

Das beschriebene Verfahren ist derzeit nicht zur Berechnung des Frischbetondrucks einsetzbar, insbesondere deshalb, weil keine allgemeinen Angaben zu den Parametern nach Gleichung (2.70) vorliegen. Des Weiteren ist die Gültigkeit des Ansatzes zur Berechnung des Porenwasserdrucks im Hinblick auf die Verhältnisse von Frischbeton in einer Schalung anzuzweifeln. Insbesondere der von Adriamanantsilavo (2003) aufgestellten Hypothese eines gleichartigen Verlaufs von Porenwasserdruck bzw. Frischbetondruck σ_w und Wassergehalt, die von entscheidender Bedeutung ist, muss widersprochen werden.

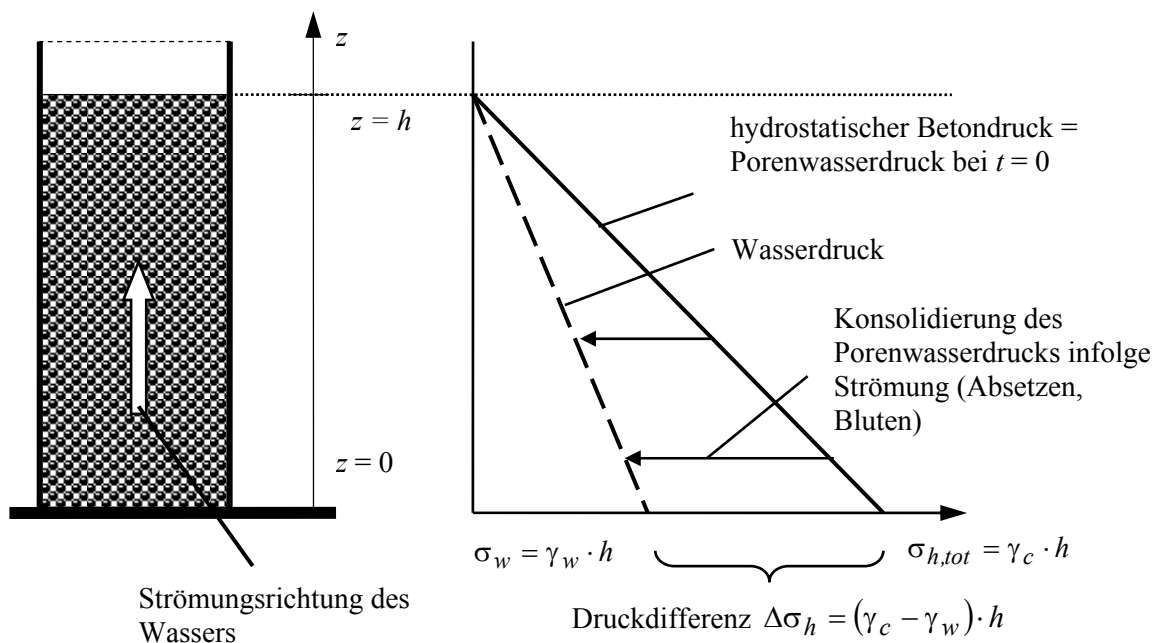


Bild 2.38: Vereinfachte Darstellung der Schalung und des Porenwasserdrucks zum Zeitpunkt $t = 0$ (sofortiges Einfüllen) und Konsolidierung des Porenwasserüberdrucks durch Wasserströmung

2.6.9 Empirisch abgeleitete Ansätze

Die Berechnungsverfahren dieser Modellgruppe wurden weitestgehend auf Grundlage von durchgeführten Druckmessungen an Bauteilen entwickelt. Die Ergebnisse der Berechnungen können daher lediglich im Rahmen der den Versuchen zugrunde liegenden Randbedingungen (z. B. Konsistenzklassen, Erstarrungsverhalten, Betonierhöhen) als zutreffend angesehen werden. Der maximale erreichbare Frischbetondruck $\sigma_{h,max}$ errechnet sich nach der folgenden Gleichung, wobei zwischen zwei maximal möglichen Grenzwerten unterschieden wird:

$$\sigma_{h,max} = \min \left| \begin{array}{l} \sigma_{h,max,1} \\ \sigma_{h,max,2} \end{array} \right| \quad \begin{array}{l} \text{hydrostatischer Grenzwert} \\ \text{zweiter Grenzwert} \end{array} \quad [\text{kN/m}^2] \quad (2.71)$$

mit

$$\sigma_{h,max,1} = \gamma_c \cdot H$$

$\sigma_{h,max,2}$ nach Tabelle 2.17

Berechnungsansatz	$\sigma_{h,max,2}$ [kN/m ²]	Grenzwerte und Eingangswerte
Rodin (1952)		$\gamma_c = 23,5 \text{ kN/m}^3$, $T_c = 21 \text{ }^\circ\text{C}$ Setzmaß $s = 15 \text{ cm}$
	$39,2 \cdot v^{1/3}$	Rüttelbeton
	$29,2 \cdot v^{1/3}$	gestocherter Beton
Ertinghausen (1965)	$30 \cdot v^{1/4}$	$v \leq 4 \text{ m/h}$
	$36 \cdot v^{1/4}$	$5 \text{ m/h} \leq v \leq 6 \text{ m/h}$
CIRIA Research Report Nr. 108 (1985) - (GB)	$\gamma_c \cdot (C_1 \cdot \sqrt{v} +$ $C_2 \cdot K_T \cdot \sqrt{h - C_1 \cdot \sqrt{v}})$ ≤ 166 für Stützen ≤ 90 für Wände	$5 \text{ }^\circ\text{C} \leq T_c \leq 30 \text{ }^\circ\text{C}$ C_1 Querschnittskoeffizient (1,0 für Wände; 1,5 für Stützen) C_2 Zusatzmittelkoeffizient (0,30 für Normalbeton; 0,45 mit Erstarrungsverzögerung) $K_T = (36 / (T_c + 16))^2$

Tabelle 2.17: Empirisch abgeleitete Berechnungsansätze Teil 1

Berechnungsansatz	$\sigma_{h,max,2}$ [kN/m ²]	Grenzwerte und Eingangswerte
Gardner (1985)	$24 \cdot h_v + \frac{3 \cdot HP}{b} + \frac{b}{0,04} + \frac{400 \cdot v^{1/2}}{18 + T_c} \left(\frac{100}{100 - \%F} \right) + \frac{s - 75}{10}$	$\gamma_c = 24 \text{ kN/m}^3$ mit: $b \leq 1 \text{ m}$ HP - Leistung des Innenvibrators in [PS] F - Masseanteil von Flugasche oder Hochofenschlacke, bezogen auf den Gesamtmehlkorngehalt
CIB-CEB-FIP-Bulletin (1977)		$s \leq 10 \text{ cm}$, $\gamma_c = 24 \text{ kN/m}^3$ Wenn Fallhöhe des Betons beim Einbau größer als 2 m, ist ein Zuschlag von 10 kN/m ² anzusetzen.
	„Betonerstarrung“ $(\gamma_c \cdot v \cdot K + 5)$	K - Beiwerte nach Tabelle 2.19
	„Bogeneffekt“ $\leq 15 + 100 \cdot b + 3 \cdot v$	nur bei $b \leq 0,5 \text{ m}$ (minimale Querschnittsabmessung) und $s \leq 8 \text{ cm}$
ACI 347-04 (2004) - (USA)		$\gamma_c = 23,5 \text{ kN/m}^3$, $t_v \leq 1,2 \text{ m}$, $s \leq 18 \text{ cm}$, Erhöhungsfaktor $C_c = 1,2 - 1,4$ bei Einsatz von Zusatzmitteln, Hochofenzement und Flugasche
	$7,2 + \frac{785 \cdot v}{T_c + 17,8}$ $\geq 28,8$	bei Stützen (größte Querschnittsabmessung kleiner als 2 m), bei Wandschalungen mit $v \leq 2 \text{ m/h}$ bei $h \leq 4,3 \text{ m}$
	$7,2 + \frac{1156}{T_c + 17,8} + \frac{244 \cdot v}{T_c + 17,8}$ $\geq 28,8$	bei Wänden mit $v \leq 2 \text{ m/h}$ und $h > 4,3 \text{ m}$ sowie bei Wänden mit $2 \text{ m/h} < v \leq 4,5 \text{ m/h}$

Tabelle 2.18: Empirisch abgeleitete Berechnungsansätze Teil 2

Setzmaß s [mm]	Frischbetontemperatur T_c [°C]		
	5	15	25
25	1,45	0,80	0,45
50	1,90	1,10	0,60
75	2,35	1,35	0,75
100	2,75	1,60	0,90

Tabelle 2.19: K -Faktoren nach CIB-CEB-FIP-Bulletin (1977)

2.6.10 Vergleich verschiedener Berechnungsansätze zur Bestimmung des maximalen Frischbetondrucks

Bei Anwendung der Verfahren ohne Berücksichtigung des Erstarrungsverhaltens ergibt sich für SVB in der Regel hydrostatischer Betondruck, da sowohl die Reibung zwischen dem Frischbeton und der Schalung τ_w als auch die innere Reibung des Betons (φ und c) zum Zeitpunkt des Betoneinbaus einen Wert nahe null annimmt. Allgemeingültige Verfahren unter Berücksichtigung des Erstarrungsverhaltens von SVB liegen bisher noch nicht vor.

Ein quantitativer Vergleich der vorhandenen Rechenmodelle für fließfähige Betone ist stets unter Beachtung der jeweils vorliegenden Randbedingungen, wie z. B. Schalungsgeometrie, Frischbetonkonsistenz und Erstarrungsverhalten, durchzuführen. Bild 2.39 gibt exemplarisch einen Überblick über die Rechenwerte des maximalen Frischbetondrucks für eine 30 cm dicke und 10 m hohe Wand, bei einem Erstarrungsende des Betons von 8 Stunden nach DIN 18218 (1980), CIRIA Research Report 108 (1985), CIB-CEB-FIB-Bulletin (1977), ACI 347-04, Rodin (1952) und Gardner (1985). Es ist hierbei zu bemerken, dass das CIB-CEB-FIB-Bulletin keine hoch fließfähigen Betone berücksichtigt. Der Verlauf nach DIN 18218 beinhaltet den absoluten oberen Grenzwert für Wände inklusive der Erstarrungsverzögerung.

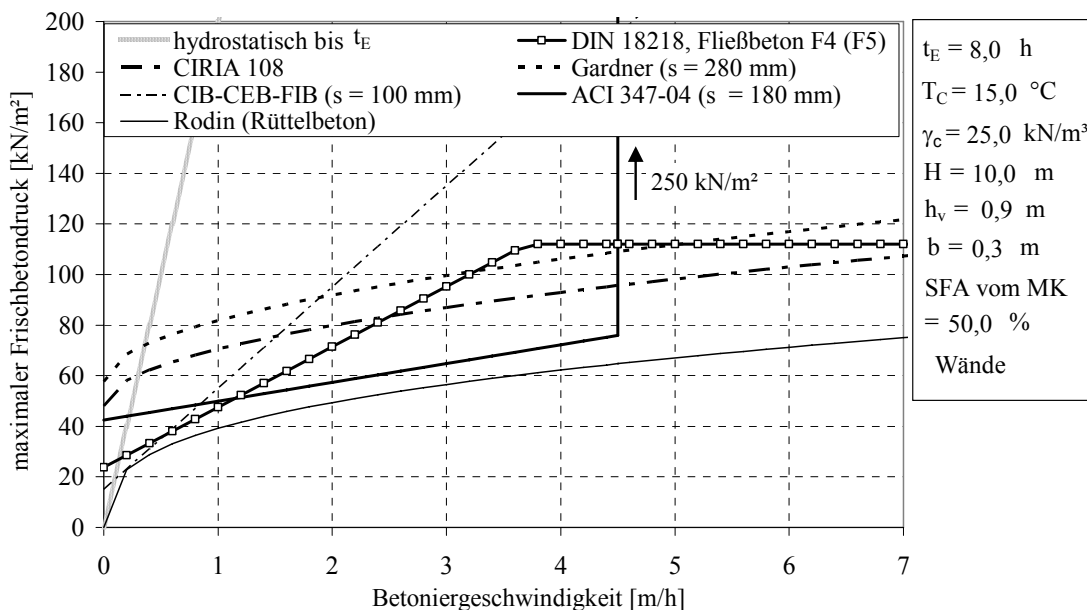


Bild 2.39: Vergleich der rechnerischen Maximalwerte der Verfahren DIN 18218 (1980), CIRIA Research Report 108 (1985), CIB-CEB-FIB-Bulletin (1977), ACI 347-04, Rodin (1952) und Gardner (1985) mit $t_E = 8$ h

Es ist ersichtlich, dass bei allen Verfahren mit zunehmender Betoniergeschwindigkeit v der maximale Frischbetondruck zum Teil sehr stark ansteigt. Der größte Frischbetondruck bei $v > 0,25$ m/h wird unter Annahme des hydrostatischen

Betondrucks über die Schalungshöhe bis zum Erreichen des Erstarrungsendes t_E erreicht. Der geringste Frischbetondruck im Bereich von $0 \leq v \leq 1,5 \text{ m/h}$ ergibt sich nach DIN 18218 (1980) sowie nach Rodin (1952). Die höchsten Druckwerte bei kleinen Geschwindigkeiten errechnen sich nach Gardner (1985) und CIRIA Research Report 108 (1985).

Bei größeren Betoniergeschwindigkeiten sind die Druckwerte nach Rodin (1952), ACI 347-04 (2004), DIN 18218 (1980) sowie CIRIA Research Report 108 (1985) signifikant geringer als nach CIB-CEB-FIB-Bulletin (1977) sowie Gardner (1985). Bemerkenswert sind insbesondere die extremen Abweichungen im Bereich geringer Betoniergeschwindigkeiten bis 1 m/h. Jedoch auch oberhalb dieser Steigrate treten noch Abweichungen von über 100 % auf.

Das Bild 2.39 zeigt weiterhin den maximal möglichen Frischbetondruck bei Annahme eines hydrostatischen Verhaltens bis zum Erreichen des Erstarrungsendes (t_E) des Betons. Diese Beziehung kann als absoluter oberer Grenzwert für den Frischbetondruck von Betonen aller Konsistenzklassen (und damit auch von SVB) angesehen werden.

Insgesamt ist festzustellen, dass die Berechnungsverfahren teilweise zu deutlich unterschiedlichem Frischbetondruck führen und somit der Bemessungspraxis bisher kein einheitliches Berechnungsverfahren zur Verfügung steht.

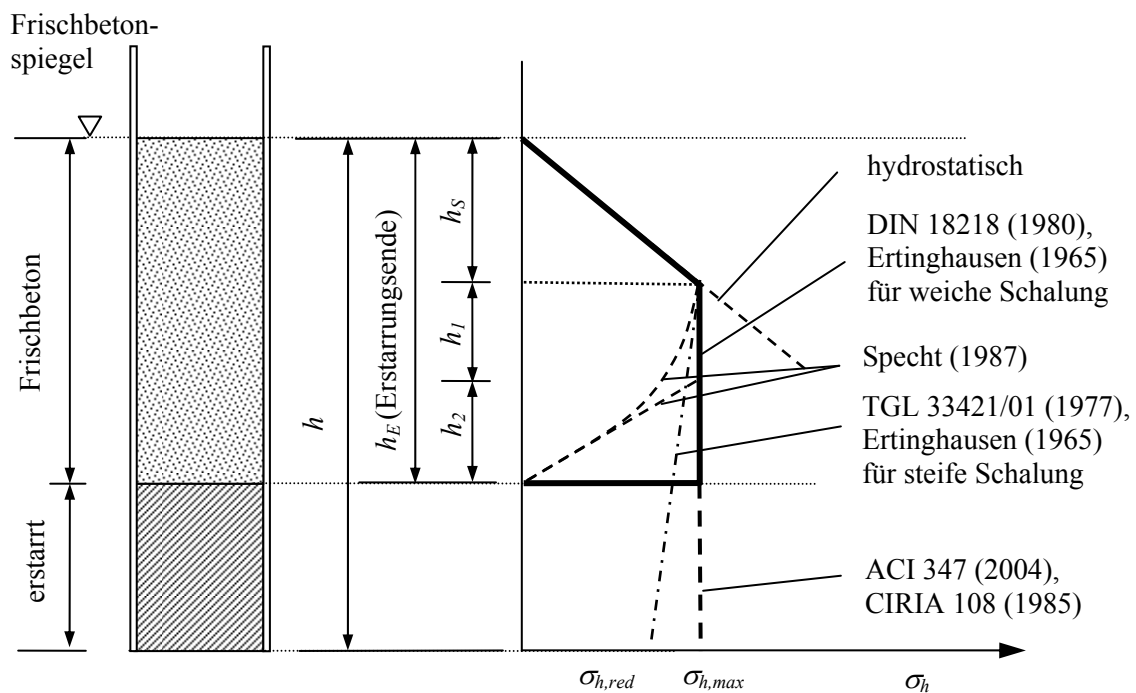
2.6.11 Druckverlauf über die Schalungshöhe

Die Druckverteilung über die Schalungshöhe ist insbesondere bei einhäufiger Schalung von Interesse. Hier erfolgt die Abstützung der Schalwände meist ohne Rückverankerung, wobei die Stützkonstruktionen oft sehr große Lasteinzugsflächen aufweisen. Die Angaben in der Literatur über den Verlauf der Druckverteilung sind sehr unterschiedlich. Auch die Aussagen zum Einfluss der Schalungssteifigkeit widersprechen sich zum Teil.

Die vorhandenen Normen und Rechenmodelle geben sehr unterschiedliche Empfehlungen zur Druckverteilung, vgl. Bild 2.40. In der Regel wird davon ausgegangen, dass ein hydrostatisches Verhalten bis zum Erreichen des ermittelten Maximaldrucks anzusetzen ist. Nach dem Erreichen des Maximaldrucks ist nach CIRIA Research Report 108 (1985) und ACI 347 (2004) der Betondruck über die gesamte weitere Schalungshöhe konstant zu halten. Damit liegt man unter Berücksichtigung der bereits getroffenen Aussagen zum Einfluss der Schalungssteifigkeit auf der sicheren Seite.

DIN 18218 (1980) empfiehlt den Ansatz des Maximaldrucks bis zum Erreichen des Erstarrungsendes. Nach dem Erstarrungsende wirkt kein Druck mehr auf die Schalung. Demgegenüber reduziert sich nach Specht (1987) der Frischbetondruck bereits vor dem Erreichen des Erstarrungsendes.

Ertinghausen (1965) empfiehlt bei Verwendung einer weichen Schalung, den Frischbetondruck nach dem Erreichen des Maximalwertes nicht abzumindern. Demgegenüber kann bei Einsatz eines steifen Schalungssystems der Frischbetondruck an der Sohle des Bauteils auf bis zu $0,7 \cdot \sigma_{h,max}$ reduziert werden. Auch nach TGL 33421/01 (1977) ist eine Abminderung des Frischbetondrucks zur Sohle des Bauteils hin zulässig.



$$h_s = \frac{\sigma_{h,max}}{\gamma_c}$$

$$\sigma_{h,red,Ertinghausen} = 0,7 \cdot \sigma_{h,max}$$

$$h_2 = \frac{t_E}{2} \cdot v - \frac{\sigma_{h,max}}{100}$$

$$\sigma_{h,red,TGL\ 33421/01} = \left(1 - \frac{h - h_s}{5 \cdot v + 1}\right) \cdot \sigma_{h,max}$$

Das Druckverteilungsdiaagramm ist unter Berücksichtigung der Betonspiegelhöhe als Wanderlast anzusetzen. [Einheiten in kN/m², m bzw. m/h]

Bild 2.40: Druckverteilung nach unterschiedlichen Berechnungsansätzen

2.7 Untersuchungen zum Frischbetondruck bei Verwendung von Selbstverdichtendem Beton

2.7.1 Einführung

Selbstverdichtender Beton wird derzeit sowohl in Deutschland als auch weltweit vergleichsweise selten als Transportbeton eingesetzt. Daher liegen für hohe Bauteile, die hier insbesondere von Interesse sind, nur wenige Messungen vor. Oftmals wurden in den Veröffentlichungen die Randbedingungen des Versuchs, wie z. B. Betoniergeschwindigkeit, Bauteilgeometrie und Erstarrungsverhalten, nur unzureichend dokumentiert. Folglich ist bei diesen Versuchen eine Bewertung der Messwerte nur eingeschränkt oder nicht möglich.

Im Gegensatz zu den Messungen an großen Bauteilen auf Baustellen wurde in Laborversuchen oftmals eine größere Anzahl an Messungen durchgeführt, wie z. B. bei Leemann et al. (2005). Allerdings wiesen die entsprechenden Probekörper meist sehr kleine Abmessungen auf. Daher ist eine Ableitung der Ergebnisse auf hohe Bauteile mit Schwierigkeiten verbunden. Die Folge ist, dass auf Grundlage der vorhandenen experimentellen Untersuchungen bisher keine allgemeingültigen Berechnungsvorschläge zur Bestimmung des Frischbetondrucks abgeleitet werden konnten, die vom hydrostatischen Ansatz abweichen.

2.7.2 Verfahren zur Messung des Frischbetondrucks

Die verwendeten Messverfahren zur Bestimmung des Frischbetondrucks von SVB können vereinfacht in direkte und indirekte Verfahren unterteilt werden.

Bei den direkten Verfahren wird die Spannung eines Prüfmediums (Prüfflüssigkeit) ermittelt, wobei die Messspannung prinzipiell dem auf eine definierte Fläche einwirkenden Frischbetondruck entspricht, vgl. Bild 2.41. Die Spannung der Prüfflüssigkeit im so genannten Schalungsdruckgeber wird dabei kontinuierlich gemessen und kompensiert. Bei der Verwendung der Schalungsdruckgeber müssen in der Schalungsoberfläche entsprechende Aussparungen vorgesehen werden.

Bei den indirekten Methoden erfolgt die Messung einer punktuellen resultierenden Kraft, welche durch den Frischbetondruck hervorgerufen wurde. In der Regel wird der Frischbetondruck mit Hilfe von Einflussflächen zurückgerechnet. Bei größeren Einzugsflächen und statisch unbestimmten Systemen sind genauere Verfahren (genaue Abbildung des statischen Systems und Rückrechnung des Frischbetondrucks unter Ansatz eines veränderlichen Lastbildes) vorzuziehen.

Kraftmessungen sind an vielen Verankerungspunkten der Schalung und Rüstung möglich. Die am häufigsten angewendete indirekte Methode bei zweihauptigen Wänden ist die Messung der Kräfte am Schalungsanker. Des Weiteren besteht die Möglichkeit,

ähnlich wie bei den direkten Verfahren, Aussparungen in der Schalung vorzusehen und an eingefügten entkoppelten Schalungselementen die Stützreaktionen infolge des Frischbetondrucks zu ermitteln.

Detaillierte Ausführungen zu den Verfahren zur Messung des Frischbetondrucks bei Verwendung von SVB enthält Koschier (2004).

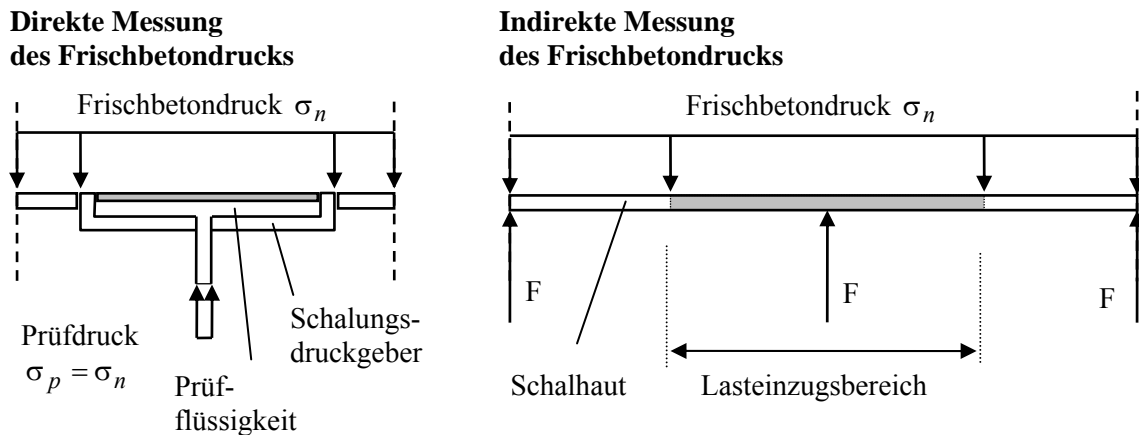


Bild 2.41: Prinzip der direkten und indirekten Bestimmung des Frischbetondrucks

2.7.3 Betoniergeschwindigkeit

Die Ergebnisse bisher veröffentlichter Messungen zum Frischbetondruck durch SVB, bei denen insbesondere der Einfluss der Betoniergeschwindigkeit Gegenstand der Betrachtung war, sowie verschiedene exemplarische Messungen sind in Tabelle 2.20 zusammengestellt. Eine grafische Aufbereitung der Ergebnisse bietet Bild 2.42, wobei der horizontale Frischbetondruck in Abhängigkeit der Betoniergeschwindigkeit für verschiedene Betonierhöhen dargestellt ist.

Erkennbar ist ein gewisser Zusammenhang zwischen der Betoniergeschwindigkeit (mittlere Steiggeschwindigkeit) und dem Frischbetondruck. Während bei Steiggeschwindigkeiten von größer 10 m/h oftmals annähernd hydrostatischer Betondruck gemessen wurde, ergaben sich bei geringeren Betoniergeschwindigkeiten Drücke von zum Teil weniger als 20 % des hydrostatischen Wertes. Es liegt jedoch eine geringe Korrelation zwischen Betoniergeschwindigkeit und Frischbetondruck vor. Aus Bild 2.43 ist weiterhin zu erkennen, dass die Betonierhöhe und die Steiggeschwindigkeit nicht ausreichen, um den einwirkenden Frischbetondruck zutreffend vorhersagen zu können.

Quelle	Beton (SVB)	Betoniergeschwindigkeit v	Bauteildicke d	maximale Messhöhe	maximaler horizontaler Frischbetondruck/ maximaler hydrostatischer Betondruck $\sigma_{h,max} / \sigma_{hydro,max}$
		[m/h]	[m]	[m]	[%]
Billberg (2003)	1	0,8	0,30	3,0	19
		1,4			42
		2,3			67
		1,5			62
Brameshuber& Uebachs (2003)	2	1,8	0,24	3,3	35
		5,5			50
Breitenbücher (2001)	3	5,5	-	4,0	60
	4	45	-	3,8	100
Dehn (2002)	5	2,5	0,30	4,4	93
		5, 10, 15			97-100
Tejeda et a. (2005)	6	0,9	1,5	8,0	19
		19	0,60	2,9	92
	7	2	0,30	6,2	18
Frederiksen&Glavind (2001)	8	2,7	-	5,0	72
	9	7,5	-	6,0	83
Friedle (2001)	10	20	0,20	6,0	90-100
Koschier (2004)	11	1,2	0,30	4,5	28
		0,45		1,8	38
		0,60		1,75	64
		0,83		4,4	39
		3,0			62
	12	0,76	0,50	5,15	42
Leemann (2003)	13-15	19	0,20	2,55	87-90
Miura et al. (1993)	16	11	0,24	8,0	80
Skarendahl (2000)	17	1,7	0,5-0,8	5,5	21
Sonnenberg (2002)	18	5,4	0,30	4,5	66
	19	45	0,20	5,95	95
	20	4,0	-	5,0	65

Tabelle 2.20: Zusammenstellung von Messergebnissen zum horizontalen Frischbetondruck bei Verwendung von SVB

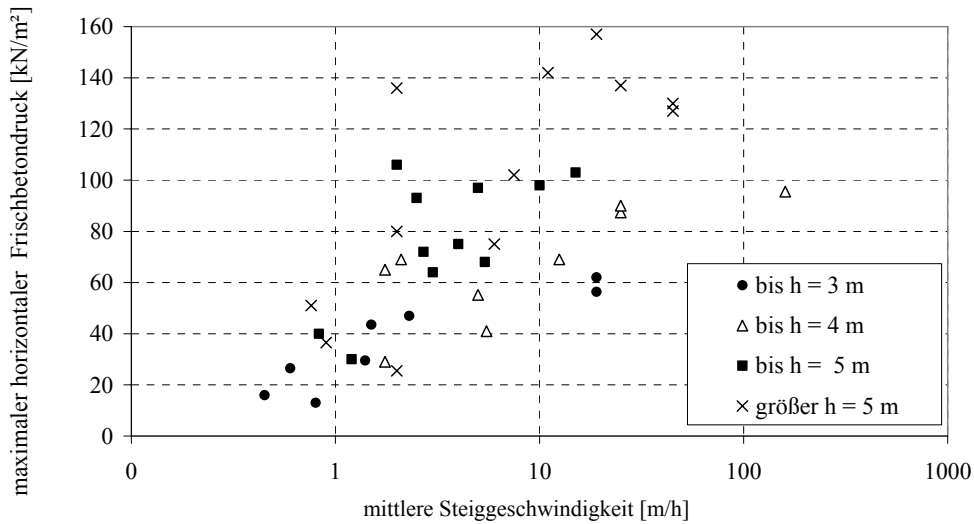


Bild 2.42: Zusammenfassung gemessener maximaler Frischbetondrücke in Abhängigkeit der mittleren Betoniergeschwindigkeit für unterschiedliche Betonierhöhen

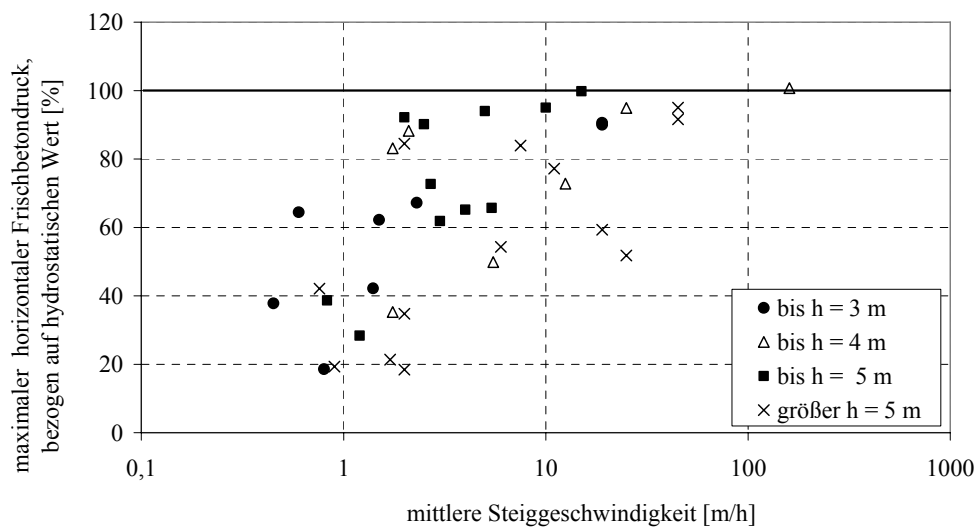


Bild 2.43: Zusammenfassung gemessener maximaler Frischbetondrücke, bezogen auf den hydrostatischen Betondruck in Abhängigkeit der mittleren Betoniergeschwindigkeit für unterschiedliche Betonierhöhen

2.7.4 Erstarrungszeiten

Systematische Untersuchungen zum Einfluss der Erstarrungszeiten auf den maximalen Frischbetondruck liegen derzeit nicht vor. Jedoch untersuchten Khayat&Assaad (2005) den Einfluss des Erstarrungsverhaltens auf den Druckabbau in 1,0 m und 2,8 m hohen Stützenschalungen mit einem Durchmesser von 0,2 m. Wie in Bild 2.44 ersichtlich,

entspricht der Zeitpunkt, an dem kein Frischbetondruck mehr einwirkt, zirka dem Erstarrungsende nach ASTM C 403 (2005).

In Laborversuchen fand Adriamanantsilavo (2003) einen signifikanten Zusammenhang zwischen der Erstarrungszeit von Zementleim nach DIN EN 196-3 (2005) und dem Rückgang des Horizontaldrucks in einer Versuchsapparatur (Zylinder mit 1,2 m Höhe und 10 cm Durchmesser). Die Proben wurden dabei mit einem Vertikaldruck von bis zu 250 kN/m² belastet.

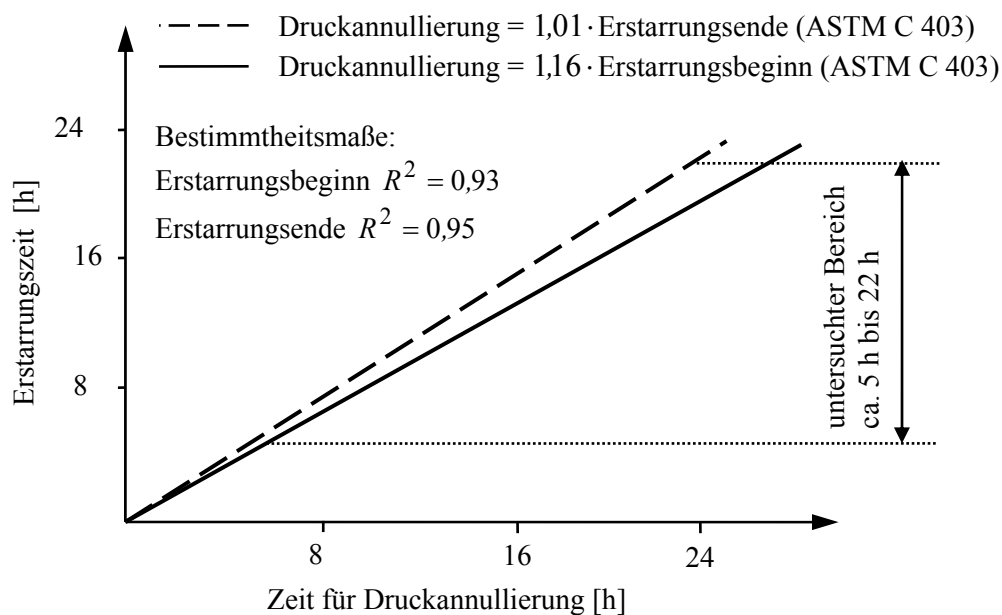


Bild 2.44: Zusammenhang zwischen dem Erstarrungsbeginn und dem Erstarrungsende nach ASTM C 403 und dem Zeitpunkt, an dem kein Frischbetondruck mehr einwirkt, nach Khayat&Assaad (2005)

2.7.5 Betonzusatzstoffe und Betonzusatzmittel

Systematische Versuche zum Einfluss der Fließmitteldosierung, der Art des Stabilisierers sowie des Betonzusatzstoffes auf den Frischbetondruck von SVB führten Leemann et al. (2005) durch. Ein Zusammenhang zwischen der Art des Stabilisierers und der Reduzierung des Frischbetondrucks in einer Stütze mit 1 m Höhe und 0,2 m Länge und Breite konnte nicht gefunden werden. Ebenso wichen die Druckwerte bei Verwendung unterschiedlicher Betonzusatzstoffe (Flugasche, Kalksteinmehl) nur gering voneinander ab. Demgegenüber wurde ein signifikanter Einfluss der Fließmitteldosierung in Verbindung mit dem Wasser/Binder-Verhältnis festgestellt.

2.7.6 Gesteinskörnungen

Auf Grundlage der Untersuchungen von Haist&Müller (2005) können sich bei der Verwendung von leichten Gesteinskörnungen infolge der Adsorption von Leimb Bestandteilen unter erhöhtem Normaldruck die rheologischen Eigenschaften signifikant verändern. Da sich in Schalungen mit steigender Betonierhöhe der Normaldruck erhöht, sind signifikante Auswirkungen dieser Adsorptionsneigung auf den Frischbetondruck zu erwarten.

Tejeda et al. (2005) führten Laboruntersuchungen zum Einfluss der Gesteinskörnung auf den Frischbetondruck an 25 cm breiten und 75 cm hohen Rundstützen durch. Betoniert wurden eine Stütze mit Selbstverdichtendem Beton (Größtkorn der Gesteinskörnung 25 mm) sowie eine Stütze mit der reinen Leimphase. Der Maximaldruck erreichte in beiden Fällen hydrostatische Werte. Der Druckabbau über die Zeit erfolgte beim Leim jedoch signifikant langsamer, als beim Beton, woraus der Einfluss der Gesteinskörnungen hervorgeht.

Bei Selbstverdichtenden Betonen muss die Betonkonsistenz (Einflussparameter ersten Ranges) so abgestimmt werden, dass kein Absinken der Gesteinskörnungen im Frischbeton auftritt. Es besteht nach Bethmont (2003) ein Zusammenhang zwischen dem Partikeldurchmesser sowie der Fließgrenze τ_0 . Es ist somit davon auszugehen, dass das Fließverhalten und damit der Frischbetondruck von Betonen mit unterschiedlichem Größtkorndurchmesser signifikant voneinander abweichen können.

Adriamanantsilavo (2003) stellte fest, dass der Anteil der Gesteinskörnungen zwar den Druckabfall in einer Schalung beeinflusst, jedoch nicht den Zeitpunkt der Druckannullierung. Je höher der Anteil der Gesteinskörnung, desto schneller ist der Druckrückgang in der Schalung. Die Ergebnisse von Tejeda et al. (2005) bestätigen prinzipiell dieses Verhalten.

2.7.7 Rheologische Eigenschaften bzw. Frischbetonkonsistenz

Billberg (2003) fand einen signifikanten Einfluss des Setzfließmaßes zu Betonierbeginn in Verbindung mit dem Betonalter und dem maximalen Frischbetondruck. Ein Beton, welcher 30 Minuten früher eingebaut wurde, wies bei einer Betoniergeschwindigkeit von 1,5 m/h einen um 50 % höheren Frischbetondruck auf als der Referenzbeton. Ein späterer Einbau des Betons ist vergleichbar mit einer Reduzierung der Betoniergeschwindigkeit.

Alfes (2004) untersuchte den Einfluss der Betonkonsistenz auf den Frischbetondruck an 2,3 m hohen und 0,2 m dicken Elementwänden bei Herstellung der Ortbetoneergänzung. Die Dicke des Ortbetonkerns betrug lediglich 11 cm. Verwendet wurde ein Beton der Konsistenzklasse SVB ($sm = 77$ cm), ein Beton der Konsistenzklasse F6 ($a = 67$ cm) und ein Beton der Konsistenzklasse F4 ($a = 51$ cm).

Bei einer extrem hohen Einbaugeschwindigkeit von $v = 132$ m/h erreichte der SVB einen Maximaldruck von 76 % des hydrostatischen Betondrucks und der F4-Beton bei $v = 9$ m/h zirka 95 % des hydrostatischen Drucks. Der Beton der Konsistenzklasse F6 wies bei dem Einbau ohne mechanische Verdichtung 66 % und unter Vibration 88 % des hydrostatischen Maximaldrucks auf.

Aus den Messungen von Alfes (2004) wird sowohl der Einfluss der Konsistenz als auch die Auswirkung einer mechanischen Verdichtung deutlich. Je fließfähiger der Beton, desto höher ist der Druck, vorausgesetzt die sonstigen Randbedingungen bleiben konstant. Eine mechanische Verdichtung erhöht wiederum den Frischbetondruck signifikant. Die deutliche Abweichung des gemessenen Drucks vom hydrostatischen Wert beim Verzicht auf Vibrationsverdichtung könnte einerseits mit der Reduzierung des Porenwasserdrucks am Wandfuß infolge von Undichtigkeiten der Fugen und andererseits mit der Verringerung des Vertikaldrucks infolge Reibung zwischen Frischbeton und der Betonwand zusammenhängen.

2.7.8 Gefügestabilität

Eine Veränderung des Frischbetongefüges infolge von Instabilitäten (vgl. Kapitel 2.3.4) kann sich signifikant auf die rheologischen Eigenschaften des Frischbetons auswirken [Wallevik (2002)]. Es muss daher auch mit einem Einfluss auf den Frischbetondruck gerechnet werden. Entsprechende Untersuchungen hierzu liegen allerdings nicht vor.

2.7.9 Permeabilität

Adriamanantsilavo (2003) führte Untersuchungen zum Wasserdurchlässigkeitswiderstand von Zementleimen durch, um dessen Einfluss auf den Porenwasserdruck im Frischbeton und damit auf den Frischbetondruck zu verifizieren. Analysiert wurden Zementleime aus CEM II 32,5 R (ohne Zusatz von Betonverflüssigern) mit einem w/z-Wert von 0,30, 0,36 und 0,39. Die Leimproben wurden in einem zylindrischen Behälter mit dem Volumen von 0,795 l (Höhe 10 cm und Durchmesser 10 cm) unter einem erhöhten Luftdruck von bis zu 30 kN/m² belastet. Über ein Drainagesystem konnte der Wasserverlust ermittelt und somit auf den Durchlässigkeitswiderstand der Leimprobe geschlossen werden.

Die Analyse der Leime ergab bei einer Belastung mit 30 kN/m² Durchlässigkeitsbeiwerte K_f von $0,3947 \cdot 10^{-5}$ m/s bei einem w/z-Wert von 0,3 sowie $0,6945 \cdot 10^{-5}$ m/s bei einem w/z-Wert von 0,45. Es zeigte sich somit eine Zunahme der Durchlässigkeit mit steigendem w/z-Wert. Allerdings ergaben weitere Untersuchungen, dass der Einfluss der Durchlässigkeit bzw. des Blutens und der Sedimentationsneigung der Zementpartikel auf den Frischbetondruck vergleichsweise gering ist.

2.7.10 Schalungsoberfläche

Tejeda&Lange (2-2005) untersuchten den Einfluss der Schalungsoberfläche auf den Frischbetondruck von SVB an 75 cm hohen Rundstützen mit 25 cm Durchmesser. Verwendung fanden eine PVC-Schalung, eine SONOTUBE-Schalung mit und ohne wasserundurchlässiger Beschichtung sowie eine längsseits geschlitzte und stahlmantelnde PVC-Schalung. Bei einer Betoniergeschwindigkeit von ca. 30 m/h wurde stets hydrostatischer Betondruck erreicht. Die unbeschichtete SONOTUBE-Schalung bewirkte, im Gegensatz zur beschichteten SONOTUBE-Schalung, direkt nach dem Ende des Betoneinbaus eine signifikante Druckreduzierung. Bei den sehr dichten PVC-Oberflächen reduzierte sich der Druck am langsamsten. Der Zeitpunkt des Druckabfalls auf den 0,4-fachen Maximalwert variierte von 15 Minuten (unbeschichtete SONOTUBE-Schalung) bis zu 3 Stunden (PVC-Schalung).

2.7.11 Einbauprozess

Brameshuber&Uebachs (2003) variierten den Einfüllvorgang, indem der Beton sowohl von oben mittels Kübel als auch von unten mittels Betonpumpe in eine 3,3 m hohe Wandschalung mit einer Bauteildicke von 0,24 m eingebracht wurde. Beim Einfüllen von oben wurden bei einer mittleren Betoniergeschwindigkeit von 5,5 m/h ca. 50 % des hydrostatischen Drucks und bei 1,7 m/h lediglich 35 % des maximal möglichen hydrostatischen Drucks gemessen. Demgegenüber ergaben sich beim Einpumpen von unten, unanhängig von der Steiggeschwindigkeit, ca. 100 % des hydrostatischen Betondrucks.

Vanhove (2001) untersuchte den Einfluss der Einbaumethode an zwei 12 m hohen Wänden. Beim Einbau mittels Pumpen von oben mit einer Steiggeschwindigkeit von 19 m/h traten ca. 10 % höhere Maximalwerte als beim Schütten mit einer Betoniergeschwindigkeit von 25 m/h auf. Der Maximaldruck beim Pumpen betrug ca. 70 % des maximalen hydrostatischen Drucks.

2.7.12 Eignung vorhandener Modelle zur Berechnung des Frischbetondrucks bei Selbstverdichtendem Beton

Die bisher gemessenen horizontalen Frischbetondrücke sind in Bild 2.45 den maximalen rechnerischen Frischbetondrücken nach DIN 18218 (1980), ACI 347-04, und Rodin (1952) gegenübergestellt. Zu beachten ist, dass die gemessenen Frischbetondrücke zum Teil nicht den maximal möglichen Frischbetondruck repräsentieren. Dies resultiert daher, dass in einigen Fällen die maximale Betonierhöhe erreicht wurde, der Frischbetondruck jedoch noch weiter hätte ansteigen können. Daher war das mögliche Maximum bzw. der Vergleichswert nicht zu ermitteln. Ebenso variieren die Erstarrungszeiten der verwendeten Betone signifikant.

Aus Bild 2.45 wird deutlich, dass die Messwerte zum Teil signifikant oberhalb der Rechenwerte liegen. Am günstigsten erscheint die Berechnung nach DIN 18218 (1980) und ACI 347-04 (2004) jedoch werden auch hier die Rechenwerte teilweise um bis zu 100% überschritten. Insgesamt sind die bisherigen Rechenverfahren nicht geeignet, um zur Bemessung von Schalung und Rüstung bei Verwendung von SVB herangezogen zu werden.

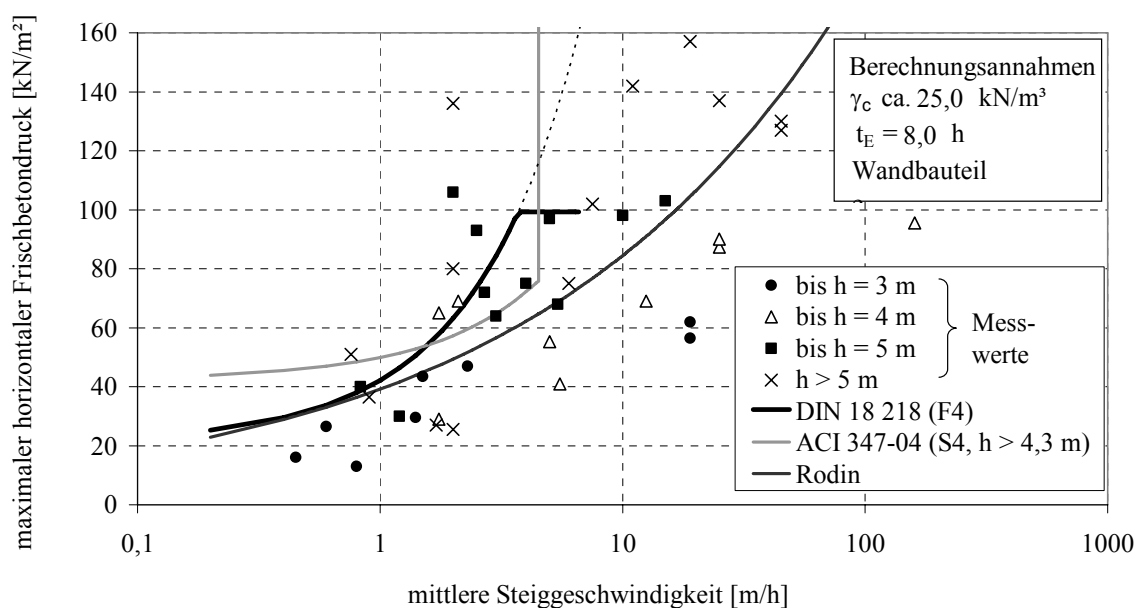


Bild 2.45: Vergleich der Messwerte des horizontalen Frischbetondrucks von SVB mit den Rechenwerten des maximalen Frischbetondrucks nach verschiedenen Rechenansätzen bei Annahme eines Erstarrungsendes des Frischbetons von $t_E = 8 \text{ h}$

2.8 Zusammenfassung

Zunächst wurde festgestellt, dass die bisher vorhandenen Normen und Regelwerke keine spezifischen Angaben enthalten, um den Frischbetondruck Selbstverdichtender Betone wirklichkeitsnah berechnen zu können. In der Regel wird darauf hingewiesen, dass hydrostatischer Frischbetondruck zur Bemessung der Schalungssysteme anzusetzen ist, sofern keine weiteren Erkenntnisse vorliegen.

Da die Belastung der Schalungen im Wesentlichen durch das Materialverhalten des Frischbetons beeinflusst wird, erfolgte eine sehr detaillierte Darstellung maßgebender Frischbetoneigenschaften des Selbstverdichtenden Betons unter Einbeziehung des Ansteif- und Erstarrungsverhaltens. In diesem Zusammenhang wurde festgestellt, dass bereits umfangreiche Erkenntnisse zum rheologischen Verhalten von SVB vorliegen, diese sich jedoch lediglich auf normalen Atmosphärendruck beschränken. Auch zum zeitlichen Verlauf der inneren Reibung von SVB sowie der Kontaktreibung zwischen Frischbeton und Schalung bzw. Bewehrung liegen bisher nur unzureichende Untersuchungsergebnisse vor.

Die Kenntnis der ausführlich dargestellten bestehenden Modelle zur Berechnung des Frischbetondrucks inklusive der bodenmechanischen Modelle bilden die Grundlage zum Verständnis des auf die Schalungen einwirkenden Frischbetondrucks fließfähiger Betone und insbesondere von SVB. Allerdings ist aufgrund fehlender Untersuchungen, insbesondere zu den bodenmechanischen Kenngrößen, wie z. B. dem Reibungswinkel φ , die Ableitung eines allgemeinen Berechnungsvorschlages zur Bestimmung des Frischbetondrucks bei SVB nicht möglich.

Die bisherigen experimentellen Untersuchungen zum Frischbetondruck bei SVB beschränken sich in der Regel auf die Druckmessungen an einzelnen Bauteilen. Aufgrund der unzureichenden Dokumentation der Versuchsbedingungen und des Materialverhaltens (insbesondere des Ansteif- und Erstarrungsverhaltens) können aus diesen Ergebnissen nur sehr begrenzt allgemein gültige Aussagen abgeleitet werden. Bei der Auswertung der Literaturangaben zeigte sich jedoch ein signifikanter Zusammenhang zwischen der Betoniergeschwindigkeit (Steiggeschwindigkeit) und dem horizontalen Frischbetondruck. Ebenfalls wird das Ansteifverhalten bzw. das thixotrope Verhalten als wichtiger Einflussparameter angesehen.

Insgesamt zeigte sich, dass es mit Hilfe der bisher angewendeten Verfahren zur Berechnung der Schalungsbelastung nicht möglich ist, die Einwirkung durch Selbstverdichtenden Beton wirklichkeitsnah zu ermitteln.

3 EXPERIMENTELLE BESTIMMUNG DES FRISCHBETONDRUCKS AN STÜTZEN UND WÄNDEN

3.1 Einführung

Messungen des Frischbetondrucks an realen Bauteilen bilden eine wesentliche Grundlage zum Verständnis der Schalungsbelastung während des Betoniervorgangs bis hin zum Erreichen der Eigenstandfestigkeit des Betons. Nur auf Basis von Bauteilmessungen ist es möglich, bestehende Berechnungsmodelle auf ihre Gültigkeit hin zu überprüfen und neue Modelle zu entwickeln und zu kalibrieren.

Die hier zunächst vorgestellten systematischen Messungen des horizontalen Frischbetondrucks an schlanken Stützen bilden den Beginn der eigenen Forschungsaktivitäten auf dem Gebiet des Schalungsdrucks im Jahre 2002. Hierbei sollten die prinzipiellen Zusammenhänge zwischen dem einwirkenden Frischbetondruck von SVB und verschiedener Einflussparameter analysiert werden. Ergänzende Messungen des Frischbetondrucks an bis zu 10 m hohen Wänden erfolgten im Zeitraum Oktober 2005 bis März 2006. Hierbei konnten Messwerte unter Baustellenbedingungen bei geringen Betoniergeschwindigkeiten gewonnen werden.

3.2 Frischbetondruck an schlanken Stützen

3.2.1 Allgemeines

Das Hauptziel der Untersuchungen an schlanken Stützen war es, den Einfluss der Betoniergeschwindigkeit auf den Schalungsdruck bei Verwendung von SVB zu verifizieren. Dazu wurden an insgesamt 11 hohen Bauteilen die während des Betoniervorgangs auftretenden horizontalen Frischbetondrücke gemessen. Die Bandbreite der gewählten Betoniergeschwindigkeiten orientierte sich überwiegend an den in der Praxis auftretenden Werten für Stützen und Wände. Dabei liegen die üblichen Betoniergeschwindigkeiten für schlanke Stützen bei 25,0 m/h bis 80,0 m/h und für schlanke Wände bei 12,5 m/h bis 40,0 m/h. Im Rahmen der Untersuchungen sollte auch das Entlüftungsvermögen des Frischbetons in Abhängigkeit der Betoniergeschwindigkeit bewertet werden. Aus diesem Grund wurde in einer Untersuchungsvariante eine vergleichsweise hohe Steiggeschwindigkeit von 160 m/h gewählt.

Neben der Betoniergeschwindigkeit wurden die Parameter Setzfließmaß sm und der Bewehrungsgehalt einer genaueren Betrachtung unterzogen. Weiterhin erfolgten Druckmessungen an einer Stütze mit Rüttelbeton. Alle Bauteilversuche wurden im Zeitraum von Januar bis März 2002 im Fertigteilwerk der Hochtief AG in Stockstadt am Rhein durchgeführt.

3.2.2 Geometrie, Schalung und Bewehrung

Die Geometrie der verwendeten Schalung ist in Bild 3.1 dargestellt. Der Querschnitt des herzustellenden Betonkörpers hatte quadratische Abmessungen mit einer Seitenlänge von 30 cm, die Gesamthöhe erreichte 432 cm. Als Schalungsmaterial diente eine Mehrschichtenplatte mit Deckfurnierholz und Phenolbeschichtung (AGEPAN - Planox N130) mit einer Wandstärke von 2,1 cm. Die Kennwerte der Oberflächenrauigkeit, Rautiefe R_t und arithmetischer Mittenrauwert R_a , nach DIN EN ISO 4287 (1998) betragen $R_t = 13-14 \mu\text{m}$ bzw. $R_a = 0,62-0,74 \mu\text{m}$.

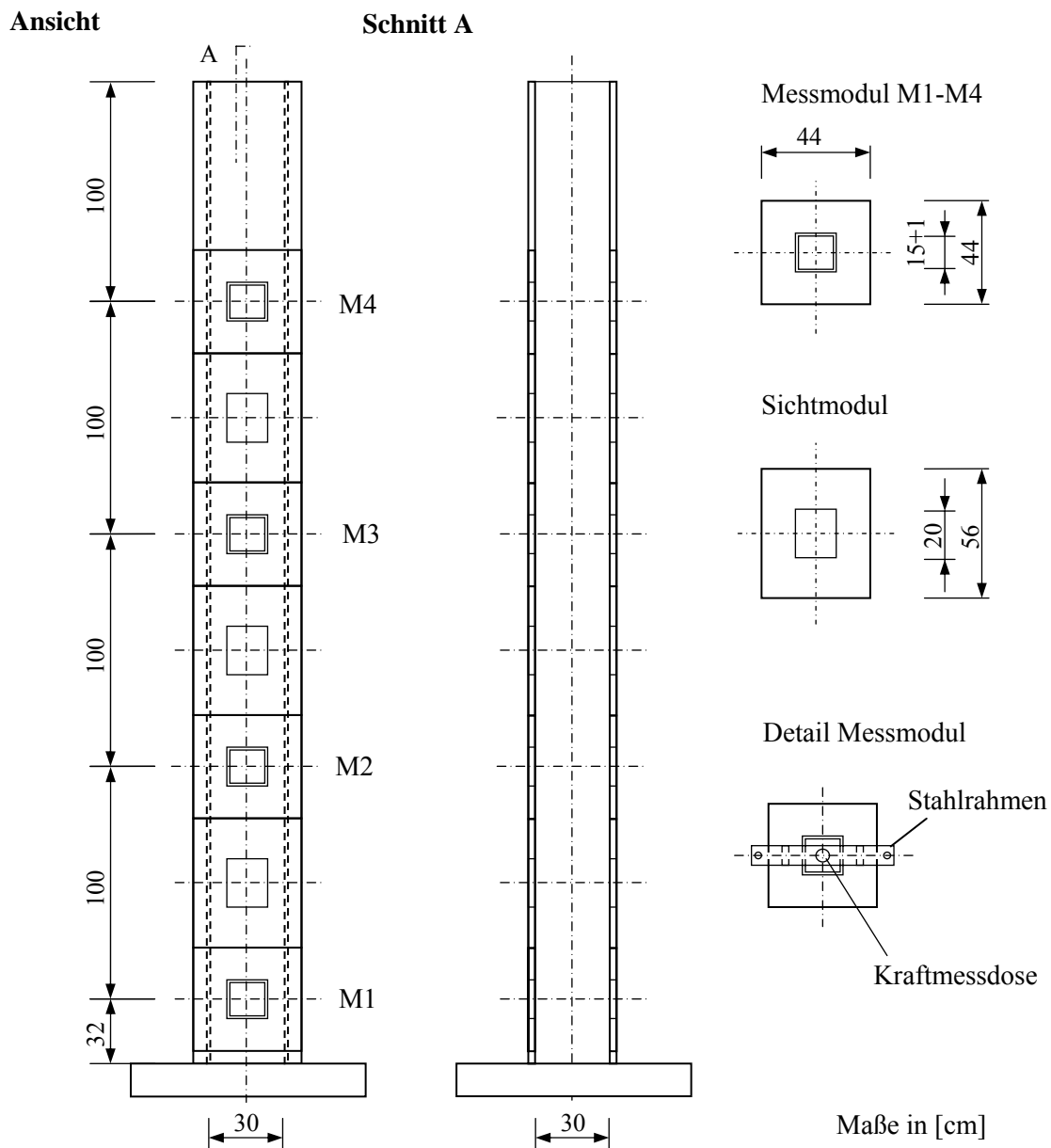


Bild 3.1: Geometrie der Schalung inklusive Messmodul

Die Ausführung aller Versuchsstützen, mit Ausnahme von Bauteil S2b* (vgl. Tabelle 3.1), erfolgte mit gleicher Bewehrung. Die Armierung wurde so gewählt, dass sie praxisüblichen Verhältnissen entsprach. Der Längsbewehrungsgrad der Stützen betrug bei 8 Stäben $d_s = 20$ mm ca. 3,0 %. Die Bügelbewehrung bestand aus jeweils $d_s = 10$ mm, mit einem Abstand von $s_h = 20$ cm. Die Betondeckung (Verlegemaß) betrug $c_v = 3,0$ cm. Die Stütze S2b* wurde, abgesehen von einer sehr geringen konstruktiven Längsbewehrung, unbewehrt ausgeführt.

3.2.3 Versuchseinrichtung und Versuchsdurchführung

Der Schalungsdruck wurde mithilfe eines am Institut für Massivbau der Technischen Universität Darmstadt entwickelten Messmoduls bestimmt [vgl. Graubner&Proske (2002)]. Die Messpunkte befanden sich in einer Entfernung von 1,0, 2,0, 3,0 und 4,0 m von der Oberkante des fertigen Elements. Das Messmodul bestand aus jeweils einer entkoppelten Schalplatte mit den Abmessungen 15 x 15 cm, welche die Druckkräfte aufnahm und an die Kraftmessdose weiterleitete, vgl. Bild 3.2. Um die Funktionsfähigkeit und Zuverlässigkeit des Messsystems zu überprüfen, wurden Vorversuche durchgeführt, in denen die Schalung mit Wasser befüllt wurde. Wie zu erwarten, war an allen Messpunkten hydrostatisches Druckverhalten festzustellen.

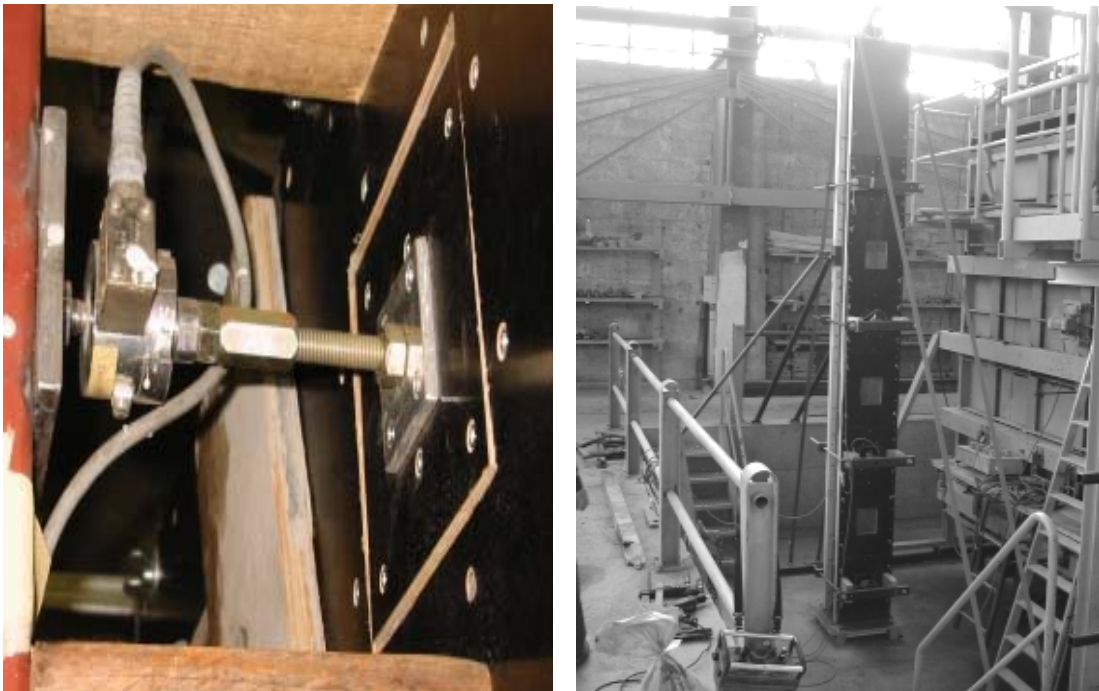


Bild 3.2: links: Messmodul mit eingebauter Kraftmessdose
rechts: Stützenschalung in Betoniergrube

Der Einbau des Betons erfolgte ca. 13 min nach der Wasserzugabe mittels eines Betoniertrichters im freien Fall von der Oberkante der Schalung. Beim Betonieren der Rüttelbetonstütze (S5r) wurde der Innenvibrator (Flaschendurchmesser 50 mm, Leistung

600 W) entsprechend der Steiggeschwindigkeit mitgeführt. Die Messungen wurden bei Betonierbeginn gestartet und etwa 1 h nach Betonierende abgebrochen.

Die Überprüfung und Steuerung der festgelegten Betoniergeschwindigkeit ermöglichten drei über die Schalungshöhe verteilt angeordnete Sichtfenster. Sie bestanden aus Plexiglas ($h/b = 16/20$ cm) und waren jeweils zwischen den Messmodulen angeordnet. Ebenfalls bestand die Möglichkeit, das Blockier- und Entlüftungsverhalten zu beobachten.

3.2.4 Versuchsprogramm

Das in Tabelle 3.1 zusammengefasste Versuchsprogramm unterteilt sich in die Versuchsreihen 3-1, 3-2 und 3-3. Während in Versuchsreihe 3-1 lediglich die Betoniergeschwindigkeit von 12,5 m/h bis 160 m/h variiert wurde, erfolgte in Versuchsreihe 3-2 die genauere Untersuchung des Einflusses des Setzfließmaßes s_m im Bereich von $s_m = 55$ cm bis 70 cm. Im Versuchsteil 3-3 wurde eine Stütze lediglich mit konstruktiver Bewehrung ausgeführt sowie der Referenzversuch mit Rüttelbeton (RB) durchgeführt.

Versuchsreihe	Probe Nr.	Steiggeschwindigkeit v	Setzfließmaß s_m zu Betonierbeginn bzw. 10 min nach Wasserzugabe	Bemerkung
		[m/h]	[cm]	
3-1	S1a	12,5	ca. 75	SVB – 11 Ga
	S2a	25,0		SVB - 11 Ga
	S3a	40,0		SVB - 11 Ga
	S4a	80,0		SVB - 11 Ga
	S5a	160,0		SVB - 11 Ga
3-2	S2b	25,0	ca. 70	SVB - 11 Ga
	S2c	25,0	ca. 60	SVB - 11 Ga
	S3b	40,0	ca. 70	SVB - 11 Ga
	S4c	60,0	ca. 55	SVB - 11 Ga
3-3	S2b*	25,0	ca. 70	SVB - 11 Ga, ohne Bewehrung
	S5r	160,0	a = 47 cm (F3)	RB - 11 Ga

Probenbezeichnung:
 S = Stütze; 1 bis 5 = Einordnung der Betoniergeschwindigkeit v (ca. 12,5, 25, 40, 80, 160 m/h);
 a bis c = Einordnung des Setzfließmaßes s_m (ca. 75, 70, 60 cm), r = Rüttelbetonstütze;
 * unbewehrtes Bauteil

Tabelle 3.1: Systematik der Versuchsreihen 3-1 bis 3-3

3.2.5 Verwendete Betone

Die in Tabelle 3.2 dargestellte Mischungszusammensetzung für die Selbstverdichtenden Betone mit 11 mm Größtkorn der Gesteinsart Gabbro blieb in den Versuchen im Wesentlichen konstant. Zur Einstellung der gewünschten Konsistenz wurde lediglich der Fließmittelgehalt variiert. Der verwendete Selbstverdichtende Beton ist sehr mehlkornarm und weist eine vergleichsweise niedrige plastische Viskosität auf.

Die zeitliche Entwicklung des Setzfließmaßes nach DAfStb (2003) Richtlinie SVB in Abhängigkeit des Setzfließmaßes direkt nach der Mischungsfertigstellung wird aus Bild 3.3 ersichtlich. Der Frischbeton wurde spätestens 30 Sekunden nach dem Einfüllen in den Kegelstumpf geprüft. Damit erfolgte vor der Prüfung ein Bewegen des Frischbetons. Die Frischbetontemperatur betrug stets etwa 20 °C. Es ist zu erkennen, dass nach Mischungsfertigstellung stets eine gewisse Nachverflüssigung auftritt. Ungefähr ab dem Zeitpunkt des Betonierbeginns (10 min) reduziert sich das Setzfließmaß kontinuierlich. Bei einem Anfangssetzfließmaß von $s_m < 70$ cm verringert sich das Arbeitsvermögen bereits nach 20 min signifikant. Demgegenüber bleibt ein hohes Arbeitsvermögen bei Werten von $s_m > 74$ cm lange erhalten. Allerdings ist das Sedimentationsrisiko dieser Betone als sehr hoch einzuschätzen.

Die Mischungszusammensetzung des Rüttelbetons unterschied sich vom SVB lediglich im Typ des Fließmittels.

	SVB	Rüttelbeton
CEM II A/S-52,5R	350 kg/m ³	350 kg/m ³
Steinkohlenflugasche	90 kg/m ³	90 kg/m ³
Wasser	190 l/m ³	190 l/m ³
Fließmittel 1	ca. 6 l/m ³ ¹⁾	-
Fließmittel 2 ²⁾	-	ca. 6 l/m ³
Rheinsand 0/2 mm	834 kg/m ³	834 kg/m ³
Rheinkies 2/8 mm	420 kg/m ³	420 kg/m ³
Gabbro 8/11 mm	465 kg/m ³	465 kg/m ³
Gesamtmehlkorngehalt	450 kg/m ³	450 kg/m ³
¹⁾ Die Fließmitteldosierung wurde entsprechend der Zielvorgabe für das Setzfließmaß angepasst. ²⁾ Das Fließmittel 2 hat eine geringere Wirksamkeitsdauer als das Fließmittel 1.		

Tabelle 3.2: Mischungszusammensetzung der verwendeten Betone

Die Erstarrungszeiten des verwendeten Zementes und des von einer extra hergestellten Betonprobe abgeseibten Mörtels mit einem Größtkorn von 1 mm wurden mit dem Vicat-Gerät nach DIN EN 196-3 (2005) ermittelt (vgl. Tabelle 3.3). Die Proben temperatur betrug dabei jeweils ca. 24 °C, 21 °C und 17 °C. Zusätzlich erfolgte die Analyse des

Erstarrungsendes des Mörtels mit dem Vicat-Gerät (mit Zusatzgewicht) nach DIN EN 480-2 (2006). Es ist ersichtlich, dass die Erstarrungszeiten des Zementes deutlich unter denen des Mörtels liegen. Dies ist zum einen mit dem unterschiedlichen Wasser-Zement-Wert und zum anderen mit der leicht erstarrungsverzögernden Wirkung des Fließmittels erklärbar.

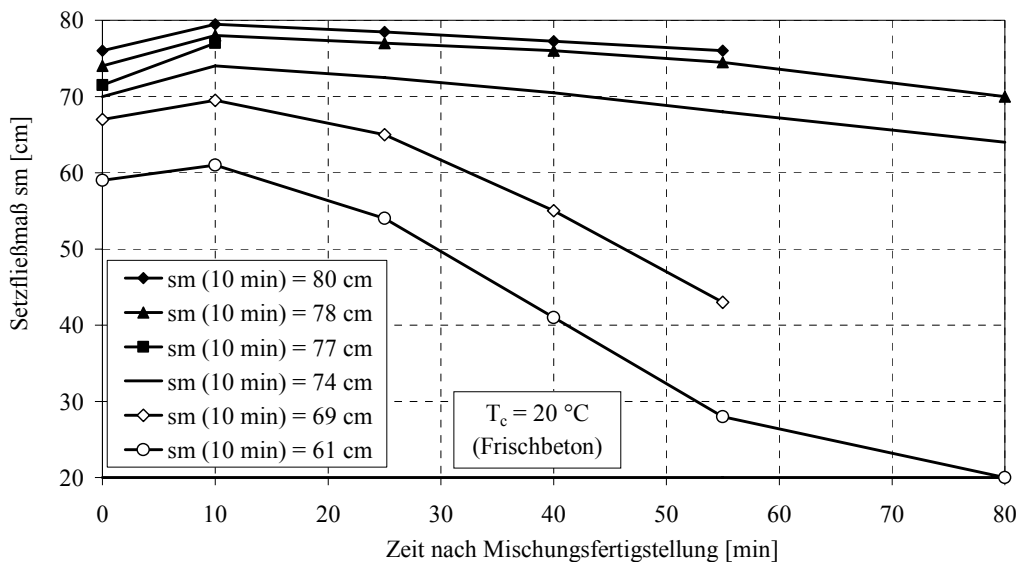


Bild 3.3: Zeitliche Entwicklung des Setzfließmaßes für die verwendete SVB-Mischung

	Probe Nr.	Proben-temperatur	DIN EN 196-3 (2005)		DIN EN 480-2 (2006)
			T_c	t_A	t_E
			[°C]	[h]	[h]
Zement					
CEM II A-S 52,5 R	Z 1/1	23,5	1,4	2,2	-
w/z = 0,33	Z 1/2	21,0	1,5	2,5	-
(Normsteife)	Z 1/3	17,0	1,9	3,3	-
Mörtel, vom Beton					
abgesiebt	B 1/1	24,0	2,5	2,9	3,4
w/z _{äqu} = 0,49	B 1/2	20,5	3,1	3,5	4,1
	B 1/3	18,0	3,3	4,1	4,6

Tabelle 3.3: Erstarrungszeiten des Zementes und des Betons

3.2.6 Auswertung und Darstellung der Ergebnisse

Variation der Betoniergeschwindigkeit

In Versuchsreihe 3-1 wurden an allen Messpunkten und für jede Betonierhöhe nahezu hydrostatische Betondruckverläufe festgestellt. Wie aus Bild 3.4 erkennbar, wies lediglich die Stütze S1a mit einer vergleichsweise geringen Betoniergeschwindigkeit von 12,5 m/h eine signifikante Abminderung des Druckes am unteren Messpunkt auf. Dieser Effekt kann mit dem aus Bild 3.3 ersichtlichen Ansteifen der Mischungen innerhalb des 20 Minuten dauernden Betoniervorgangs erklärt werden. Bild 3.5 zeigt, dass der Betondruck am Bauteil S1a trotz kontinuierlicher Betoniergeschwindigkeit am unteren Messpunkt M1 stufenförmig ansteigt. Dies ist mit der nur kurzfristig wirkenden lokalen Stützwirkung durch die Schalungswand und die Bewehrung zu erklären. Wird die Stützwirkung abgebaut oder stark verringert, erfolgt eine überproportionale Zunahme des Horizontaldrucks.

Bei einer Betoniergeschwindigkeit von 160 m/h (S5a) wurden die Maximalwerte des hydrostatischen Druckverlaufs leicht überschritten. Dieser Effekt resultiert aus der erhöhten dynamischen Wirkung infolge der hohen Einfüllgeschwindigkeit in Kombination mit der Fallhöhe. Entgegen den Erwartungen war bei einer Geschwindigkeitserhöhung von 40 m/h auf 80 m/h eine Reduzierung des Maximaldrucks festzustellen. Die Ursache lag in den leicht variierenden Frischbetonkonsistenzen der jeweiligen Betone, wobei das Setzfließmaß s_m bei Bauteil S4a um 1,5 cm geringer war als das von Bauteil S3a.

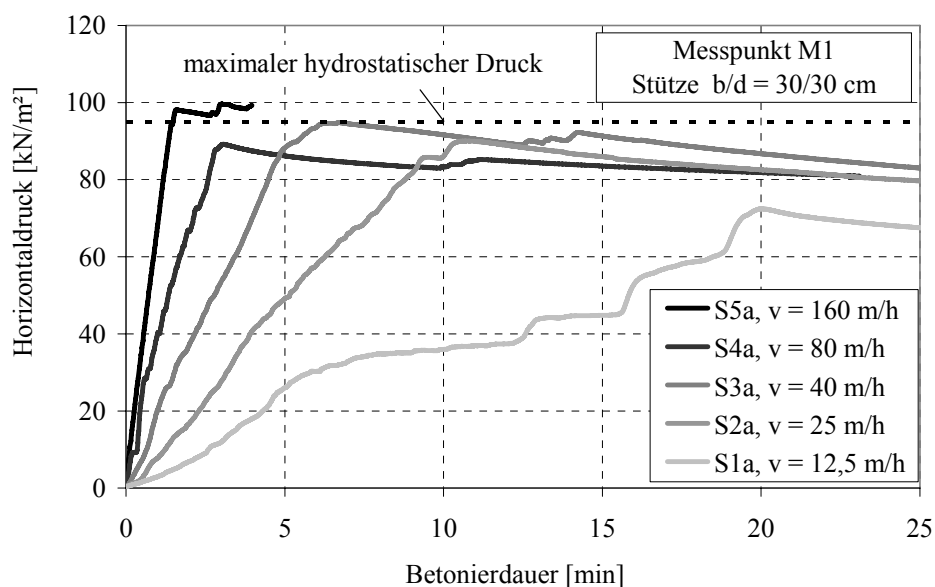


Bild 3.4: Horizontaler Frischbetondruck am Messpunkt M1 aller Stützen der Versuchsreihe 3-1

Nach dem Bemessungsdiagramm von DIN 18218 (1980) wird für Rüttelbeton der maximale horizontale Frischbetondruck bei Stützen auf $\sigma_{h,max} = 100 \text{ kN/m}^2$ begrenzt. Voraussetzung ist ein Erstarrungsende von 5 Stunden und eine Betoniergeschwindigkeit kleiner 7 m/h. Bei den durchgeführten Untersuchungen an schlanken Stützen wurde dieser Grenzwert bestätigt. Bei höheren Betoniergeschwindigkeiten muss jedoch mit deutlich größerem Frischbetondruck gerechnet werden.

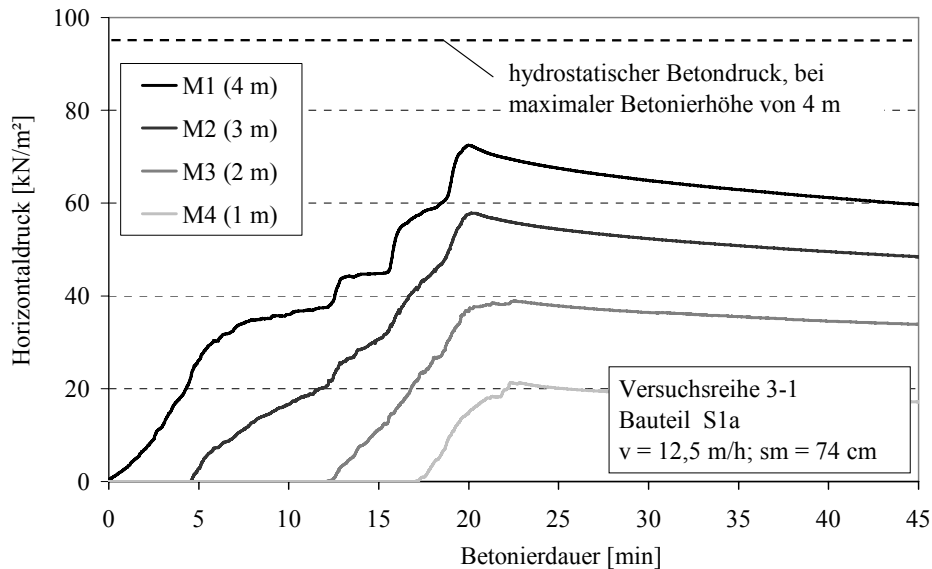


Bild 3.5: Horizontaler Frischbetondruck an allen Messpunkten des Bauteils S1a, Versuchsreihe 3-1

Variation des Setzfließmaßes

Im Versuchsteil 3-2 wurde bei einheitlicher Betoniergeschwindigkeit von 25 m/h und einer planmäßigen Verringerung des Setzfließmaßes sm von 75,5 cm auf 71,0 cm und 61,0 cm jeweils eine starke Reduzierung der Horizontaldrücke festgestellt. Wie aus Bild 3.7 ersichtlich, verringerten sich die maximalen Werte um bis zu 60 %. Bei genauer Analyse der Messwerte am Bauteil S2b mit $sm = 71 \text{ cm}$ war zu erkennen, dass der Schalungsdruck ab einer Betonierhöhe von ca. 3 m seinen Maximalwert praktisch erreicht; siehe dazu Bild 3.6. Bei Bauteil S2c tritt diese, infolge Reibung zwischen Frischbeton und Schalung bzw. Bewehrung ausgebildete, vollkommene Stützwirkung bereits nach 2 m auf. Damit konnte der signifikante Einfluss des Fließvermögens von SVB auf den Frischbetondruck bei schlanken Bauteilen nachgewiesen werden.

Gegenüber den hier betrachteten schlanken Stützen reduziert sich bei Bauteilen mit großem Querschnitt der Einfluss der Stützwirkung (Silowirkung) auf den Frischbetondruck. Daher ist bei diesen Bauteilen eine Überschreitung des in DIN 18218 (1980) angegebenen oberen Grenzwertes (Stützen $\sigma_{h,max} = 100 \text{ kN/m}^2$ und Wände $\sigma_{h,max} = 80 \text{ kN/m}^2$) bei Verwendung von SVB nicht auszuschließen.

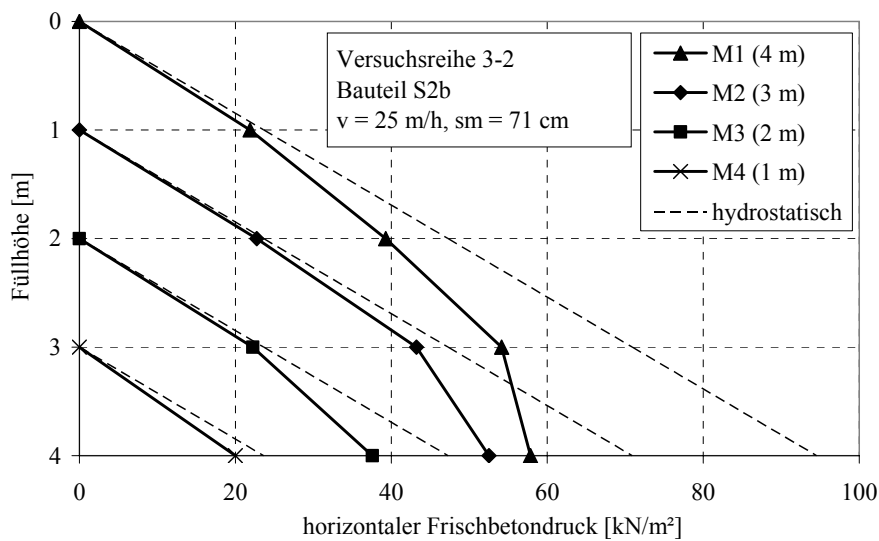


Bild 3.6: Frischbetondruck an den Messpunkten M1 bis M4 in Abhängigkeit der Füllhöhe für die Stütze S2b

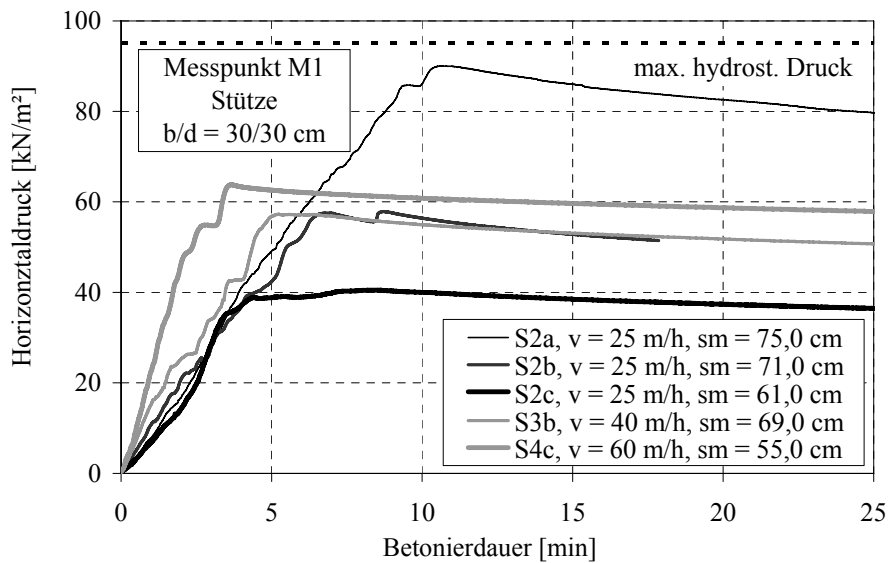


Bild 3.7: Horizontaler Frischbetondruck am Messpunkt M 1, Versuchsreihe 3-2

Variation des Bewehrungsgehaltes

Aus Bild 3.8 ist zu erkennen, dass sich bei einem Verzicht auf eine Bewehrung (bei der Stütze S2b*) der Frischbetondruck gegenüber der Referenzstütze S2b um bis zu 27 % erhöhte. Unter der Annahme eines Seitendruckbeiwertes des Betons von $\sigma_h / \sigma_v = 1$ muss im Versuch S2b* die Bewehrung mindestens ca. 15 % des gesamten Betoneigengewichtes abtragen.

Verwendung von Rüttelbeton

Bei der Rüttelbetonstütze S5r ergaben sich bei einer Betonierhöhe von 4 m lediglich 82 Prozent des hydrostatischen Betondrucks (vgl. Bild 3.8). Im Vergleich dazu ist nach DIN 18218 (1980) für den vorliegenden Beton unter Annahme der Konsistenzklasse F3 (K3) und eines Erstarrungsendes von ca. 3,5 h hydrostatischer Betondruck bis zum Erreichen einer Steighöhe von ca. 80 m anzusetzen.

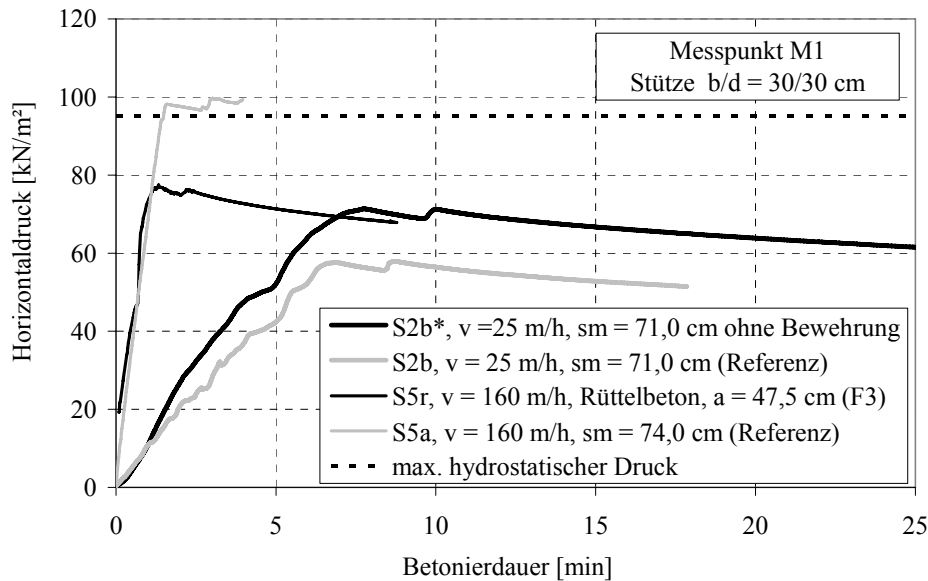


Bild 3.8: Horizontaler Frischbetondruck am Messpunkt M1, Versuchsreihe 3-3

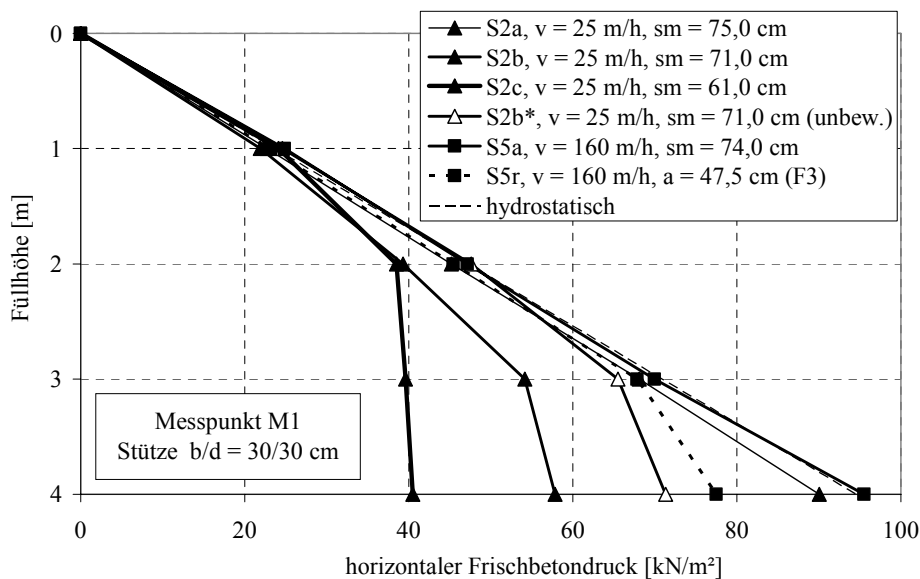


Bild 3.9: Frischbetondruck am Messpunkt M1 in Abhängigkeit der Füllhöhe unter Variation des Setzfließmaßes und der Bewehrung (Versuchsreihe 3-2 und 3-3)

3.3 Frischbetondruck an hohen Wänden

3.3.1 Einführung

Die Messungen an zwei hohen Wänden W1 und W2 wurden durchgeführt, um die Entwicklung des Frischbetondrucks unter Baustellenbedingungen zu verifizieren. Die Wände, welche eine maximale Betonierhöhe von 10 m bzw. 3,4 m aufwiesen, sind jeweils unterschiedlichen Bauprojekten zuzuordnen. Die 10 m hohe Wand ist als Stützwand für den Steinbruch VSG in Seebach/Schwarzwald vorgesehen. Die zweite Wand wurde im Zuge eines Neubauprojektes Caritas-Pflegeheim in Rheinstetten/Baden errichtet.

3.3.2 Bauvorhaben Steinbruch Seebach

Schalung und Bewehrung

Die Wand W1 weist eine Dicke von 40 cm und eine maximale Höhe von 10 m auf. Am Wandfuß hat die Wand eine Länge von ca. 16 m. Die Wandlänge reduziert sich ab einer Wandhöhe von 1,5 m stetig auf 2,5 m in 10 m Höhe (vgl. Bild 3.10).

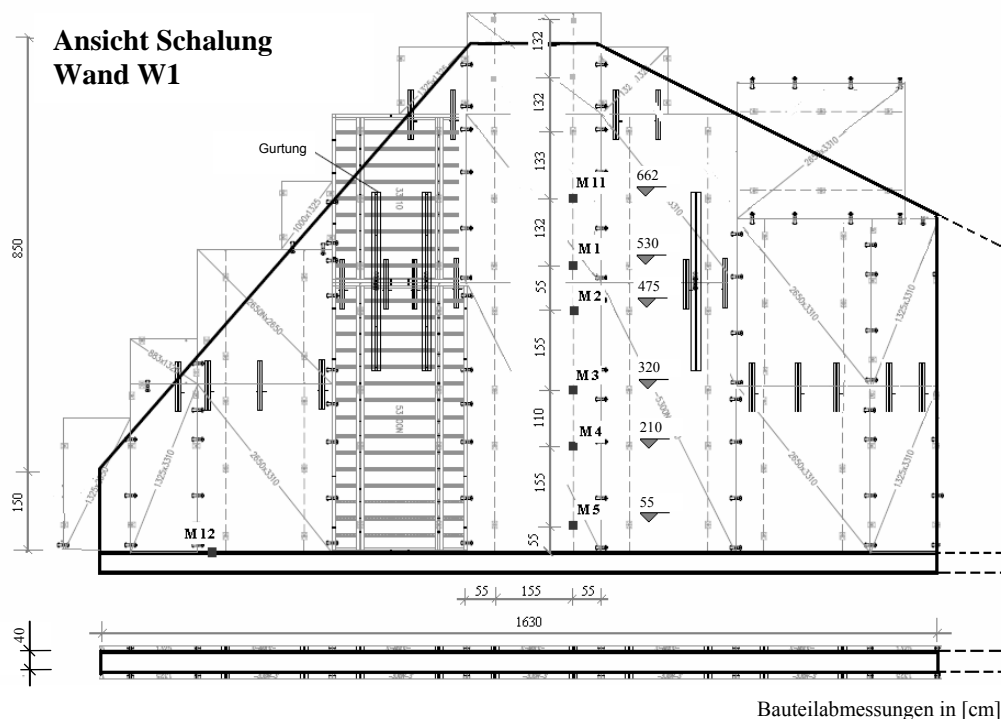


Bild 3.10: Geometrie der Wand W1, Schalungsplan mit Anordnung der Messpunkte

Eingesetzt wurde eine NOE-Rahmenschalung für Wände (Bild 3.11), ausgelegt für einen zulässigen Frischbetondruck von 90 kN/m^2 . Die Schalungsanker befanden sich nach Aufmaß in einer Höhe von 0,55 m, 2,1 m, 3,2 m, 4,75 m, 5,3 m, 6,62 m, 7,95 m, 9,27 m

und 10,59 m. Der horizontale Abstand der Anker betrug 1,55 m bzw. 1,10 m. Als Schalungsoberfläche diente eine phenolharzbeschichtete Furniersperrholzplatte mit einer Dicke von 2,2 cm. Zur Sicherung der Schalung gegen Auftrieb wurden zusätzliche, mit der Bodenplatte verbundene, vertikale Anker am Wandfuß vorgesehen.

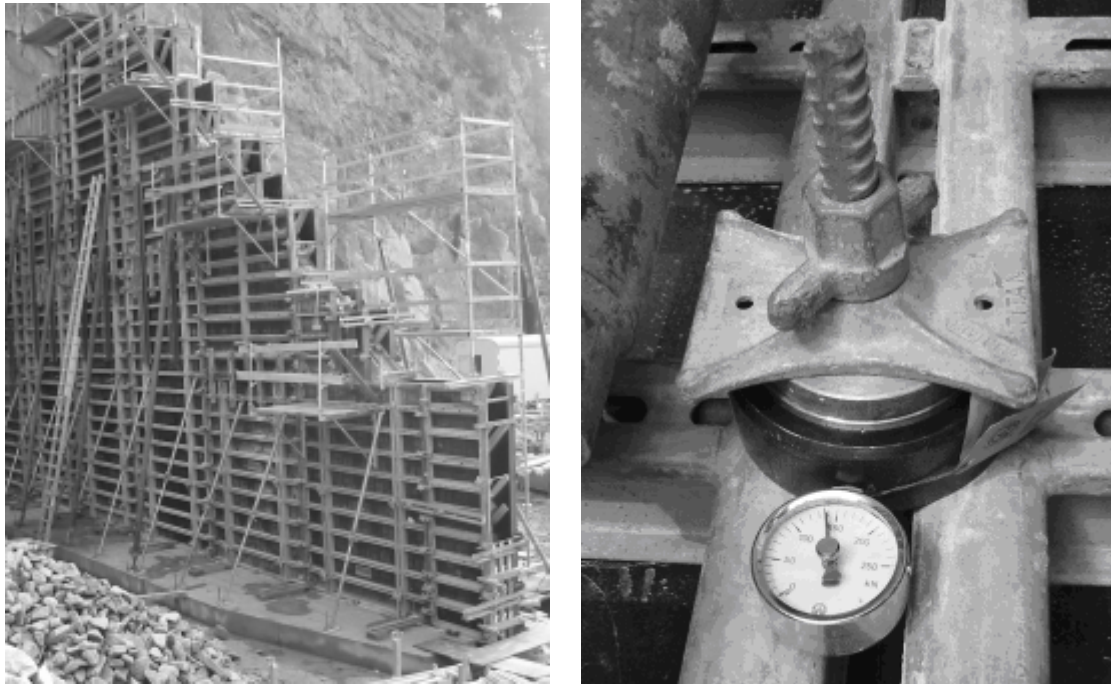


Bild 3.11: links: Wand W1 im eingeschalteten Zustand
rechts: eingebaute Kraftmessdose mit manueller Ablesung

In der gesamten Wand ist beidseitig eine Mattenbewehrung mit Q 513 angeordnet. In vertikaler Richtung befinden sich bis zu einer Wandhöhe von 3,4 m Bewehrungszulagen von $d_s = 20$ mm mit einem horizontalen Abstand von $s_v = 15$ cm. Im linken Randbereich wurden auf 6 m Länge lediglich Zulagen von $d_s = 12$ mm mit $s_v = 15$ cm bzw. $d_s = 20$ mm mit $s_v = 30$ cm eingebaut.

Beton

Der bei diesem Bauvorhaben eingesetzte Selbstverdichtende Beton wies eine vergleichsweise hohe Fließfähigkeit ($sm \approx 78$ cm) sowie eine mittlere plastische Viskosität ($t_v = 10,3$ s) auf. Die verwendete Mischungszusammensetzung enthält Anhang B, Tabelle A.2. Die genaue Fließmitteldosierung wurde vom Produzenten nicht zur Verfügung gestellt. In Tabelle 3.4 sind die vor Ort ermittelten Frischbetoneigenschaften zusammengestellt. Es ist weiter ersichtlich, dass der Frischbeton auch 2 Stunden nach Einbaubeginn nicht signifikant ansteifte. Die vor Ort ermittelten Erstarrungszeiten nach Vicat-Test bzw. Knetbeuteltest (vgl. Tabelle 3.5) wichen stark von den vom Betonwerk angegebenen Werten mit $t_{E,vicat} = 4,2$ h ab. Entsprechende Auswirkungen ergaben sich hinsichtlich des Frischbetondrucks.

Ein Entmischen des Frischbetons (wie z. B. Bluten, Sedimentation der Gesteinskörnungen) wurde nicht registriert.

Fahrzeug Nr.	Betonierhöhe	Außentemp. $T_{A,t=0}$	Frischb.-temp. $T_{c,t=0}$	Setzfließmaß sm_{Werk}	Setzfließmaß $sm_{t=0}$	Setzfließmaß ¹⁾ $sm_{t=2h}$
	[m]	[°C]	[°C]	[cm]	[cm]	[cm]
1	1,3	10,5	17,7	69	77	56
2	2,25	-	-	72	79	-
3	3,30	-	-	68	75	-
4	4,65	-	-	69	76	-
5	5,8	-	-	75	82	-
6	7,70	-	-	73	80	-
7	10,00	-	-	72	79	-

¹⁾ Der Frischbeton wurde zum Zeitpunkt $t = 0$ in den Kegelstumpf eingefüllt und befand sich bis zum Prüfzeitpunkt im Ruhezustand.

Tabelle 3.4: Frischbetoneigenschaften des in Wand W1 eingebauten Betons

Fahrzeug Nr.	Mischungs-ende (Werk)	Einbau-beginn (Baustelle)	Differenz Mischungs-ende/ Einbau	Erstarrungszeiten (bezogen auf Mischungsfertigstellung)		
			Δt	$t_{A,vicat}$	$t_{E,vicat}$	$t_{E,KB}$
			Uhrzeit	Uhrzeit	[h]	[h]
1	8:21-8:45	10:10	1,8–1,4	7,75	8,75	9,0
2	9:15	10:40	1,4	-	-	-
3	10:27	11:25	1,0	-	-	-
4	11:21	12:05	0,7	9,0	10,5	10,0
5	11:45	12:40	1,0	-	-	-
6	12:24	13:15	0,8	-	-	-
7	13:50	14:35	0,7	-	-	-

Tabelle 3.5: Transport- und Erstarrungszeiten der in Wand W1 eingebauten Betone

Messeinrichtung

Der Frischbetondruck wurde indirekt über die entstehenden Ankerkräfte ermittelt. Die erforderlichen Kraftmessdosen wurden jeweils zwischen der Ankerplatte und dem Rahmenriegel positioniert. Die Anordnung der Messstellen M1 bis M5 über die

Schalungshöhe zeigt Bild 3.10. Zusätzlich zu den Messdosen mit elektronischer Datenregistrierung wurden an den Messstellen M11 sowie M12 Kraftmessdosen mit manueller Ablesung installiert. Hierbei diente die Messstelle M12 zur Messung der einwirkenden Auftriebskräfte. Alle Anker wurden mit einer Kraft von 1,2 kN vorgespannt.

Transport und Betoneinbau

Die Anlieferung des Betons auf die Baustelle erfolgte mit einem Fahrmischer, wobei die maximale Transportmenge 8 m³ betrug. Die Transportzeit von der Mischanlage zur Baustelle betrug ca. 40 min.

Der Einbau des Betons erfolgte mit Hilfe einer Betonpumpe mit einer Fördermenge von ca. 50 m³/h. Der Beton wurde unter Verwendung eines Betonierschlauchs mit einer Länge von 4 m eingebaut. Damit erreichte die freie Fallhöhe anfänglich ca. 6,0 m. Die Einbauzeit betrug insgesamt 5 Stunden. Damit ergibt sich eine mittlere Betoniergeschwindigkeit von 2,0 m/h, wobei die Betoniergeschwindigkeit bis zu einer Betonierhöhe von 7,7 m etwa 2,3 m/h betrug.

Ergebnisse

Der an den jeweiligen Messpunkten ermittelte Frischbetondruck in Abhängigkeit der Betonierdauer ist in Bild 3.12 dargestellt. Die Bestimmung der Druckwerte erfolgte anhand der Auswertung der an den Messdosen registrierten Kräfte und der zugehörigen Einflussflächen. Die Berechnung mit Hilfe der Einflussflächen erwies sich als geeignet und lieferte plausible Werte insbesondere hinsichtlich des maximalen Schalungsdrucks. Die Messpunkte M1 und M2 wurden aufgrund ihres geringen gegenseitigen Abstandes als Messpunkt M1+2 zusammengefasst.

In Bild 3.12 ist eine stufenweise Druckentwicklung erkennbar, welche auf den diskontinuierlichen Einbauvorgang zurückzuführen ist. Der anfänglich etwas über den hydrostatischen Werten liegende Verlauf ist mit der vereinfachten Berechnung über die Einflussflächen zu erklären. Gut zu erkennen ist ebenfalls die vergleichsweise lange Unterbrechung des Betoniervorgangs zwischen 3,25 und 4,25 Stunden Betonierzeit.

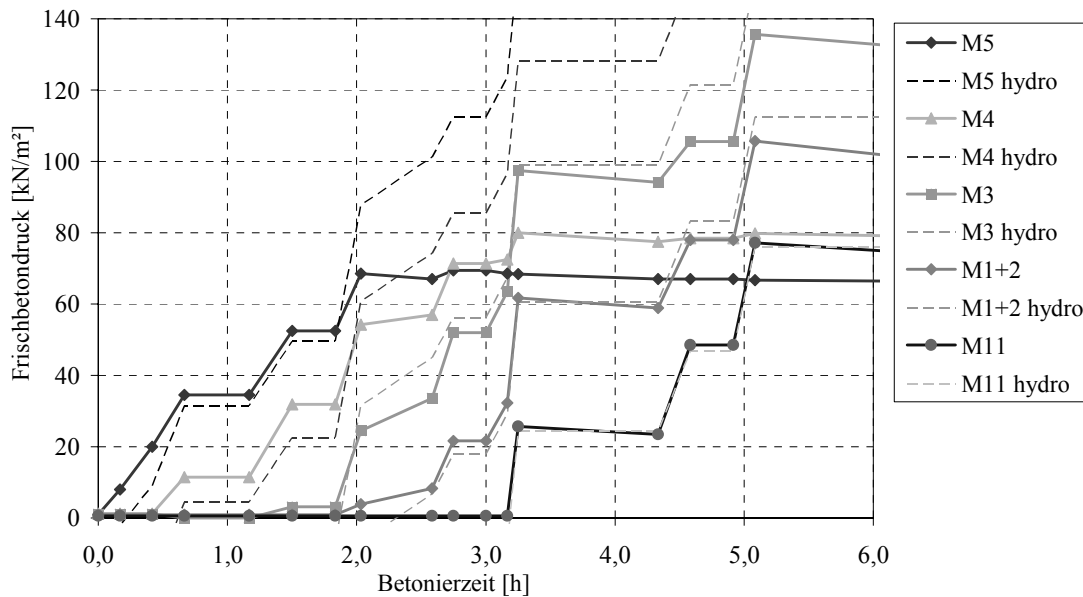


Bild 3.12: Entwicklung des Frischbetondrucks in Abhängigkeit der Betonierdauer an Wand W1

Die Entwicklung des Frischbetondrucks, bezogen auf die Messpunkte in Abhängigkeit der Betonspiegelhöhe, ist in Bild 3.13 dargestellt. An allen Messpunkten stellte sich zunächst ein hydrostatischer Druckverlauf ein. An den Messpunkten M5 sowie M4 weicht dieser Druckverlauf bereits bei einem Frischbetondruck von ca. 55 kN/m² ab. Das Druckmaximum wird bei ca. 70 kN/m² bzw. 80 kN/m² erreicht. Demgegenüber zeigen die Messwerte an M3, M2 und M1 einen nahezu hydrostatischen Druckverlauf. Lediglich am Messpunkt M3 ergab sich eine geringe Abweichung bei einer Betonspiegelhöhe von 8 m.

Die an den Messpunkten maximal erreichten Frischbetondrücke in Abhängigkeit von der jeweils erreichten maximalen Betonierhöhe stellt Bild 3.14 dar. Überraschend ist zunächst, dass im unteren Wandbereich ein signifikant geringerer Frischbetondruck als in mittlerer Wandhöhe auftrat. Eine Erklärung bieten zwei mögliche Hauptursachen.

Infolge der langen Verweildauer des Betons im Transportfahrzeug 1 und 2 weisen die entsprechenden Betone ein höheres Alter zum Einbauzeitpunkt auf. Dies führt zu einem schnelleren Ansteifen und hat damit direkte Auswirkungen auf den Frischbetondruck. Des Weiteren begünstigen die starken Bewehrungszulagen im unteren Wandbereich die Reduzierung des vertikalen bzw. horizontalen Frischbetondrucks.

Die exemplarische Messung des Auftriebs ergab eine maximale Zugkraft von 5 kN, wobei das hohe Eigengewicht der Schalung entsprechend lastreduzierend wirkte.

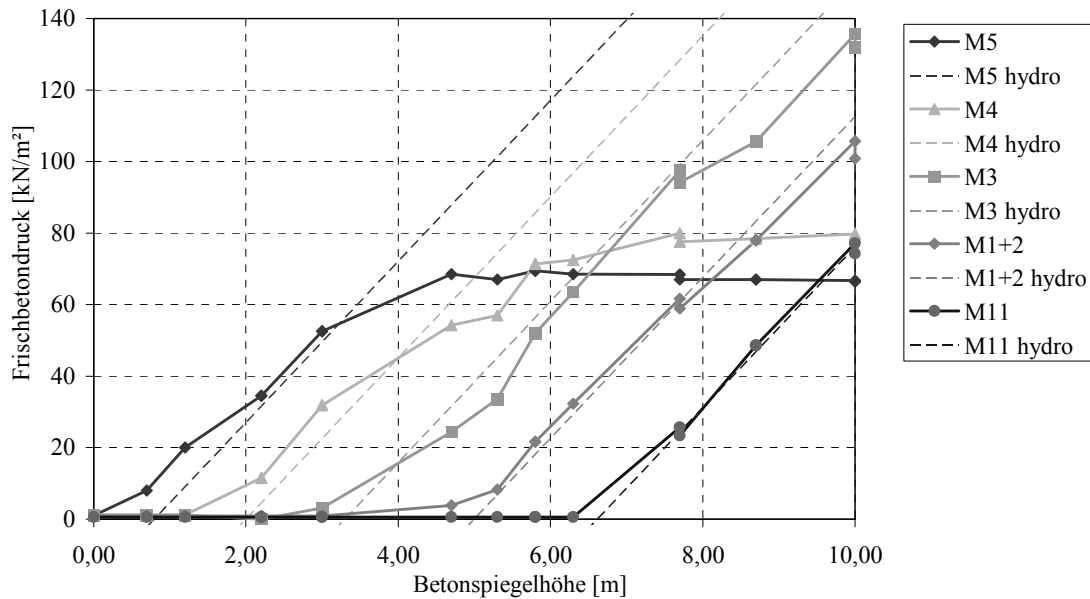


Bild 3.13: Entwicklung des Frischbetondrucks in Abhängigkeit der Betonspiegelhöhe an Wand W1

Ein Vergleich der Messwerte mit dem Berechnungsansatz nach DIN 18218 (1980) für Rüttelbeton der Konsistenzklasse F4 zeigt, dass die Normwerte zum Teil lediglich 50 % des tatsächlichen Betondrucks abdecken (vgl. Bild 3.14). Auch unter Berücksichtigung der vorhandenen Teilsicherheitsbeiwerte wäre bei der Auslegung der Schalung auf den normativen Frischbetondruck mit sehr hoher Wahrscheinlichkeit ein Versagen der Konstruktion eingetreten.

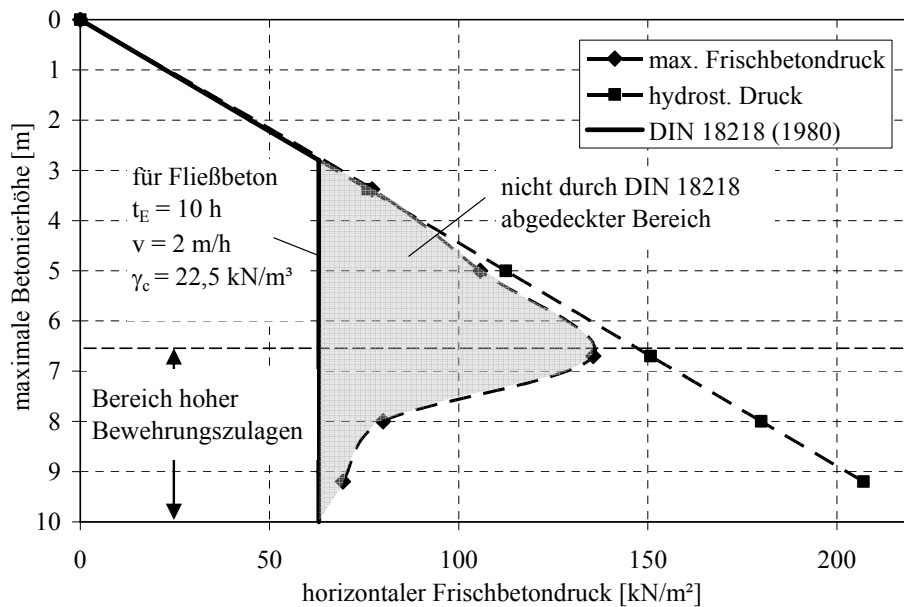


Bild 3.14: Maximaler horizontaler Frischbetondruck an Wand W1 in Abhängigkeit von der maximalen Betonierhöhe

3.3.3 Bauvorhaben Pflegeheim Rheinstetten

Schalung und Bewehrung

Die zu betonierende Wand (W2) wies eine Dicke von 24 cm und eine maximale Betonierhöhe von 3,4 m auf. Die Wand beschrieb im Grundriss eine Ellipse mit einem Durchmesser des Hauptkreises von 10,2 m und des Nebenkreises von 8,6 m.

Verwendung fand eine NOE-Rundschalung. Die Schalungsanker befanden sich in einer Höhe von 0,5 m, 2,25 m sowie 3,5 m (vgl. Bild 3.15). Der horizontale Abstand der Anker betrug ca. 1,25 m. Als Schalungsoberfläche diente eine phenolharzbeschichtete Furniersperrholzplatte mit einer Dicke von 2,2 cm.

Die horizontale Bewehrung besteht aus Betonstabstahl $d_s = 12$ mm mit einem Abstand $s_h = 15$ cm beidseitig. In vertikaler Richtung sind $d_s = 10$ mm mit $s_v = 15$ cm angeordnet.

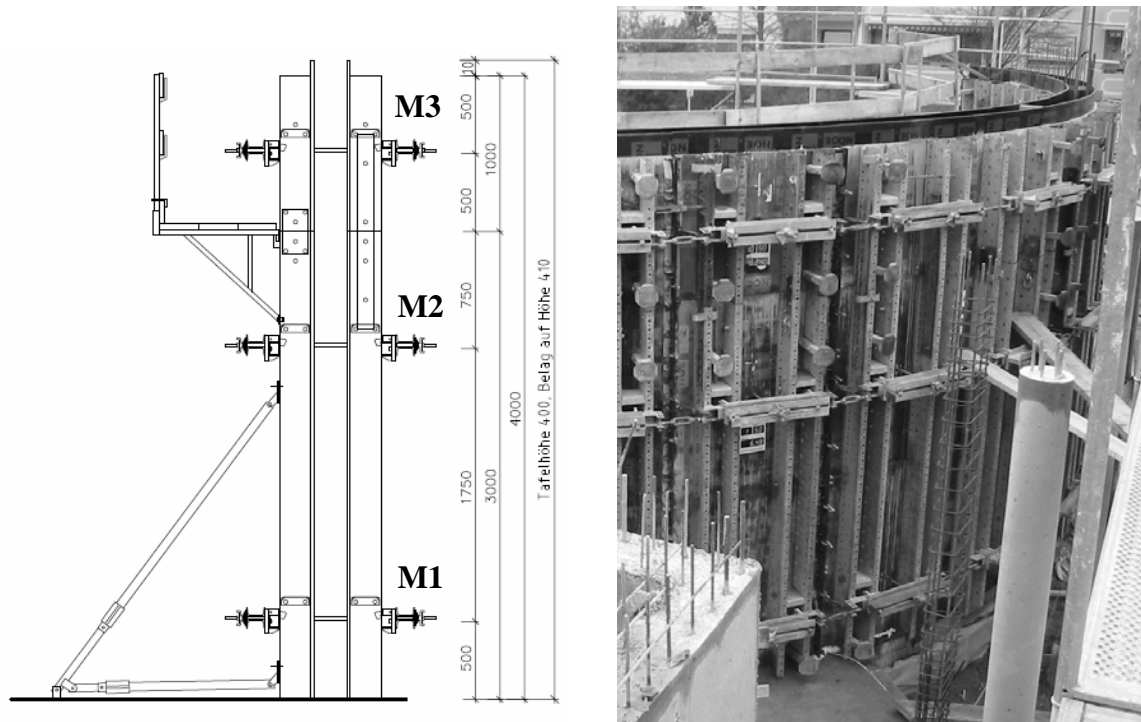


Bild 3.15: links: Schnitt durch die Schalung, Lage der Schalungsanker von Wand W2
rechts: Ansicht der Schalung im eingebauten Zustand

Beton

Die verwendete Mischungszusammensetzung enthält Anhang B, Tabelle A.2. In Tabelle 3.6 sind die vor Ort ermittelten Frischbetoneigenschaften zusammengestellt.

Der Frischbeton wies eine hohe Fließfähigkeit und eine geringe plastische Viskosität ($t_v = 6,0$ s) auf. Es ist weiter ersichtlich, dass der Frischbeton auch 2 Stunden nach Einbaubeginn nicht signifikant ansteifte. Die ermittelten Erstarrungszeiten nach Vicat-

Test bzw. Knetbeuteltest (vgl. Tabelle 3.7) zeigen die stark verzögerte Wirkung, hervorgerufen durch das verwendete Fließmittel in Verbindung mit der niedrigen Frischbetontemperatur.

Betonier- abschnitt - Fahrzeug Nr.	Betonier- höhe	Außen- temp. $T_{A,t=0}$	Frisch- beton- temp. $T_{c,t=0}$	Ausbreit- maß $a_{t=0}$	Ausbreit- maß ¹⁾ $a_{t=2h}$	Setzfließ- maß $sm_{t=0}$	Setzfließ- maß ¹⁾ $sm_{t=2h}$
	[m]	[°C]	[°C]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]
1-1	0 - 1,75	5,8	11,5	77,0	70,0	78,0	69,0
1-2 ²⁾	1,75 - 3,40	6,0	11,8	-	-	77,0	-
2-1	0 - 1,85	15,8	17,7	-	72,5	83,0	72,0
2-2	1,85 - 3,40	16,0	17,8	-	-	80,0	-

¹⁾ Der Frischbeton wurde zum Zeitpunkt $t = 0$ in den Kegelstumpf eingefüllt und befand sich bis zum Prüfzeitpunkt im Ruhezustand.
²⁾ Von einer 3. Betoncharge wurden Restmengen für die letzten 0,25 m benötigt.

Tabelle 3.6: Frischbetoneigenschaften der in Wand W2 eingebauten Betone

Betonier- abschnitt - Fahrzeug Nr.	Mischungs- ende (Werk)	Einbau- beginn (Baustelle)	Differenz Mischungs- Ende zu Einbaubeginn	Erstarrungszeiten (bezogen auf Mischungsfertigstellung)		
			Δt	$t_{A,vicat}$	$t_{E,vicat}$	$t_{E,KB}$
	Uhrzeit	Uhrzeit	[h]	[h]	[h]	[h]
1-1	13:35	14:00	0,4	13	16	13
1-2	14:40	15:10	0,5	12	15	12
2-1	10:00	10:20	0,4	9	11	10
2-2	10:35	11:55	0,4	9	11	10

Tabelle 3.7: Transport- und Erstarrungszeiten der in Wand W2 eingebauten Betone

Messeinrichtung

Der Frischbetondruck wurde indirekt über die entstehenden Ankerkräfte ermittelt. Die erforderlichen Kraftmessdosen wurden jeweils zwischen der Ankerplatte und dem Rahmenriegel positioniert. Die Anordnung der Messstellen M1 bis M3 über die Schalungshöhe zeigt Bild 3.15. Zur Kontrolle der Messung und zur Überprüfung des Einflusses des Einfüllvorgangs wurden zusätzliche Messstellen M4 bis M6 direkt an der Einfüllstelle installiert. Alle Messdosen wurden mit einer Kraft von 2 kN vorgespannt.

Transport und Betoneinbau

Die Wand wurde in zwei Betonierabschnitten (jeweils eine halbe Ellipse) mit 3,4 m Höhe im Abstand von 10 Tagen hergestellt. Die Anlieferung des Betons auf die Baustelle erfolgte mit einem Fahrmischer, wobei die maximale Transportmenge 5 m³ betrug (vgl. Tabelle 3.7).

Eingebaut wurde der Beton unter Verwendung eines Betonierkübels mit einem Fassungsvermögen von 700 Liter. Der Beton des ersten Abschnitts wurde mit Hilfe eines Betonerschlauchs aus 4 m Höhe eingebracht. Die Einbauzeit beim ersten Betonierabschnitt betrug insgesamt ca. 2 Stunden. Damit ergab sich eine mittlere Betoniergeschwindigkeit v von 1,7 m/h. Bei der zweiten Betonage betrug die mittlere Betoniergeschwindigkeit $v = 2,1$ m/h. Jedoch wurde bis zu einer Betonierhöhe von 2,9 m der Beton mit v ca. 4 m/h eingebaut.

Ergebnisse

Die Messwerte der Ankerzugkräfte M1 bis M3 sind exemplarisch für den zweiten Betonierabschnitt in Bild 3.16 dargestellt. Zu erkennen ist der stufenweise Anstieg der Ankerkräfte im Verlauf des Betoneinbaus mittels Betonkübel. Nach der Entleerung des Betonkübels erfolgte stets ein sofortiger Druckabfall am Messpunkt. Dieses Verhalten ist auf die Reduzierung der Betonspiegelhöhe an der Einfüllstelle infolge Nivellierung bzw. Abfließen des Betons zurückzuführen. Demgegenüber kann für das langsame Absinken der Kräfte nach Beendigung des Betoniervorgangs das Ansteifen des Betons verantwortlich gemacht werden.

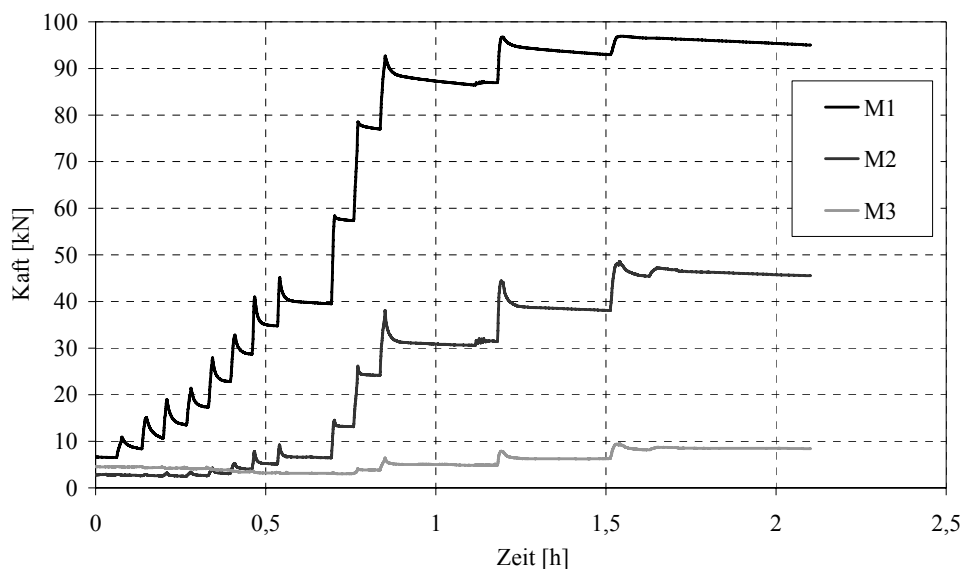


Bild 3.16: Gemessene Ankerzugkräfte am Betonierabschnitt 2 von Wand W2 an den Messpunkten M1 bis M3

In Bild 3.17 sind die Verläufe des maximalen Frischbetondrucks der Betonierabschnitte 1 und 2 gegenübergestellt. Bei einer mittleren Steiggeschwindigkeit von 1,75 m/h wurde ca. 85 % des maximalen hydrostatischen Frischbetondrucks erreicht. Bei einer Erhöhung der Geschwindigkeit auf 2,1 m/h lag annähernd hydrostatisches Verhalten (93 %) über die gesamte Betonierhöhe vor.

Bei einer Berechnung nach DIN 18218 (1980) ergibt sich unter Annahme einer Konsistenzklasse F4 der maximal mögliche horizontale Frischbetondruck (unabhängig von der Bauteilhöhe) für den Betonierabschnitt 2 zu $\sigma_{h,max} = 65 \text{ kN/m}^2$. Die Messwerte zeigen jedoch, dass dieser Wert bei größerer Betonierhöhe voraussichtlich überschritten worden wäre.

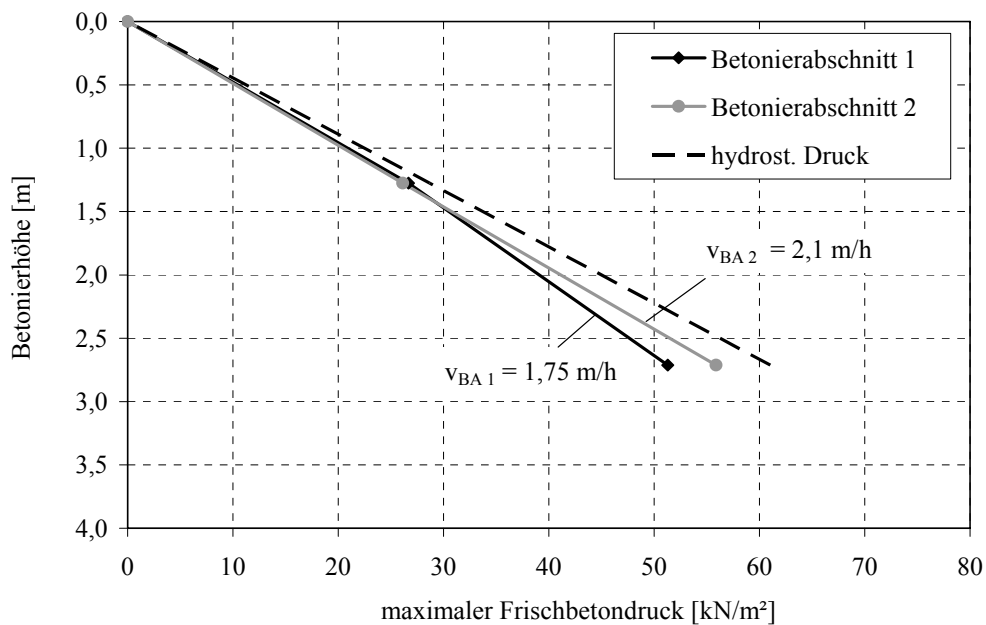


Bild 3.17: Gemessener maximaler horizontaler Frischbetondruck an Wand W2

3.4 Zusammenfassung

Die Messungen an schlanken Stützen zeigten einen signifikanten Einfluss der Betoniergeschwindigkeit, des Setzfließmaßes und der Bewehrung auf den horizontalen Frischbetondruck.

Bei Betoniergeschwindigkeiten von über 12,5 m/h und einem Setzfließmaß sm von über 70 cm wurde stets annähernd hydrostatischer Betondruck gemessen. Eine niedrigere Betoniergeschwindigkeit oder Betone mit geringerer Fließfähigkeit bewirkten eine signifikante Verringerung des Frischbetondrucks. Ebenfalls wurde eine signifikante Minderung des Frischbetondrucks durch die Bewehrung festgestellt. Drücke oberhalb des hydrostatischen Betondrucks sind bei sehr hoher Einfüllgeschwindigkeit möglich.

Bei den Messungen an Wänden wurde der Einfluss der Erstarrungszeiten auf den horizontalen Frischbetondruck deutlich. Infolge der langen Erstarrungszeiten erreichten die gemessenen Horizontaldrücke trotz vergleichsweise niedriger Betoniergeschwindigkeit sehr hohe Werte von bis zu 140 kN/m². Weiterhin bestätigte sich der druckmindernde Einfluss eines hohen Bewehrungsgehaltes.

Des Weiteren wurde festgestellt, dass sich der Frischbetondruck bei Verwendung von SVB gegenüber Rüttelbetonbauteilen signifikant unterscheidet. Somit ist es mit den bisher gültigen Berechnungsansätzen nicht möglich, die Schalungsbelastung durch Selbstverdichtenden Beton wirklichkeitsnah zu beschreiben.

4 THEORETISCHE UND EXPERIMENTELLE UNTERSUCHUNGEN DER RELEVANTEN MATERIALKENNGRÖSSEN VON SVB

4.1 Einführung

Das Ziel dieser Arbeit, einen allgemeingültigen Berechnungsvorschlag zur Bestimmung des Frischbetondrucks auf Schalungen zu erarbeiten, kann prinzipiell auf zwei Wegen realisiert werden.

Eine erste Möglichkeit bietet die Durchführung einer großen Anzahl von Druckmessungen an realen Bauteilen, wobei die Haupteinflussparameter entsprechend zu variieren sind, um ein wirklichkeitsnahes Konzept empirisch ableiten zu können. Die möglichen Einflussparameter auf den Frischbetondruck wurden bereits in Tabelle 2.12 zusammengestellt. Zu nennen sind hier vor allem die Betoniergeschwindigkeit (Steiggeschwindigkeit), die Einbautechnologie, die Mischungszusammensetzung des 5-Stoff-Systems, das Ansteif- und Erstarrungsverhalten, die Bauteilgeometrie, die Bewehrung und die Schalungsoberfläche. Es ist ersichtlich, dass eine sehr große Anzahl von Parameterkombinationen notwendig ist, um ein geeignetes Berechnungskonzept ableiten zu können.

Eine zweite Verfahrensweise besteht darin, zunächst einzelne spezifische Materialparameter zu analysieren, die einen Haupteinfluss auf den Frischbetondruck haben. Auf diesen Untersuchungen aufbauend, kann ein geeignetes analytisches Berechnungsmodell abgeleitet und an Bauteilversuchen kalibriert werden. Am Berechnungsmodell sind nachfolgend Parameterstudien möglich. Der Vorteil dieser Vorgehensweise besteht darin, dass die einzelnen Materialparameter an vergleichsweise kleinen Probekörpern bestimmt werden können.

Auf Grundlage der in Kapitel 3 vorgestellten Bauteilversuche sowie der in Kapitel 2 zusammengestellten Erkenntnisse zum Frischbetondruck ist die Ableitung eines wirklichkeitsnahen Berechnungsvorschlags für den Frischbetondruck von SVB noch nicht möglich. Lediglich ein sehr vereinfachter und in der Regel weit auf der sicheren Seite liegender Vorschlag konnte erarbeitet werden [Graubner et al. (2001), Graubner&Proske (2002)]. Es war daher notwendig, weitere Untersuchungen auf Grundlage der zweiten Vorgehensweise durchzuführen.

Nachfolgend werden die für die Entwicklung des Bemessungsmodells verwendeten Materialparameter vorgestellt und deren Auswahl begründet.

Seitendruckbeiwert

Entsprechend der bodenmechanischen Modelle (siehe Kapitel 2.6.3) beeinflussen insbesondere die Parameter Reibungswinkel φ und Kohäsion c den Erddruck auf stützende Bauteile. Da zwischen der granularen Mischung Frischbeton und dem Material Boden prinzipiell keine Unterschiede bestehen, sollten die bodenmechanischen Modelle prinzipiell auch zur Berechnung des Frischbetondrucks anwendbar sein. Allerdings ist gegenüber dem Boden zu beachten, dass zusätzlich zu den physikalischen Vorgängen, wie z. B. Strömung des Wassers (Konsolidation), verschiedene chemische Prozesse (insbesondere Hydratation) das Materialverhalten signifikant beeinflussen.

Mithilfe der Kenngrößen Reibungswinkel φ und Kohäsion c kann der zur Bestimmung des Erddrucks maßgebende Erddruckbeiwert λ (oder K) berechnet werden. Der Beiwert λ drückt das Verhältnis zwischen einer horizontalen Einwirkung und der vertikalen Belastung aus und wird nachfolgend als Seitendruckbeiwert bezeichnet. Der Seitendruckbeiwert ist neben den Parametern φ und c insbesondere abhängig von der Verformungsfähigkeit des stützenden Bauteils (aktiver Druck, Ruhedruck), dem Wandreibungswinkel und dem Neigungswinkel der Wand. Des Weiteren bestehen Einflüsse durch die Lastgeschichte. Für Selbstverdichtenden Beton liegen bisher keine allgemein abgesicherten Angaben zu φ und c vor. Weiterhin sind Rückschlüsse von diesen Kenngrößen auf λ mit gewissen Unsicherheiten behaftet. Daher wurde der Seitendruckbeiwert λ im direkten Versuch an lotrechten Schalungen ermittelt.

Reibung zwischen Frischbeton und Schalungsoberfläche

Bei zu betonierenden Bauteilen ist das Verhältnis Höhe zu Dicke oftmals sehr groß. Daher ist eine signifikante Verringerung der Vertikalspannung infolge der Reibung zwischen Beton und Schalung möglich, was sich wiederum auf den Frischbetondruck auswirkt. Die Messungen an den schlanken Stützen in Kapitel 3.2 bestätigten diese Vermutung. Beispielsweise ist nach 5 Minuten Betonierzeit ein Seitendruckbeiwert von 0,4 (d.h. 40 % des hydrostatischen Wertes) ohne reduzierten Vertikaldruck nicht plausibel. Auf Grund dieser Überlegungen wurde es als notwendig erachtet, ebenfalls den Reibungswiderstand zwischen Frischbeton und Schalungsoberfläche experimentell zu bestimmen.

Widerstand infolge der Bewehrung

Anhand der eigenen Bauteilversuche wurde ebenfalls ein signifikanter Einfluss der Bewehrung auf den Frischbetondruck festgestellt. Beispielsweise führte der Wegfall der Bewehrung bei der Stütze 2b* zu einem Anstieg des Frischbetondrucks um bis zu 20 % gegenüber der Stütze 2b. Als Ursache dieser Druckunterschiede wird hauptsächlich die Reduzierung des Vertikaldrucks durch die Bewehrung angesehen.

Die Reibung infolge einer Bewegung des Betons in Bewehrungslängsrichtung kann prinzipiell mit der Reibung zwischen Frischbeton und einer sehr rauen Stahloberfläche (bei gerippter Bewehrung) gleichgesetzt werden. Um jedoch eine Verschiebung des Betons in Bewehrungsquerrichtung, d. h. normal zur Bewehrungsoberfläche, zu erreichen, muss ein Versagen des gesamten druckbeanspruchten Bereichs der Kontaktzone eintreten (vergleichbar mit dem Grundbruch in der Geotechnik). Der Widerstand ist hier um ein Vielfaches größer als bei normaler Reibung. Bei einem hohen Bewehrungsgehalt ist zu erwarten, dass die mittlere Wandreibung in etwa die innere Reibung des Frischbetons erreicht. Das prinzipielle Verhalten bei der Interaktion zwischen Bewehrung und Frischbeton ist in Bild 4.1 am Beispiel eines Wandquerschnitts dargestellt.

Querschnitt durch eine bewehrte Wand

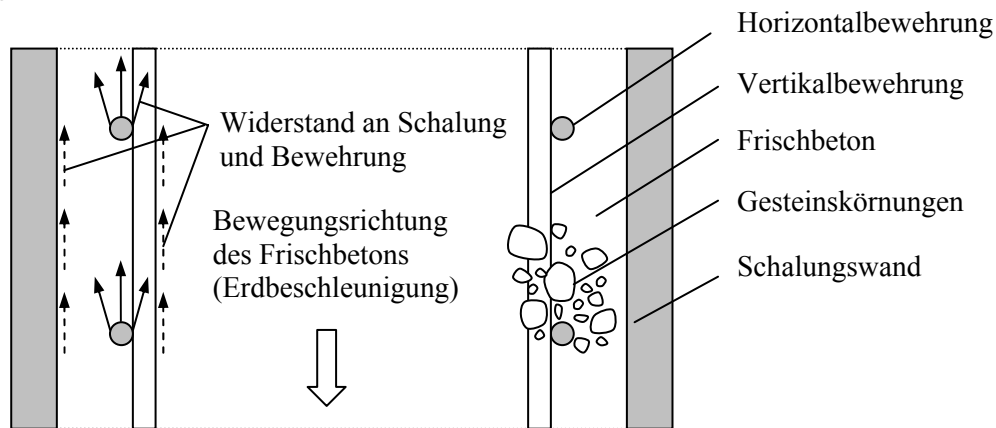


Bild 4.1: Prinzip der Interaktion zwischen Bewehrung und Frischbeton am Beispiel eines Wandquerschnitts

Erstarrungszeiten

Die zeitliche Änderung des Materialverhaltens von Beton hat signifikante Auswirkungen auf den Frischbetondruck. Eine Möglichkeit zur Quantifizierung des zeitabhängigen Materialverhaltens bieten verschiedene Verfahren zur Bestimmung der Ansteif- und Erstarrungszeiten. Jedoch weichen die ermittelten Werte je nach Prüfverfahren oftmals signifikant voneinander ab.

Von hohem Interesse sind insbesondere die Kennwerte der Prüfverfahren, welche gut mit dem Frischbetondruck bzw. den maßgeblichen Materialparametern korrelieren. Daher wurden im Rahmen der Materialversuche zur Reibung und zum Seitendruckbeiwert auch die Erstarrungszeiten mit Hilfe ausgewählter Prüfverfahren bestimmt. Eine zusätzliche Untersuchungsreihe (vgl. Kapitel 4.6) hatte die Aufgabe, einen quantitativen Zusammenhang zwischen den Kennwerten verschiedener Prüfverfahren herauszuarbeiten.

4.2 Entwicklung einer Versuchsapparatur zur Bestimmung des Seitendruckbeiwertes und des Reibungswiderstandes

4.2.1 Allgemeines

Um den Seitendruckbeiwert von Frischbeton sowie den Reibungswiderstand zwischen Frischbeton und Schalungsoberfläche bzw. Bewehrung bestimmen zu können, wurde eine spezielle Versuchsapparatur entwickelt. Diese Versuchsapparatur sollte folgende spezifische Anforderungen erfüllen.

1. Die Messung des Seitendruckbeiwertes und des Reibungswiderstandes kann gleichzeitig und in derselben Apparatur durchgeführt werden, damit jeweils gleiche Randbedingungen vorliegen.
2. Die Schalungsoberfläche, an der der Reibungswiderstand ermittelt wird, muss lotrecht angeordnet sein, um die tatsächlichen Bedingungen in einer Schalung widerzuspiegeln.
3. Die Simulation eines vertikalen Drucks von bis zu 750 kN/m² ist sicherzustellen. Dabei muss eine gezielte schrittweise Laststeigerung möglich sein.
4. Der Zeitraum zwischen Betonherstellung und Prüfbeginn soll maximal 15 min betragen.
5. Ein unkontrollierter Wasserverlust des Betonprüfkörpers während des Versuchs ist zu vermeiden.
6. Die Simulation einer unterschiedlich steifen Schalung ist zu ermöglichen.
7. Der Widerstand für eine Relativverschiebung zwischen Frischbeton und Bewehrung soll ermittelbar sein.

Aufgrund der ersten, zweiten und vierten Forderung war eine Bestimmung der Parameter Reibung und Seitendruckbeiwert mit den von E DIN 1055-6 (2000) empfohlenen Verfahren nicht möglich. Ebenfalls schieden die Versuche zur Scherfestigkeit nach DIN 18137-2 (1990) und DIN 18137-3 (2002) aus. Aus Gründen der Handhabbarkeit wurde das zu prüfende Betonvolumen auf 15 Liter begrenzt. Damit ergaben sich Prüfkörperabmessungen von 250 mm auf 250 mm im Grundriss und ca. 250 mm Höhe.

Bei der Wahl des Verhältnisses von Probekörperhöhe zu Probekörperbreite wurde darauf geachtet, dass bei einem Reibungswinkel des Frischbetons von $\varphi \leq 30^\circ$ die tatsächliche Gleitfugenneigung im Versagensfall ϑ_a den Wert annimmt, welcher auch bei unbegrenzter Probekörperhöhe auftreten würde (vgl. Kapitel 2.4.6). Der im Versuch ermittelte Seitendruckbeiwert entspricht selbst bei einer vollständigen Behinderung der Querdehnungen am unteren Probekörperperrand des Probekörpers bis zu einem Reibungswinkel von $\varphi \approx 30^\circ$ den in schlankeren Bauteilen zu erwartenden Werten.

4.2.2 Aufbau der Versuchsanordnung

Die Geometrie der entwickelten **Kombinierten Versuchs-Anordnung**, nachfolgend als KVA bezeichnet, ist in Bild 4.2 bis Bild 4.4 dargestellt. Der eigentliche Schalungskörper besteht aus kunstharzbeschichtetem Furnierholz und setzt sich aus vier Seitenwänden, einem doppelten Boden sowie einem beweglichen Deckel zusammen. Die Vertikalspannung in der Frischbetonprobe wird mittels einer Presse erzeugt, welche eine Kraft auf den Schalungsdeckel aufbringt. Um die Vertikalkräfte genau zu erfassen, befindet sich eine Kraftmessdose zwischen Hydraulikstempel und dem Schalungsdeckel. Die Ermittlung der Horizontalreaktionen erfolgte durch Messung der Kräfte, welche auf zwei vertikale entkoppelte Schalungselemente wirken (vgl. Bild 4.4). Diese quadratischen Schalungselemente haben eine Seitenlänge von 100 mm x 100 mm. Sie sind mit einem gewebeverstärkten Kunststoffklebeband an zwei sich gegenüberliegenden Seitenwänden befestigt. Der Spalt zwischen dem entkoppelten Element und der Seitenwand beträgt ca. 1 mm. Damit ist eine praktisch widerstandsfreie Bewegung des Elementes möglich.

An den zwei anderen gegenüberliegenden Seitenwänden befinden sich schmale rechteckige Öffnungen. Ein bewegliches Element mit definierten Oberflächeneigenschaften, nachfolgend als Schalungsschwert bezeichnet, durchstößt diese Öffnungen und befindet sich somit innerhalb der Frischbetonprobe (vgl. Bild 4.3). Über die Kraft, welche notwendig ist, um eine Relativverschiebung zwischen dem Frischbeton und dem Schalungsschwert hervorzurufen, wird die Reibung zwischen dem Frischbeton und der Schalungsoberfläche quantifiziert. Ein extra erarbeitetes Abstreifersystem verhindert Leim- und Wasseraustritt bei gleichzeitiger Minimierung des systembedingten Auszugswiderstandes des Schalungsschwertes.

Der eigentliche Schalkörper wird in einen Hauptrahmen aus Stahlprofilen gestellt, welcher alle im Versuch auftretenden Horizontalkräfte (d.h. den Schalungsdruck) aufnehmen muss. Die Kraftmessdosen, welche die Lasten der entkoppelten vertikalen Schalungselemente übernehmen, sind über Querrahmen mit dem Hauptrahmen verbunden.

Die gesamte Konstruktion wurde so geplant, dass es nicht erforderlich ist, den Grund- und die Querrahmen inklusive aller Kraftmessdosen nach einem Versuch komplett zu demontieren. Um den Schalkasten nach einem Versuch auswechseln zu können, wurden zwischen dem unteren und oberen Teil des Hauptrahmens vertikale Klemmprofile aus Rechteckstahlrohren angeordnet, welche mit entsprechenden Klemmschrauben befestigt wurden. Die Ableitung der auf die Schalung wirkenden Horizontalspannungen erfolgt somit über die Schalungswand, die Klemmprofile und die Klemmschrauben in den Hauptrahmen.

Das im Schalkasten eingelassene bewegliche Schalungsschwert mit einer Breite von 6 mm, einer Höhe von 100 mm und einer Länge von ca. 800 mm ist auf einer Seite mit einer Gewindestange verbunden. Die Gewindestange wiederum ist an einem Querrahmen

befestigt. Durch die gezielte Verschiebung der Gewindestange am Auflagerpunkt (Querrahmen) kann das Schalelement mit definierter Geschwindigkeit aus dem Prüfkörper herausgezogen werden. Die entstehenden Kräfte am Auflagerpunkt der Gewindestange werden über ein Axiallager in den Querrahmen und dann in den Hauptrahmen abgeleitet. Um die Auszugskraft zu messen, ist zwischen Gewindestange und Schalelement eine Kraftmessdose angeordnet.

Weiterhin besteht die Möglichkeit, Stahlstäbe an dem beweglichen Schalelement zu befestigen, um die Wirkungsweise einer innerhalb der Schalung bzw. im Betonbauteil befindlichen Bewehrung zu simulieren (siehe Kapitel 4.2.4).

Durch die Anordnung des Schalungsschwertes reduziert sich die Probekörperbreite b_{pr} von 250 mm lokal auf 122 mm. Bei Verwendung von Gesteinskörnungen mit einem Größtkorndurchmesser $D_a = 16$ mm ergibt sich ein Verhältnis von $b_{pr} / D_a = 7,6$, womit der von Vanhove (2001) angegebene minimale Grenzwert bei Reibungsuntersuchungen von $b_{pr} / D_a = 5,0$ stets eingehalten ist.

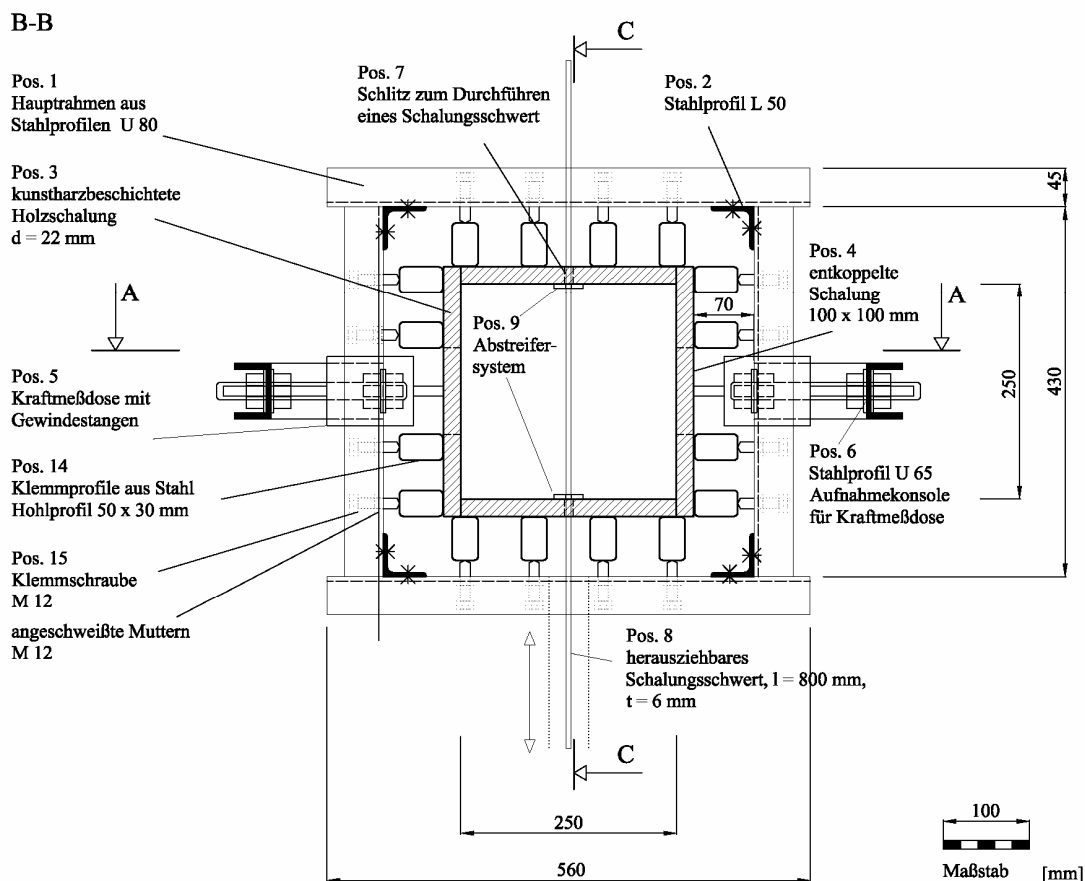


Bild 4.2: Kombinierte Versuchsapparatur (KVA) im Schnitt B-B

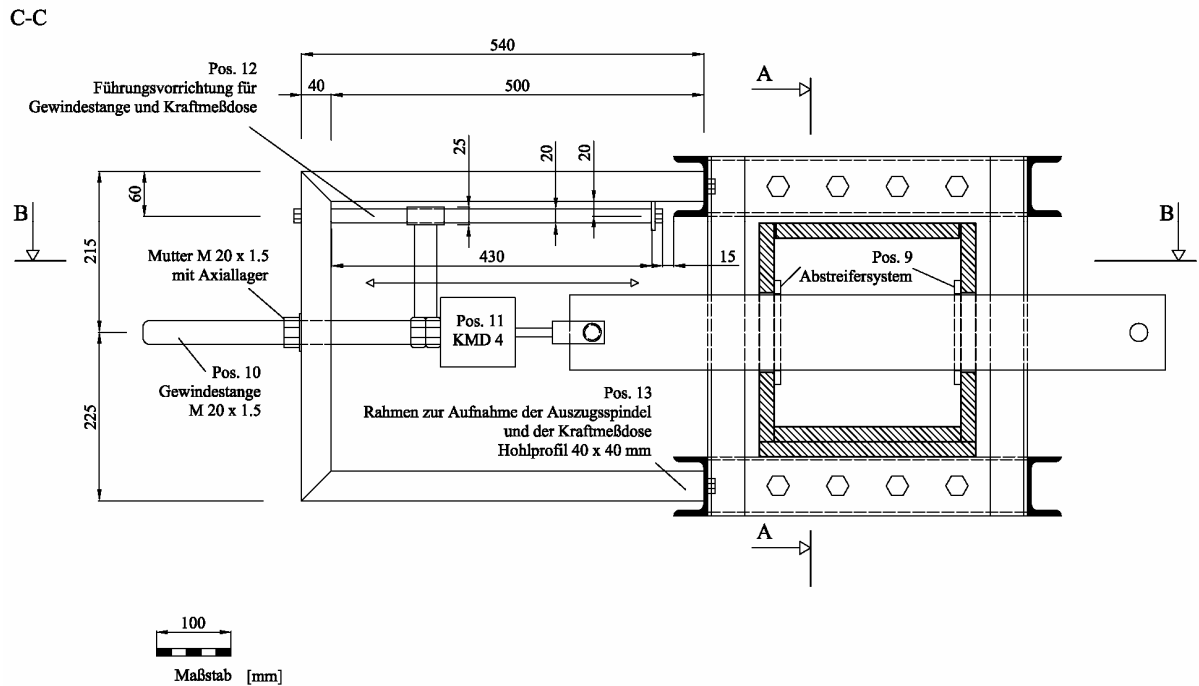


Bild 4.3: Kombinierte Versuchsapparatur (KVA) im Schnitt C-C

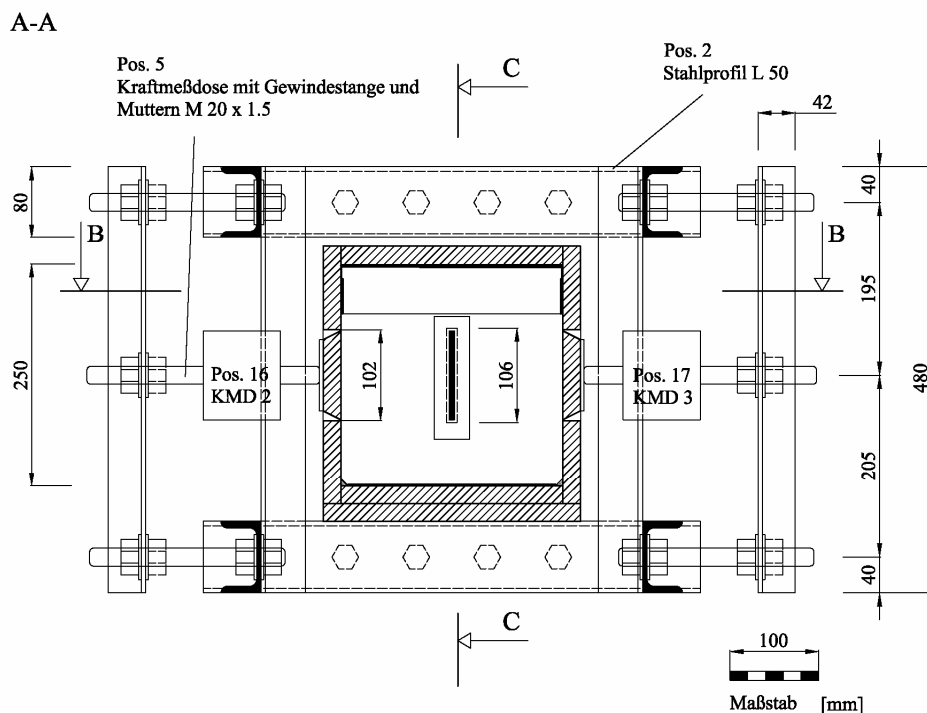


Bild 4.4: Kombinierte Versuchsapparatur (KVA) im Schnitt A-A

Als schwieriges Problem bei der Entwicklung der Versuchsapparatur erwies sich die Abdichtung zwischen dem Schalungsschwert und dem äußeren Schalungskörper, um einen Leim- und Wasseraustritt während des Versuchs zu vermeiden. Zunächst wurden

Kunststoffabstreifer (der Firma HEMA GmbH) verwendet, welche an der Schalung mittels Schrauben befestigt waren. Jedoch stellte sich heraus, dass diese Abstreifer einen vergleichsweise hohen und stark variierenden systembedingten Auszugswiderstand hervorriefen. Das größte Problem stellte jedoch die starke Lastabhängigkeit dieses Systemwiderstandes dar. Infolge hoher Spannungen im Frischbeton erhöhte sich die Reibung zwischen dem Schalungsschwert und den Abstreifern signifikant.

Aus den angeführten Gründen wurde entschieden, einen Abstreifer aus Stahl (vgl. Bild 4.5) zu entwickeln und einzusetzen. Dieser setzt sich aus zwei Deckplatten und den dazwischen befindlichen verschieblichen Justierplatten zusammen. Zwischen den Justierplatten des Abstreifers und dem Schalungsschwert ist noch ein Schlitz von ca. 0,1 mm vorhanden. Um einen Leim- und Wasseraustritt zu verhindern und gleichzeitig eine starke Systemreibung zu vermeiden, erfolgte die Abdichtung des Schlitzes mit einer Fettmanschette (Fettkeil) von ca. 2 cm Breite. Das verwendete Wasserpumpenfett weist eine vergleichsweise hohe Fließgrenze und plastische Viskosität auf, wodurch dessen Abfließen weitestgehend vermieden wird. Der Auszugswiderstand verringerte sich gegenüber den Kunststoffabstreifern signifikant und es wurde nachgewiesen, dass die Auszugskraft weitestgehend unabhängig vom Spannungszustand im Fettkeil ist (vgl. Kapitel 4.2.8).

Durch die Anordnung des Abstreifers und der Fettmanschetten reduzierte sich die Netto-Länge des Schalungsschwertes, an dem die Reibung zwischen Füllgut und Schalungsoberfläche bestimmt werden kann, auf ca. 19 cm gegenüber einer Gesamtlänge des Frischbetonprobekörpers von 25 cm.

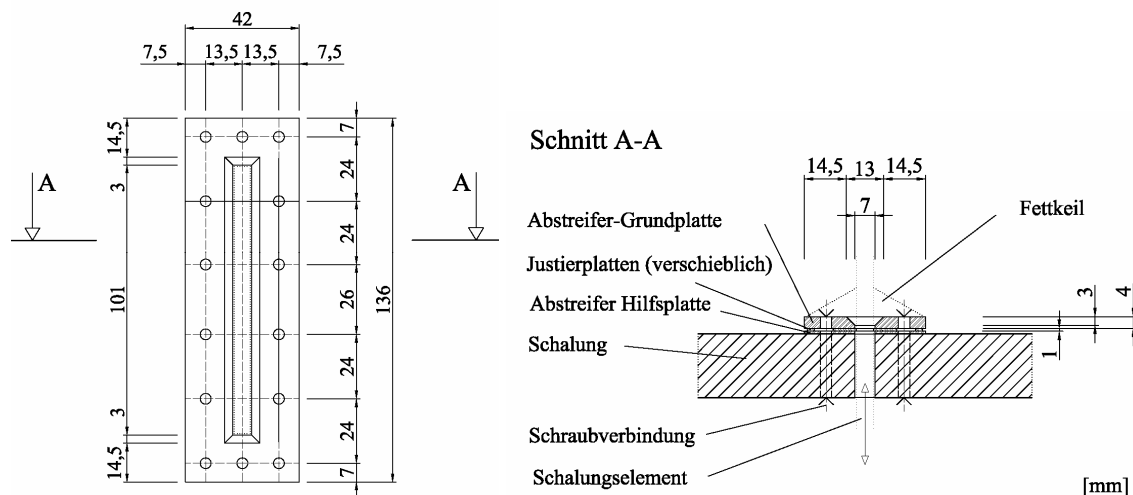


Bild 4.5: Konstruktionsprinzip Abstreifer (Pos. 9)

Einen weiteren wichtigen Punkt stellte die Herstellung der Wasserdichtigkeit der Schalungskonstruktion dar. Um einen überhöhten Wasserverlust an den Elementstößen zu vermeiden, wurden an den kritischen Stellen Silikon-Abdichtungen vorgesehen. Im

Bereich des beweglichen Schalungsdeckels verhinderte eine an den Schalungswänden umlaufend mit Gewebeband befestigte Dichtungsfolie den Wasseraustritt.

Eine Fettschicht am Schalungsdeckel und am Schalungsboden ermöglichte zum einen die Horizontalbewegung des Frischbetons und unterstützte zum anderen den Abdichtungsprozess. Auf die vertikalen Schalungswände wurde (mittels Lappen) eine dünne Schicht Schalöl aufgetragen.

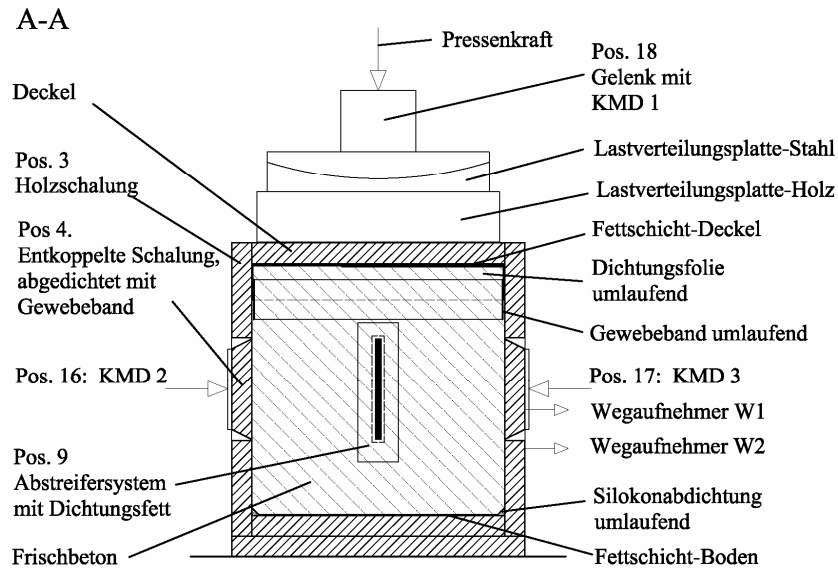


Bild 4.6: Ansicht des mit Beton gefüllten Schalkastens mit Abdichtungselementen, Messeinrichtung sowie Lasteinleitungsplatten

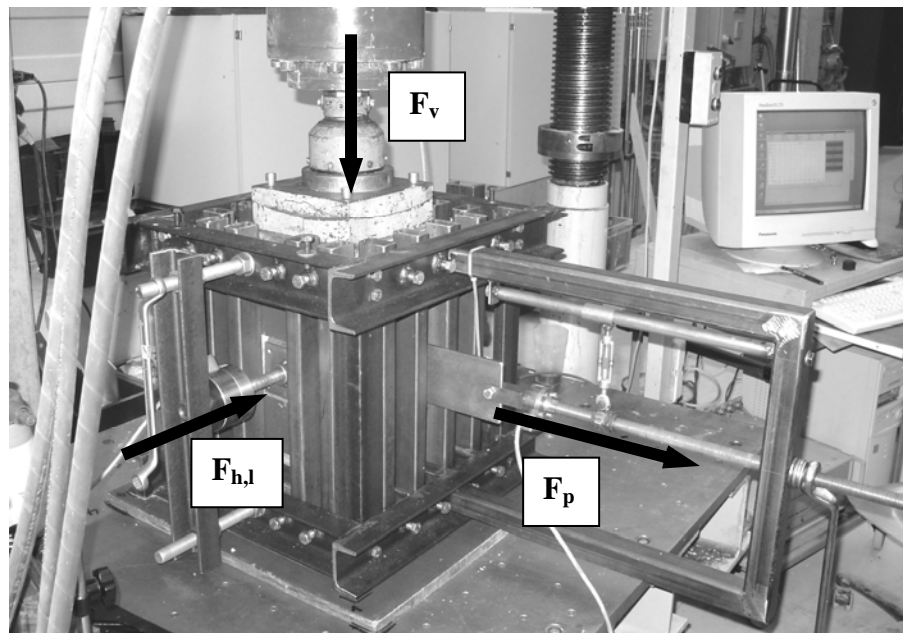


Bild 4.7: Kombinierte Versuchsapparatur (KVA) während eines Versuchs

4.2.3 Simulation einer geringeren Schalungssteifigkeit bzw. eines Schalungsversagens

Zur Simulation einer Schalung mit geringerer Steifigkeit wurden zwischen den vertikalen Außenflächen des Schalkastens und den entsprechenden Kontaktflächen der Klemmprofile sowie zwischen den entkoppelten Schalelementen und der zugehörigen Kontaktplatte jeweils 4 mm dicke Styroporstreifen angeordnet. Zusätzlich wurden die Schraubverbindungen des Schalkastens gelöst.

Eine Möglichkeit zur Simulation eines nachgebenden bzw. versagenden Schalsystems (vgl. Kapitel 4.3.2, Versuchsablauf A3) bot das gezielte Lösen der Klemmschrauben (Bild 4.2, Pos. 15) und das Verschieben der entkoppelten Schalelemente durch Aufdrehen der entsprechenden Gewindestangen (Bild 4.2, Pos. 5). Dadurch kann ein vollständiger Abbau von Vorspannungszuständen innerhalb der Schalung erreicht werden.

4.2.4 Simulation einer Bewehrung

Zwei an dem Stahl-Schalungsschwert befestigte Bewehrungsstäbe ermöglichen die Simulation des Gleitvorgangs zwischen dem Frischbeton und einer Bewehrung, die normal zum Gleitweg während eines Betoniervorgangs liegt, wie z. B. Bügel in einer Stützenbewehrung oder Querbewehrung in einer Wand (vgl. Bild 4.8).

Ansicht der Bewehrung / Querschnitt durch das Schalungsschwert

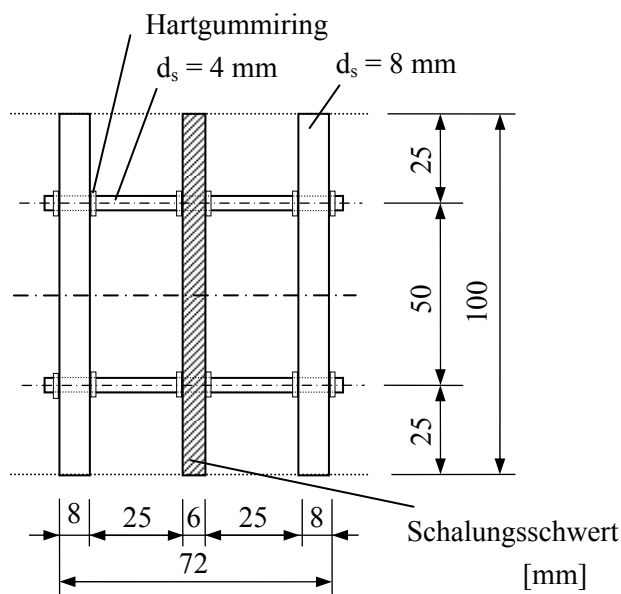


Bild 4.8: Befestigung der Bewehrungsstäbe an dem Stahl-Schalungsschwert

Die zwei glatten Bewehrungsstäbe weisen eine Länge von 10 cm und einen Durchmesser von 8 mm auf. Die Befestigung erfolgt durch 4 mm dicke Stäbe. Der lichte Abstand zwischen Schalungsschwert und Bewehrung beträgt 2,5 cm (vgl. Bild 4.8). Die

Bewehrung befindet sich bei Versuchsbeginn mittig zwischen den Schalungswänden. Zur Simulation unterschiedlicher Bewehrungsgehalte kann optional ein zusätzliches Bewehrungssystem angeordnet werden. Der Abstand vom ersten Bewehrungssystem beträgt dann 10 cm, wobei die Geometrie ebenfalls Bild 4.8 entspricht.

Der starre Verbund zwischen Bewehrung und Schalungsschwert spiegelt reale Bedingungen wieder, da sich in einer tatsächlichen Schalung während des Betoniervorgangs die Lage der Schalung und Bewehrung untereinander nicht signifikant verändert. Es ist jedoch zu beachten, dass im fortgeschrittenen Betonalter der im Versuch ermittelte Reibungswiderstand zwischen Beton und Bewehrung ggf. größer sein kann als der innere Reibungswiderstand (z. B. ermittelt im direkten Scherversuch). Dies resultiert daraus, dass infolge der Relativverschiebung zwar ein lokales Versagen an der Bewehrung auftritt, jedoch aufgrund der Randbedingungen (ebener Dehnungszustand am Probekörperrand) kein klassisches Scherversagen innerhalb des Probekörpers möglich ist. Bei der Ergebnisanalyse ist dies zu berücksichtigen.

4.2.5 Simulation von Erschütterungen

Die Simulation von Erschütterungen (z. B. durch Einfüllvorgang, Hammerschläge oder sonstigen Anprall) erfolgt durch die stoßartige Belastung der Schalungswände. Der Stoß wurde durch ein 20 cm langes Pendel mit einer Masse von 1 kg erzeugt. Von der Horizontalstellung ausgehend, beschleunigte das Pendel um einen Winkel von 90° bis zum Erreichen der Vertikalstellung, bei der das Gewicht auf einen Holzklötz prallte. Der Holzklötz überträgt den entsprechenden Stoß auf den Mittelteil der Schalungswände (vgl. Bild 4.9).

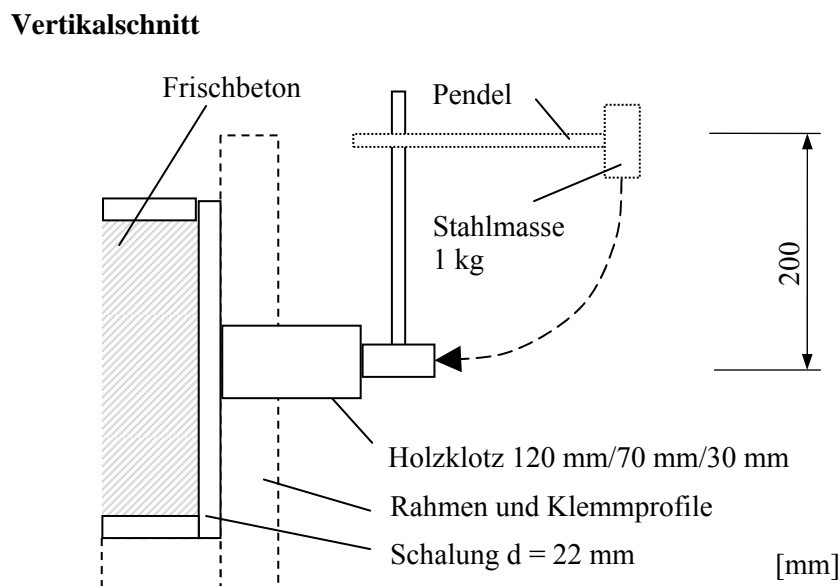


Bild 4.9: Simulation von Erschütterungen durch Stoß

Die Aufprallgeschwindigkeit des Gewichtes ergibt sich aus dem Energieerhaltungssatz zu $v_p \approx 2,0$ m/s und die in das System eingetragene Energie je Pendelschlag zu $E \approx 2,0$ J. Bezogen auf die Betonmasse betrug der Brutto-Energieeintrag (ohne Abzug der Energieadsorption durch Holzklötz, Schalung und Rahmen) $E_{bezogen} = 0,06$ J/kg.

4.2.6 Messung der horizontalen Schalungsverformungen

Die während des Versuchs auftretenden horizontalen Verformungen an der Schalung konnten mittels einer auf der Basisplatte der Prüfmaschine fixierten Messuhr ermittelt werden. Die Messuhr wies einen Messbereich von 10 mm sowie eine Messgenauigkeit von 1/1000 mm auf. Mit Hilfe der Messuhr wurden insbesondere planmäßig aufgebraachte Schalungsverformungen gesteuert und überwacht.

4.2.7 Schalungsoberflächen und Trennmittel am Schalungsschwert

Zur Untersuchung des Einflusses der Schalungsoberfläche auf den Reibungswiderstand ist die Verwendung von drei Schalungsschwertern mit jeweils unterschiedlichen Schalungsoberflächen möglich, die auch in der Praxis zum Einsatz kommen. Die Schalungsschwerter stellen daher eine Stahlplatte, eine Kunststoffplatte (Polypropylen-Glasfaser-Verbundplatte) sowie eine phenolharzbeschichtete Deckfurnierholz-Platte (vgl. Bild 4.10) dar. Tabelle 4.1 fasst die ermittelten Kenngrößen der Oberflächenbeschaffenheit zusammen.

Schalungsoberfläche	Kurzbez.	Kenngrößen der Oberflächenbeschaffenheit ¹⁾		
		[µm]		
		R_a	R_t	R_z
Stahl	St	1,3-3,8	8,3-18,6	11,3-29,8
Polypropylen-Glasfaser-Verbund-Platte (Alkus-Platte GM 6)	Ku	0,22-0,39	3,5-9,0	1,7-4,1
Phenolharzbeschichtetes Deckfurnierholz (AGEPAN-Planox N130)	Ph	0,55-2,5	9,9-20,5	6,8-14,8
¹⁾ nach DIN EN ISO 4287 (1998) (Rauheitsprofil), Messgerät Fa. Hommelwerke, Turbo Rauheit V6.14, Taster-Typ TK 300, Messbereich 80 µm, Taststrecke 4,8 mm, Geschwindigkeit 0,5 mm/s, L_c (cut-off) = 0,8 mm, Filter ISO 11562(M1), $L_c/L_s = 100$				

Tabelle 4.1: Kenngrößen der Oberflächenbeschaffenheit der verwendeten Schalungsschwerter
 Als Trennmittel fanden mit ZEMINOX-EXTRA (Woermann) ein Produkt auf Basis paraffinbasischer Mineralöle und mit ORTOLAN SEP 772 (MC-Bauchemie) eine Emulsion ohne Lösungsmittel Verwendung.



a) Stahlplatte, b) Kunststoffplatte, c) phenolharzbeschichtete Furnierholz-Platte

Bild 4.10: Verwendete Schalungsschwerter

4.2.8 Kalibrierung und Vorversuche

An der kombinierten Versuchsapparatur (KVA) wurde eine Reihe von Vorversuchen durchgeführt. Deren Ziel war die Überprüfung der Eignung der Apparatur zur Bestimmung des Seitendruckbeiwertes und des Reibungswiderstandes.

Kalibrierung und Nullversuch

Zunächst wurden die Auszugskräfte bei ungefülltem Schalungskörper unter einer Auszugsgeschwindigkeit von $v_{\text{Auszug}} = 5 \text{ mm/min}$ und anschließendem Ruhezustand ($v_{\text{Auszug}} = 0$) ermittelt. Im Verschiebungszustand betrug die Auszugskraft ca. 0,035 kN und verringerte sich im Ruhezustand auf ca. 0,020 kN. Bezogen auf die Netto-Reibungsfläche von $0,04 \text{ m}^2$ entspricht letzterer Wert einer Schubspannung von 500 Pa. Infolge von Streuungen des Systemwiderstandes muss mit Messungenauigkeiten hinsichtlich der ermittelten Schubspannung von etwa 100 Pa gerechnet werden. Damit ist eine zuverlässige Bestimmung des Reibungswiderstandes zwischen SVB im flüssigen Zustand und Schalungsoberfläche ohne einwirkende Normalkraft nicht möglich.

In einem zweiten Schritt wurden die Versuche zum Seitendruck und der Schalungsreibung an einem Material durchgeführt, dessen innerer Reibungswinkel φ ca. null beträgt und dessen Reibung am Schalungsschwert sehr gering ist. Bei reinem Wasser stellten sich die Auflagerung der Lastverteilungsplatten und die Abdichtung als schwierig dar. Daher fiel die Wahl auf eine Mischung aus Wasser und Methylzellulose (Tapetenkleister). Das Material wurde mit zwei verschiedenen Temperaturen von $18 \text{ }^\circ\text{C}$ und $25 \text{ }^\circ\text{C}$ eingebaut.

Die Abweichung der Auszugskraft F_P zwischen ungefüllter und gefüllter Schalung lag im Streubereich der Messwerte. Unter einer bis zu 15 kN hohen Vertikalbelastung F_V (entspricht ca. 240 kN/m^2) stellten sich an den entkoppelten Schalungselementen

Seitendrücke ein, welche erwartungsgemäß dem hydrostatischen Verhalten entsprachen. Auch bei Erhöhung der Vertikallast auf bis zu 15 kN konnte beim Herausziehen des Schalungsschwertes kein signifikanter Zuwachs an Reibung festgestellt werden. Damit wurde nachgewiesen, dass der Auszugswiderstand, verursacht vom Abstreifersystem, unabhängig vom Spannungszustand des Frischbetons ist. Ein möglicher zusätzlicher Systemwiderstand infolge einer Vertikalbelastung des Schalungsschwertes durch das Prüfmaterial (Frischbeton) an der oberen Stirnfläche und eine damit induzierte Reibung am Abstreifer wird als vernachlässigbar klein bewertet.

Berechnung des Reibungsbeiwertes und des Seitendruckbeiwertes

Der mittlere Reibungsbeiwert μ wird entsprechend Gleichung (4.1) über die Auszugskraft am Schalungsschwert sowie die zugehörigen Normalspannungen und Netto- Reibungsfläche ermittelt, vgl. Bild 4.11. Im Reibungsbeiwert μ werden auch mögliche Reibungswiderstände infolge Kohäsion bzw. Adhäsion berücksichtigt; daher muss dieser als Gesamtreibungsbeiwert aufgefasst werden.

$$\mu = \frac{F_P - F_N}{(\sigma_v \cdot A_{R,h} + \sigma_h \cdot A_{R,v})} \quad (4.1)$$

mit

F_P	gemessene Auszugskraft am Schalungsschwert
F_N	gemessene Auszugskraft im Nullversuch
$A_{R,v}; A_{R,h}$	vertikale und horizontale Netto-Reibungsfläche am Schalungsschwert
σ_v	$\sigma_v = \frac{(F_v + F_{v0})}{A_0}$ Vertikalspannung in Schalungsmitte
σ_h	$\sigma_h = \frac{(F_{h,l} / A_l + F_{h,r} / A_r)}{2}$ mittlere Horizontalspannung
F_v	Vertikalkraft aus Prüfmaschine
F_{v0}	Vertikalkraft aus Frischbeton und Lastverteilungsplatten
A_0	effektive horizontale Querschnittsfläche des Schalkastens
$F_{h,l}; F_{h,r}$	gemessene Horizontalkraft links und rechts
$A_l; A_r$	Effektive Querschnittsfläche der entkoppelten Seitenfenster

Für die Bestimmung der Reibungsbeiwerte an den Vertikalflächen des Schwertes wurde damit als Normalkraft stets die gemessene Horizontalspannung angesetzt, für die horizontalen Flächen (Stirnflächen) dagegen die aufgebrachte Vertikalspannung. Im linear-elastischen Halbraum gilt dieser Ansatz lediglich bei starren Seitenwänden. Jedoch sind bei verschieblichen Seitenwänden, unter Verwendung der vorgenommenen Vereinfachung, die Ungenauigkeiten sehr gering, wenn vergleichsweise kleine Reibungswinkel vorliegen. Dies ist beim SVB im flüssigen Zustand gegeben.

Vertikalschnitt 1 und 2 durch die KVA

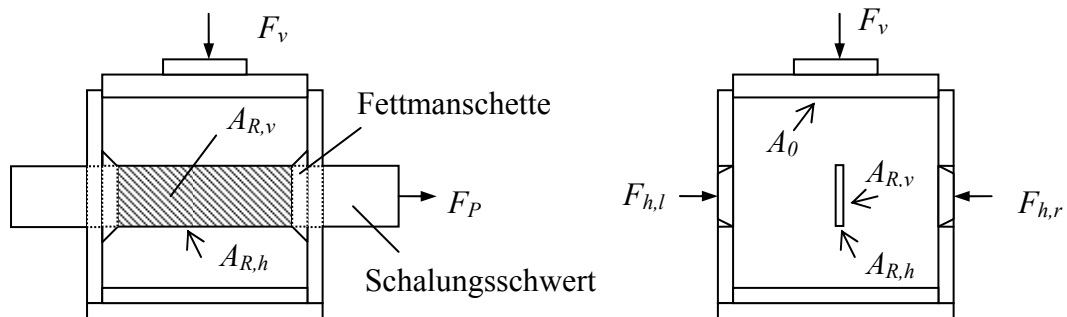


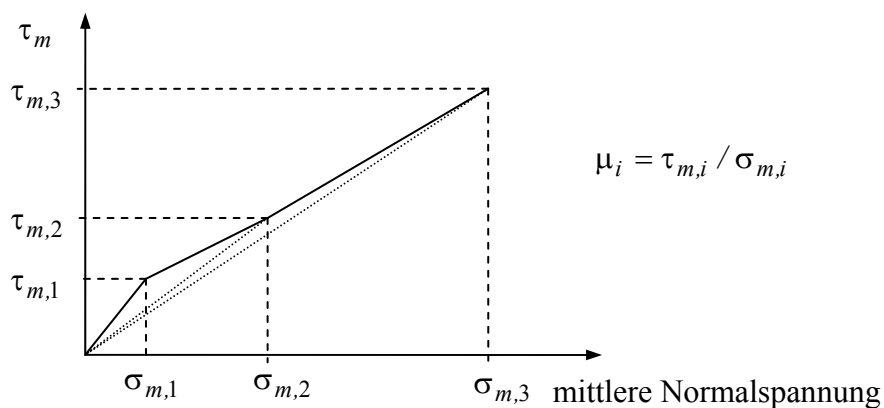
Bild 4.11: Kennwerte zur Ermittlung des Reibungsbeiwertes und des Seitendruckbeiwertes

Die zwischen Beton und Schalungsschwert wirkenden mittleren Schubspannungen (unter Abzug der Nullkräfte) ergeben sich nach Gleichung (4.2) und der Seitendruckbeiwert nach Gleichung (4.3).

$$\tau_m = \frac{F_P - F_N}{(A_{R,h} + A_{R,v})} \quad (4.2)$$

$$\lambda = \frac{\sigma_h}{\sigma_v} \quad (4.3)$$

Bild 4.12 zeigt den prinzipiellen Zusammenhang zwischen der mittleren Schubspannung und der mittleren Normalspannung zur Berechnung des Gesamtreibungsbeiwertes μ .

Bild 4.12: Definition des Gesamtreibungsbeiwertes μ nach Gleichung (4.1)*Versuche an Sanden und Kiesen*

An der KVA erfolgten zunächst Reibungsversuche an Rheinsand der Korngruppe 0/2 mm und Rheinkies der Korngruppe 2/8 mm und 8/16 mm. Die Körngrößenverteilungen enthält Anlage B, Bild A.8.

Parallel zu den KVA-Versuchen wurden die Scherwiderstände der Korngruppe 0/2 mm derselben Charge mit dem direkten Scherversuch nach DIN 18137-3 (2002) im

Rahmenschergerät ermittelt. Zum einen wurde der Reibungswinkel φ und die Kohäsion c der Probe selbst bestimmt und zum anderen die Reibung zwischen der Probe und einem Stahlelement ermittelt, welches im unteren Scherrahmen angeordnet wurde. Das Stahlelement wies die Oberflächenbeschaffenheit des „Stahlschwertes“ der KVA auf. Somit war ein Vergleich der KVA-Ergebnisse sowohl mit Literaturangaben zu bodenmechanischen Kenngrößen als auch mit dem direkten Scherversuch möglich. Die Proben wurden in den Rahmen (10/10 cm) lose eingeschüttet und angeglichen. Die Schergeschwindigkeit im Rahmenschergerät betrug 0,25 mm/min und die Vertikalspannung 10, 35 und 90 kN/m².

In Tabelle 4.2 und Anhang C, Bild A.22, sind die Ergebnisse der Reibungsversuche an den Gesteinskörnungen dargestellt. Es ist ersichtlich, dass der mit der KVA ermittelte Reibungsbeiwert $\bar{\mu}$ (ohne Kohäsion) etwas größere Werte aufweist als der Vergleichswert im Rahmenscherversuch. Die Abweichungen sind damit zu erklären, dass die tatsächlich an der vertikalen Reibungsfläche des Schalungsschwertes angreifenden Normalspannungen σ_n etwas höher sind als die gemessenen Horizontalspannungen σ_h an den Seitenfenstern. Erstaunlich ist weiterhin, dass der Reibungswinkel zwischen der Stahloberfläche und dem Sand 0/2 mm in etwa 2/3 des Reibungswinkels des Probematerials betrug. Bei glatten Oberflächen war ein geringerer Winkel zu erwarten.

Versuch (Normalspannungen < 160 kN/m ²)		Reibungsbeiwert	Reibungswinkel	Kohäsion
		$\bar{\mu} = \tan \varphi$	φ	c
		[-]	[°]	[kN/m ²]
Versuch in KVA ¹⁾	Sand 0/2 mm an Stahloberfläche	0,41	22,3	1,3
	Kies 2/8 mm an Stahloberfläche	0,47	25,1	0,54
	Kies 8/16 mm an Stahloberfläche	0,55	28,8	0,43
	Sand 0/2 mm mit Bewehrung	0,66	33,3	3,6
Scherversuch nach DIN 18137-3 (2002) ²⁾	Sand 0/2 mm	0,49	26,0	≈ 0
	Sand 0/2 mm an Stahloberfläche	0,32	17,5	≈ 0
¹⁾ Reibung in Ruhe nach 1,5 mm Scherweg ²⁾ Höchstwert der Scherfestigkeit nach DIN 18137-3 (2002), Scherweg ca. 2,5 mm				

Tabelle 4.2: Ermittelte Reibungskenngrößen, Reibungswinkel φ und Kohäsion c

In Tabelle 4.3 ist der im direkten Scherversuch bestimmte Reibungswinkel vom Rheinsand 0/2 mm dem rechnerischen Reibungswinkel auf Basis des Seitendruckbeiwertes aus dem KVA-Versuch unter Annahme aktiven Erddrucks bzw.

Erdruhedrucks (vgl. Kapitel 2.6.3) gegenübergestellt. Es ist ersichtlich, dass der Messwert in etwa dem Reibungswinkel bei Annahme von aktivem Erddruck entspricht.

Bei einem Vergleich der Messwerte mit den Angaben von von Soos (1996) ist zu beachten, dass die Proben im vorliegenden Fall sehr locker gelagert waren und die Partikel eine runde Kornform aufwiesen, was in EAU (1985) Berücksichtigung findet.

Versuch (Normalspannung ca. 100 kN/m ²)		Seitendruck- beiwert	Reibungs- winkel	Reibungs- winkel
		$\lambda = \sigma_h / \sigma_v$	$\varphi_{aktiver ED}$	$\varphi_{Ruhedruck}$
		[-]	[°]	[°]
Versuch in KVA	Sand 0/2 mm	0,40	25,7 ¹⁾	37,2 ²⁾
Scherversuch nach DIN 18137-3 (2002)	Sand 0/2 mm	-	26,0	
nach von Soos (1996)	SE, Grobsand gleichkörnig, U = 2,1	-	ca. 38,0	
nach EAU (1985)	Sand locker, rund	-	30,0	
1) Rechenwert nach Gleichung (4.13)				
2) Rechenwert nach Gleichung (4.11)				

Tabelle 4.3: Berechnung des Reibungswinkels aus dem Seitendruckbeiwert unter Annahme der Gleichungen für aktiven Erddruck und Erdruhedruck

In den Vorversuchen wurde die generelle Eignung der kombinierten Versuchsapparatur zur Bestimmung der Kontaktreibung und der inneren Reibung nachgewiesen. Da zur Berechnung des maximalen Frischbetondrucks insbesondere der Bereich mit vergleichsweise kleinen Reibungswinkeln von Relevanz ist, sind die im Bereich höherer Reibungswinkel festgestellten Abweichungen gegenüber dem genormten Scherversuch akzeptabel.

4.3 Versuchsprogramm zur Ermittlung des Seitendruckbeiwertes und des Reibungswiderstandes

4.3.1 Generelles Versuchsprogramm

Ziel der Untersuchungen war es, den zeitlichen Verlauf des Seitendruckbeiwertes und des Reibungswiderstandes zu bestimmen und hierbei die wesentlichen Einflussparameter zu identifizieren. Sowohl die Auswirkungen der Mischungszusammensetzung des SVB selbst als auch verschiedene Randbedingungen waren von Interesse. Des Weiteren sollte anhand von Untersuchungen an den in Kapitel 3.2, Versuchsreihe 3-1 und 3-2, verwendeten Betonen die Aussagefähigkeit der Materialversuche bewertet werden.

Das Versuchsprogramm gliedert sich somit in folgende Versuchsgruppen:

- 4-1 Einfluss der Mischungszusammensetzung und der Frischbetoneigenschaften
- 4-2 Von der Mischungszusammensetzung unabhängige Einflüsse
- 4-3 Untersuchung von Rezepturen der Bauteilversuche aus Kapitel 3.2

Die Versuchsgruppen setzen sich wiederum aus einzelnen Versuchsserien zusammen, die in Tabelle 4.4 und Tabelle 4.5 aufgeführt sind. Die zugehörigen Untersuchungen wurden entsprechend der in Kapitel 4.3.2 definierten Versuchsabläufe durchgeführt.

Nr. der Versuchsserie	Variierter Parameter	Beeinflusste Materialparameter	Ablaufgruppe gemäß Kapitel 4.3.2
4-1 Mischungszusammensetzung/ Frischbetoneigenschaften			
1/1	Referenzversuch	-	A+B
1/2	Art des Fließmittels (Muraplast 63.17 und ViscoCrete 1035), Fließmittelmenge (Setzfließmaß sm zwischen 25 cm und 75 cm)	Erstarrungszeiten, Setzfließmaß, Fließfähigkeit	A+B
1/3	Wasser-Mehlkorn-Verhältnis (0,78 bis 1,30 - Volumenverhältnis)	Viskosität, Erstarrungszeiten	A+B
1/4	Art des Betonzusatzstoffs (Steinkohlenflugasche und Kalksteinmehl), Mengenanteil des Betonzusatzstoffs (0 – ca. 100 % von der Zementmasse)	Erstarrungszeiten, Viskosität	A+B
1/5	Zementtyp (CEM II A/S-52,5 R; CEM I 32,5 R; CEM III A-32,5 N)	Erstarrungszeiten, Viskosität	A+B
1/6	Leimgehalt (396 – 985 l/m ³)	Viskosität, Erstarrungszeiten, Wassergehalt, Gesteinskörnungen	A+B
1/7	Gesteinskörnungen (8 mm, 16 mm, 32 mm Größtkorn)	Packungsdichte, Viskosität	A+B
1/8	Konsistenzklassen, Rüttelbetone, komplette Mischungszusammensetzung (Ausbreitmaßklasse F1 bis F5)	Fließfähigkeit und Viskosität des Betons, Erstarrungszeiten,	A+B

Tabelle 4.4: Untergliederung der Versuchsgruppe 4-1 in die Versuchsserien 1/1 bis 1/8

Nr. der Versuchsserie	Variierter Parameter		Ablaufgruppe gemäß Kapitel 4.3.2
4-2 Von der Mischungszusammensetzung unabhängige Einflüsse			
2/1	Frischbetontemperatur Variation der Frischbetontemperatur zwischen 15°C und 22°C		A
2/2	Verformung der Schalung [Simulation einer geringeren Schalungssteifigkeit und einer nachgebenden (versagenden) Schalung, vgl. Kapitel 4.2.3]		A
2/3	Einbauzeitpunkt Variation des Einbauzeitpunktes des Betons zwischen 15 min und 210 min nach Wasserzugabe		A
2/4	Schalungsoberfläche (Stahloberfläche, beschichtete Holzschalung, Kunststoffschalung, vgl. Kapitel 4.2.7)		B
2/5	Trennmittel Vergleich des Standardtrennmittels ZEMINOX-EXTRA (Woermann) mit ORTOLAN SEP 772 (MC-Bauchemie), vgl. Kapitel 4.2.7		B
2/6	Bewehrung Anordnung von Bewehrungselementen am Schalungsschwert in einer Reihe und in zwei Reihen, vgl. Kapitel 4.2.4		B
2/7	Belastungsart schrittweise Vertikallaststeigerung entsprechend einer Betoniergeschwindigkeit von 2 m/h (Standard) und 1 m/h bis zum Erreichen des Erstarrungsendes nach Vicat, kontinuierliche Vertikalbelastung über gesamten Versuchszeitraum (vgl. Kapitel 4.3.2)		A+B
2/8	Vibration und Erschütterungen Aufbringen von Erschütterungen in Abständen von 15 Minuten bis zu 1 Stunde durch Pendelschlag (vgl. Kapitel 4.2.5 und 4.4.3)		A+B
4-3 Untersuchung von Rezepturen der Bauteilversuche aus Kapitel 3.2			
3/1	Fließmittelmenge (Setzfließmaß sm zwischen 60 cm und 75 cm)	Fließfähigkeit	A+B
3/2	Wasser-Mehlkorn-Verhältnis (Volumen) (0,89 bis 1,19 - Volumenverhältnis)	Viskosität, Erstarrungszeiten	A
3/3	Größtkorn (11 mm und 32 mm Größtkorn)	Packungsdichte, Viskosität	A

Tabelle 4.5: Untergliederung der Versuchsgruppen 4-2 und 4-3 in einzelne Versuchsserien

4.3.2 Versuchsablauf/Versuchsdurchführung

Im Rahmen des Programms zur Bestimmung des Seitendruckbeiwertes sowie des Reibungskoeffizienten wurden Versuche mit unterschiedlichem Belastungsregime und Untersuchungsziel durchgeführt. Grundsätzlich kann eine Einteilung in folgende Ablaufgruppen bzw. Ablauftypen erfolgen:

Ablaufgruppe A (zum Seitendruckbeiwert):

- A1 Dauerlastversuche zum Seitendruck bei kontinuierlicher Steigerung der Vertikallast (Simulation eines Betoniervorgangs)
- A2 Dauerlastversuche zum Seitendruck bei konstanter Vertikallast
- A3 Dauerlastversuche zum Seitendruck bei kontinuierlicher Steigerung der Vertikallast (Simulation eines Betoniervorgangs) bei gezielter Horizontalverformung der vertikalen Schalungselemente

Ablaufgruppe B (zum Seitendruckbeiwert und zur Reibung):

- B1 Ermittlung des Reibungswiderstandes und Seitendrucks zu unterschiedlichen Prüfzeitpunkten mit jeweils mehreren Laststufen (Lastzyklen)
- B2 Dauerlastversuche zum Reibungswiderstand und Seitendruck bei konstanter Vertikallast

Beim Ablauftyp B1 und B2 kam die in Kapitel 4.2.2 beschriebene Versuchsapparatur mit Schalungsschwert und Abstreifer zum Einsatz. Zur Untersuchung des Einflusses der Bewehrung wurden Stahlstäbe an dem Schalungsschwert befestigt.

Beim Ablauftyp A1 bis A3 wurde auf die Bestimmung des Reibungswiderstandes verzichtet, um eine mögliche Störung durch das eingeführte Schalungsschwert auszuschließen. Verwendung fand hier eine Holzschalung mit dem Aufbau gemäß Bild 4.2, Pos. 3, bzw. Bild 4.6, jedoch ohne die Aussparungen und die Abstreifer für das eingelassene Schalungsschwert. Zur Erhöhung der Wasserdichtigkeit wurde der Beton innerhalb der Schalung in einen PE-Sack gefüllt, welcher an der Schalung vollflächig anlag.

Beim Ablauftyp A3 wurden die Seitenwände der Holzschalung (Pos. 3), an denen sich die entkoppelten Elemente befinden, mit den sonstigen Elementen des Schalkastens nicht verschraubt, um eine Horizontalbewegung zu ermöglichen (vgl. Kapitel 4.2.3).

In allen Versuchen zum Seitendruckbeiwert und zum Reibungswiderstand wurden die Betonherstellung sowie die Prüfung ausgewählter Frischbetoneigenschaften nach dem gleichen Ablaufschema durchgeführt.

Zur Ermittlung der Erstarrungszeiten wurden zwei unterschiedliche Verfahren eingesetzt, deren spezifische Prüfkennwerte signifikant voneinander abweichen. Nachfolgend

werden das Vorgehen zur Betonherstellung und zur Ermittlung der Frischbetoneigenschaften sowie die Versuchsablaufgruppen A und B detailliert beschrieben.

Betonherstellung

Jeweils 30 Liter Frischbeton wurden im Einwellenmischer bei einer Mischgeschwindigkeit von ca. 60 U/min hergestellt.

- 1.1 Gesteinskörnungen – Mischen 30 s
- 1.2 Zugabe Zemente und Betonzusatzstoffe – Mischen 30 s
- 1.3 Zugabe Wasser – Mischen 1 min
- 1.4 Zugabe Fließmittel – Mischen 3 min
- 1.5 Korrektur Fließmittel/Stabilisierer – Mischen 3 min

Frischbetonprüfungen

- 2.1 Setzfließmaß sm nach DAfStb (2003) Richtlinie Selbstverdichtender Beton nach Mischungsfertigstellung
- 2.2 Trichterauslaufzeit t_v nach DAfStb (2003) Richtlinie Selbstverdichtender Beton nach Mischungsfertigstellung
- 2.3 Frischbetontemperatur nach Mischungsfertigstellung und zu weiteren Zeitpunkten
- 2.4 Prüfung der Erstarrungszeiten mit dem Vicat-Test nach DIN EN 480-2 (2006); aus dem Frischbeton: Absieben des Mörtels mit Partikeldurchmesser kleiner 4 mm mit Quadratlochsieb
- 2.5 Prüfung der Erstarrungszeiten mit dem Knetbeutelverfahren
- 2.6 Prüfung des Ausbreitmaßes a nach DIN EN 12350-5 (2000) bei Erreichen der Konsistenz zerläuft bis knetbar nach dem Knetbeutelverfahren; Einfüllen des Betons in den Kegelstumpf zum Zeitpunkt des Betoneinbaus in die Schalung

- 2.7 Bei den Betonen SVB-1 und SVB-1.1 erfolgte zusätzlich die Untersuchung des Ansteifverhaltens durch Messungen mit einem Rheometer HAAKE VT 550. Als Kennwert der Viskosität wird das Drehmoment an einem Tauchkörper (Stiftrührer) ermittelt. Dieser rotiert mit einer definierten Geschwindigkeit in einer Mörtelprobe (mit einem Größtkorn von 4 mm), welche vom jeweiligen Beton abgesiebt wurde. Der Beginn der Prüfung ist ca. 30 min nach der ersten Fließmittelzugabe. Die Geräteparameter und den genauen Prüfablauf enthält Anhang A, Bild A.7.



Bild 4.13: Rheometer HAAKE VT 550 mit Stiftrührer und Glasbehälter

Versuchsablaufgruppe A

Ablauftyp A1:

- 3.1 Einbau des Frischbetons in die Schalung, bei Rüttelbetonen Verwendung eines Innenvibrators \varnothing 30 mm mit einer Leistung von 700 W und einer Drehzahl von 2700 U/min
- 3.2 Schließen der Folie
- 3.3 Schließen des Deckels
- 3.4 Nullen aller Kraftmessdosen, Start der Messung
- 3.5 Aufsetzen der Lastverteilungsplatte Holz und Stahl
- 3.6 Aufbringen einer Vertikalbelastung (Pressenkraft)

Bei Simulation einer Betoniergeschwindigkeit $v = 2$ m/h (Standard):

- wenn Messbeginn bis 20 min nach erster Fließmittelzugabe, dann $F_v = 0,75$ kN, entspricht $\sigma_v = 12$ kN/m²
- wenn Messbeginn später als 20 min nach erster Fließmittelzugabe, dann $F_v = 1,5$ kN, entspricht $\sigma_v = 24$ kN/m²

- 3.7 Erhöhung der Vertikalbelastung im Abstand von 30 min bzw. 1 h bis zum Erreichen des Erstarrungsendes nach dem Knetbeutelverfahren
Bei Simulation einer Betoniergeschwindigkeit $v = 2$ m/h (Standard):
 - $\Delta F_v = 0,75$ kN bei $\Delta t = 30$ min
 - $\Delta F_v = 1,5$ kN bei $\Delta t = 1$ h
- 3.8 Bei Erreichen des Erstarrungsendes nach dem Knetbeutelverfahren Erhöhung der Vertikalbelastung auf $F_v = 20$ kN, aber mindestens Erhöhung um $\Delta F_v = 5$ kN
- 3.9 kontinuierliche Belastung bis zum Erreichen des Erstarrungsendes nach DIN EN 480-2 (2006)
- 3.10 Erhöhung der Vertikalbelastung auf $F_v = 30 / 40 / 60 / 90$ kN
- 3.11 Entlastung und Ausbau der Frischbetonprobe

Ablauftyp A2:

wie Ablauftyp A1, jedoch Ersetzen von 3.6 - 3.8 durch

- 3.6a Aufbringen einer Vertikalbelastung von $F_v = 15$ kN, entspricht $\sigma_v = 240$ kN/m²

Ablauftyp A3:

wie Ablauftyp A1, jedoch folgende Ergänzungen zu 3.7, 3.8 und 3.10:

- nach Aufbringen der jeweiligen Laststufe mindestens 2 Minuten Wartezeit
- Horizontalverschiebung der entkoppelten Schalungselemente (Bild 4.2, Pos. 4) und der zugehörigen Seitenwände (Bild 4.2, Pos. 3) um $s = 1$ mm durch gezieltes Aufdrehen der Justiergewinde (Bild 4.2, Pos. 5) und der Klemmschrauben (Bild 4.2, Pos. 15)

Die Vertikallastabläufe bei Ablaufgruppe A sind schematisch in Bild 4.14 dargestellt.

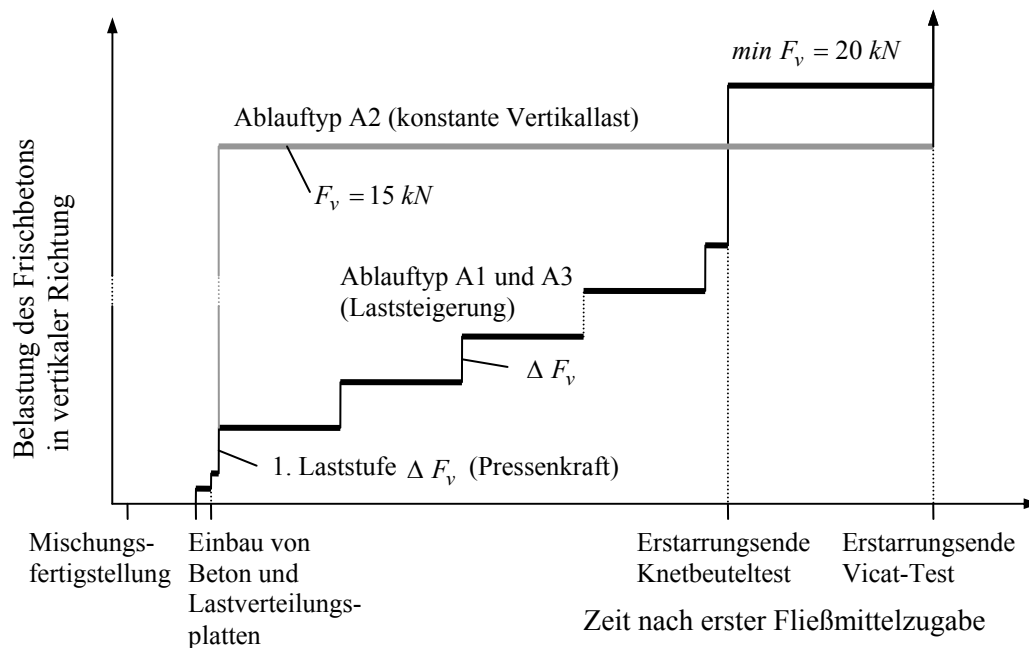


Bild 4.14: Schema der Beanspruchung der Frischbetonprobe in vertikaler Richtung bei der Versuchsablaufgruppe A

Versuchsablaufgruppe B

Ablauftyp B1:

- 4.0 Nullmessung (d.h. Ermittlung der Auszugskraft ohne Betonfüllung mit einer Auszugsgeschwindigkeit von 5 mm/min über einen Weg von 1,5 mm und danach im Ruhezustand)
- 4.1 Einbau des Frischbetons in die Schalung
- 4.2 Schließen der Folie
- 4.3 Schließen des Deckels
- 4.4 Nullen aller Kraftmessdosen, Start der Messung
- 4.5 Auszug des Schalungsschwertes mit einer Auszugsgeschwindigkeit von 5 mm/min über einen Weg von 1,5 mm
- 4.6 Wartezeit 1 min
- 4.7 Aufsetzen der Lastverteilungsplatte Holz und Stahl
- 4.8 Auffahren einer Vertikalbelastung von 1,5 kN (Pressenkraft)
- 4.9 Wiederholung von 4.5 und 4.6
- 4.10 Auffahren einer Vertikalbelastung von 5 kN
- 4.11 Wiederholung von 4.5 und 4.6
- 4.12 Auffahren einer Vertikalbelastung von 15 kN
- 4.13 Wiederholung von 4.5 und 4.6

- 4.14 Entlastung, Entnahme der Lastverteilungsplatten
- 4.15 Ruhezeit bis 1 h nach Wasserzugabe
- 4.16 Wiederholung von 4.7 bis 4.14
- 4.17 Wiederholung von 4.7 bis 4.14 im Abstand von 30 min bzw. 1 h (je nach Erstarrungsverhalten) bis zum Erreichen der Konsistenz zerläuft bis knetbar nach Knetbeutelverfahren; ggf. Prüfung bis zum Erstarrungsende nach DIN EN 480-2 (2006)
- 4.18 ggf. Entlastung und Ausbau der Frischbetonprobe

Ablauftyp B2:

wie Ablauftyp B1, jedoch Ersetzen von 4.8 bis 4.17 durch:

- 4.8a Auffahren einer Vertikalbelastung von 5 kN (Pressenkraft)
- 4.9a Auszug des Schalungsschwertes mit einer Geschwindigkeit von 5 mm/min über einen Weg von 2 mm
- 4.10a Wiederholung von 4.8a und 4.9a im Abstand von 1 h bzw. 30 min; letzte Durchführung von 4.8a und 4.9a, wenn das Erstarrungsende nach DIN EN 480-2 (2006) erreicht ist

Die Belastungsabläufe auf die Frischbetonproben in der Versuchsablaufgruppe B sind schematisch in Bild 4.15 dargestellt. Der Beanspruchungsverlauf entspricht qualitativ der Entwicklung der mittleren Vertikalspannung in der Frischbetonprobe.

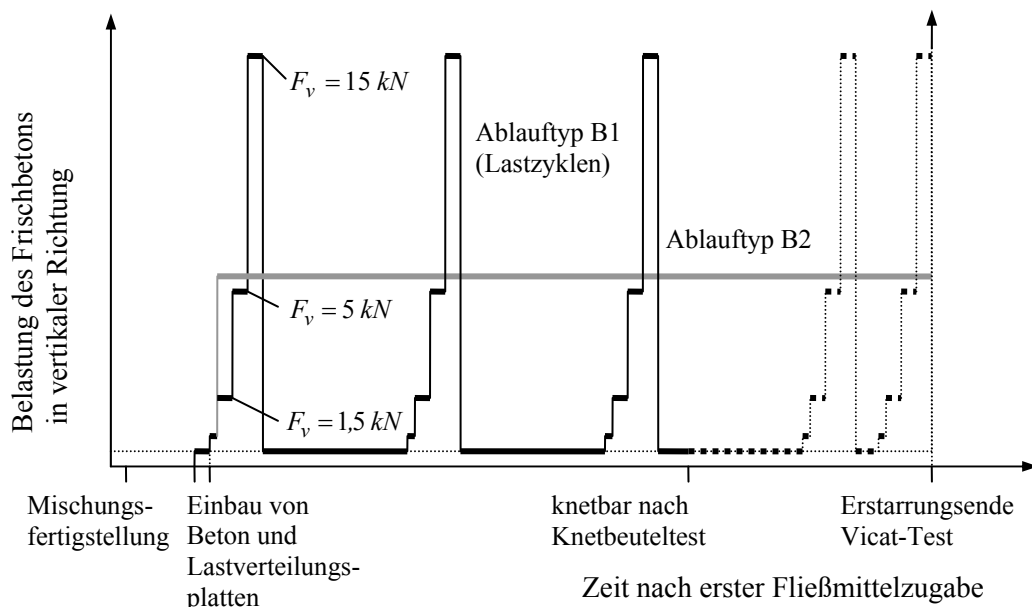


Bild 4.15: Schema der Beanspruchung der Frischbetonprobe in vertikaler Richtung bei der Versuchsablaufgruppe B

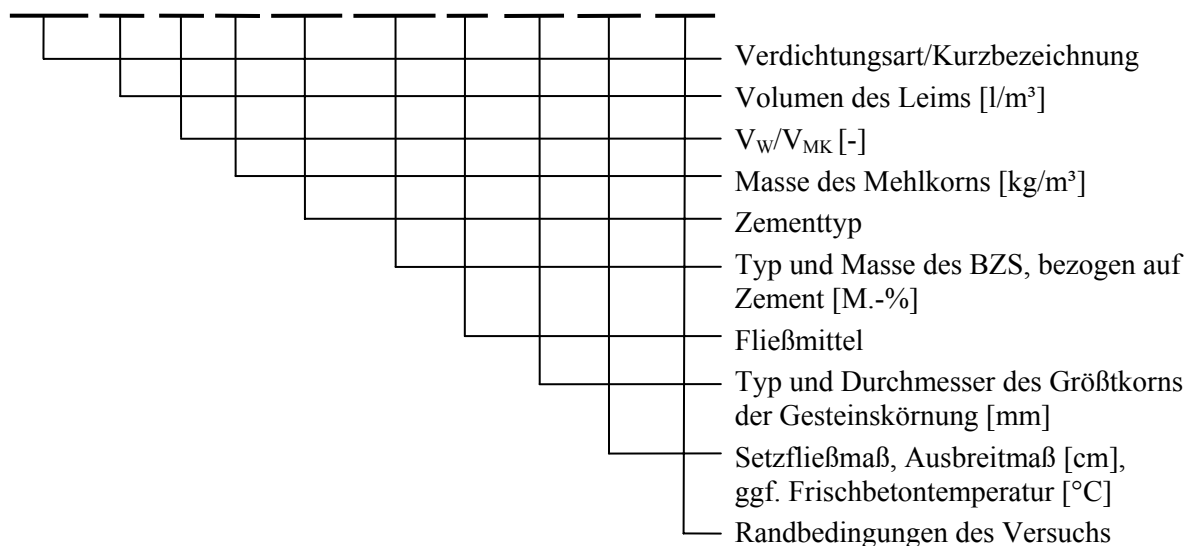
4.3.3 Verwendete Betone

Um möglichst repräsentative Ergebnisse zu erzielen, wurden die Untersuchungen an einer großen Bandbreite unterschiedlicher Betonrezepturen durchgeführt. Bei den Selbstverdichtenden Betonen wurde in der Regel ein Setzfließmaß von ca. 74 cm angestrebt. Entsprechend erfolgte die Dosierung des Fließmittels.

Neben Selbstverdichtenden Betonen wurden auch Rüttelbetone in die Untersuchungen einbezogen, um vergleichende Betrachtungen zu ermöglichen. Die Auswahl fiel auf Rüttelbetone, die jeweils einer Ausbreitmaßklasse F1 bis F5 nach DIN EN 206-1 (2001) zuzuordnen sind. Die Mischungszusammensetzungen der Betone der Konsistenzklassen F1, F2 und F4 entsprechen dabei in etwa den Betonen (B5, B1 bzw. B7) aus den Untersuchungen von Specht (1973). Dadurch sollen vergleichende Betrachtungen erleichtert werden.

Aus dem Anhang B, Tabelle A.7 bis Tabelle A.9, können die genauen Mischungszusammensetzungen aller eingesetzten Betone entnommen werden. Die ausführliche Bezeichnung der Betonrezepturen erfolgt nach dem nachfolgenden Schlüssel. Es werden in der Regel jeweils die Elemente aufgeführt, welche von der unten angegebenen Referenzmischung SVB-1 abweichen. Am Ende der Mischungsbezeichnung befinden sich Hinweise über die jeweils untersuchten Randbedingungen im Versuch.

SVB-1-380-0,87-565-52,5R-SFA50-MP-Rh16-sm74 (xxx)



Folgende Kürzel werden nachfolgend zur Beschreibung der Betone und Versuchsbedingungen verwendet:

Versichtungsart/Kurzbezeichnung

SVB	Selbstverdichtender Beton, ohne Verdichtung
RB	Rüttelbeton, mechanische Verdichtung

Zementtyp

52,5 R	Zement CEM II A/S-52,5 R (Deuna)
CEM I 32,5 R	Zement CEM I 32,5 R (Dyckerhoff)
CEM III 32,5 N	Zement CEM III A-32,5 N (Dyckerhoff)

Typ des Betonzusatzstoffs (BZS)

SFA	Steinkohlenflugasche (Herne IV, STEAG)
KSM	Kalksteinmehl (Walhalla)

Fließmittel

MP	Muraplast FK 63.17 (MC Bauchemie)
VC	ViscoCrete 1035 (SIKA)
ACE	Glenium ACE 48 (Woermann)

Typ und Durchmesser des Größtkorns der Gesteinskörnung

Rh	Rheinkies
Ga	Gabbro (Niederbeerbach/Odenwald)
Mörtel	Mörtelphase mit einem Größtkorndurchmesser von 2 mm
Leim	Leimphase

Setzfließmaß, Ausbreitmaß und Frischbetontemperatur

sm	Setzfließmaß bei SVB [cm] (nur bei signifikanter Abweichung vom Sollwert $sm = 74$ cm)
a	Ausbreitmaß bei Rüttelbeton [cm]
[-]	Frischbetontemperatur (ohne Bezeichnung)

Randbedingungen des Versuchs

bei den Versuchen bei Ablaufgruppe A:

Temp	Frischbetontemperatur in der Schalung bis zum Erstarrungsende ca. 15 °C (gegenüber der Standardtemperatur von ca. 22 °C) - Versuchsserie 2/1
NS	nachgebende Schalung (gezielte Verformung), Versuchsablauftyp A3 - Versuchsserie 2/2
WS	weiche Schalung (Styroporstreifen) - Versuchsserie 2/2
LM	langes Mischen bzw. später Einbau - Versuchsserie 2/3
Dauerl. oder Dauerlast	Versuchsdurchführung nach Versuchsablauftyp A2, d.h. konstante Vertikallast über Prüfzeitraum - Versuchsserie 2/7
VL	langsame Belastung - Versuchsserie 2/7
VIB	Vibration - Versuchsserie 2/8
VIBd	Vibration andauernd - Versuchsserie 2/8

bei den Versuchen bei Ablaufgruppe B:

[-]	Versuchsdurchführung nach Versuchsablauf B1
SS bzw. [-]	Untersuchung der Reibung am Stahlelement „Stahlschwert“ (Standardversuch) - Versuchsserie 2/4
HoS	Untersuchung der Reibung an der phenolharzbeschichteten Holzschalung „Holzschwert“ - Versuchsserie 2/4
KuS	Untersuchung der Reibung an der Kunststoffschalung „Kunststoffschwert“ - Versuchsserie 2/4
Trennmittel	Austausch des Standardtrennmittels ZEMINOX-EXTRA (Woermann) durch ORTOLAN SEP 772 (MC-Bauchemie) - Versuchsserie 2/5
Bew.	Anordnung der Bewehrungselemente - Versuchsserie 2/6
do. Bew.	Anordnung von 2 Bewehrungsreihen - Versuchsserie 2/6
Dauerl. oder Dauerlast	Versuchsdurchführung nach Versuchsablauftyp B2, d. h. konstante Vertikallast über Prüfzeitraum - Versuchsserie 2/7

Bei Betonen mit der Zusatzbezeichnung +Stabilisierer wurde der Stabilisierer ST5 eingesetzt.

4.3.4 Versuchsumfang

Einen genauen Überblick über den Versuchsumfang zum Seitendruckbeiwert unter Dauerlast bzw. Simulation eines Betoniervorgangs gibt der Anhang B, Tabelle A.5. Der Standardversuchsablauf A1 wurde an fast allen Betonen durchgeführt. Demgegenüber erfolgte die Verifizierung der verschiedenen Randbedingungen hauptsächlich unter Verwendung der Betone SVB-1 und SVB-1.1.

Das Versuchsprogramm zur Bestimmung des Reibungswiderstandes ist im Anhang B, Tabelle A.6, dargestellt. An den meisten Betonen wurde neben der Reibung zwischen Frischbeton und Schalungsoberfläche auch der Widerstand zwischen Bewehrung und Frischbeton ermittelt.

4.3.5 Frischbetoneigenschaften und Erstarrungszeiten

In Tabelle 4.6a und Tabelle 4.6b sind die Frischbetoneigenschaften der in den Versuchen eingesetzten Mischungen (exemplarisch für die Versuche der Versuchsablaufgruppe A) zusammengestellt. Da mit den Mischungen SVB-1 und SVB-1.1 eine Vielzahl von Versuchen durchgeführt wurde, erfolgte hier die Angabe des jeweils oberen und unteren Grenzwertes. Die exakten Frischbetoneigenschaften der in der Versuchsgruppe B untersuchten Betone sind im Anhang C, Tabelle A.10 bis Tabelle A.12, zusammengestellt.

Es ist ersichtlich, dass Betone untersucht wurden, deren Frischbetoneigenschaften und Erstarrungsverhalten zum Teil deutlich voneinander abweichen. Das Erstarrungsende der Betone lag beispielsweise zwischen 3,8 h bis 16,0 h. Außerdem weisen die rheologischen

Kennwerte sm sowie t_v direkt nach Mischungsfertigstellung einen großen Variationsbereich auf.

Mischungsnummer		1	1.0	1.1	1.2	1.3	1.4	0	2
T_c	[°C]	21 - 23	14,5	21 - 25	19,7	21,4	21,9	22,4	21
sm	[cm]	72 - 76	74	73 - 76	68	57,5	25	72	75
t_v	[s]	8 - 12	-	8 - 11	18	-	-	3	8
Konsistenzklasse		SVB	SVB	SVB	SVB	F6	F1	SVB	SVB
$t_{knetbar, KB}^{1)}$	[h]	1,8 - 2,3	3,7	3,3 - 6,0	1,75	2,5	1,25	3,5	2,5
$t_{E, KB}^{1)}$	[h]	3,0 - 3,7	5,75	6,25 - 9,0	4,5	4,5	3,5	5,7	4,75
$t_{A, vicat}^{2)}$	[h]	3,3 - 4,0	5,75	7,0 - 9,0	4	4	3,25	7	5
$t_{E, vicat}^{2)}$	[h]	4,7 - 5,0	6,75	8,5 - 10,5	5	5,3	4	8	6
$t_{Ausbreitmaß}$	[h]	1,5 - 2,0	3,7	3,0 - 5,75	1,75	2,1	1,25	3	2,25
a' bei $t_{Ausbreitmaß}^{3)}$	[cm]	34 - 44	24	35 - 50	29	26,5	25	27,5	27,5
$\Delta t^{4)}$	[h]	0,3 - 0,4	0,30	0,3 - 3,0	0,30	0,30	0,30	0,50	0,25

Mischungsnummer		3	4	5	6	7	8	9	9.1
T_c	[°C]	21,7	22,4	23,4	23	19,7	20,5	21,3	23,4
sm	[cm]	76,5	78	74	74	75	73,5	73	75
t_v	[s]	11,2	19	21,7	9,28	6,5	6,5	11,5	11,4
Konsistenzklasse		SVB	SVB	SVB	SVB	SVB	SVB	SVB	SVB
$t_{knetbar, KB}^{1)}$	[h]	2,3	1,8	1,5	2,2	3,25	1,75	2	7,5
$t_{E, KB}^{1)}$	[h]	3,75	3	2,5	2,2	5,5	3,15	4,2	14,5
$t_{A, vicat}^{2)}$	[h]	4	3,5	3	4,5	5,5	3,3	4,5	13,5
$t_{E, vicat}^{2)}$	[h]	5	4,5	3,8	3,75	6,75	4,1	6	16
$t_{Ausbreitmaß}$	[h]	2	1,5	1,3	4,75	3	1,8	1,75	5,5
a' bei $t_{Ausbreitmaß}^{3)}$	[cm]	32	56	52	30	25,5	35	48	29
$\Delta t^{4)}$	[h]	0,30	0,30	0,30	0,30	0,50	0,50	0,40	0,50

Mischungsnummer		10	10.1	11	12	13	14.1	20	21
T_c	[°C]	23	22	22	24,5	23,6	25,6	23	23,3
sm	[cm]	76	75	26 ⁵⁾	30 ⁵⁾	73,5	77	68	72
t_v	[s]	11,5	8	3	2	13,25	6	7,5	11,5
Konsistenzklasse		SVB	SVB	-	-	SVB	SVB	SVB	SVB
$t_{knetbar, KB}^{1)}$	[h]	1,6	2	3	2	5	2,75	2,25	3
$t_{E, KB}^{1)}$	[h]	5,2	3,45	5	3,7	7,7	5	4	5
$t_{A, vicat}^{2)}$	[h]	5,3	3,7	5,1	3,7	7	4,75	3,75	4,9
$t_{E, vicat}^{2)}$	[h]	6,7	4,75	5,8	4,35	9,7	5,5	4,75	5,8
$t_{Ausbreitmaß}$	[h]	1,5	2	3	1,7	4,2	-	-	-
a' bei $t_{Ausbreitmaß}^{3)}$	[cm]	39	31	31	49	47	-	-	-
$\Delta t^{4)}$	[h]	0,45	0,40	0,40	0,40	0,40	0,25	0,25	0,25

¹⁾ Erstarrungszeiten mit Knetbeuteltest, ²⁾ Erstarrungszeiten mit Vicat-Test am ausgesiebten Mörtel 0 - 4 mm nach DIN EN 480-2 (2006), ³⁾ Ausbreitmaß nach DIN EN 12350-5 (2000), Beton wurde bereits zum Zeitpunkt des Betoneinbaus (in die Schalung) in den Kegelstumpf eingefüllt, ⁴⁾ Zeitdifferenz zwischen Fließmittelzugabe und Belastungsbeginn, ⁵⁾ Ausbreitmaß für Mörtel nach DAfStb (2003), ⁶⁾ Ausbreitmaß nach DIN EN 12350-5 (2000)

Tabelle 4.6a: Frischbetoneigenschaften der untersuchten Betone 1 bis 21

4 Untersuchung der Materialkenngrößen

Mischungsnummer		22	23	25	26	27	101	101.1	101.2
T _c	[°C]	25,9	20,6	20,7	21,6	21,3	20	20	20
sm	[cm]	80	77	74	71	73	75	72-76	60
t _v	[s]	2,5	5	5,5	6	11,5	5	5	7
Konsistenzklasse		SVB	SVB	SVB	SVB	SVB	SVB	SVB	SVB
t _{knetbar, KB} ¹⁾	[h]	2,75	3,4	3,4	3,2	2	-	-	-
t _{E, KB} ¹⁾	[h]	4,4	5,5	5,5	5	4,2	4,8	-	4,8
t _{A, vicat} ²⁾	[h]	3,9	5,4	5	4,9	4,5	-	-	-
t _{E, vicat} ²⁾	[h]	4,2	5,9	5,8	5,75	6	5	8,5	5
t _{Ausbreitmaß}	[h]	-	-	-	-	1,75	-	-	-
a' bei t _{Ausbreitmaß} ³⁾	[cm]	-	-	-	-	48	-	-	-
Δ t ⁴⁾	[h]	0,25	0,25	0,25	0,25	0,40	0,40	0,30	0,30

Mischungsnummer		RB-1	RB-2	RB-3	RB-4	RB-5	102	103
T _c	[°C]	21,3	19,5	20	21,2	22,2	20	20
sm	[cm]	36 ⁶⁾	38 ⁶⁾	44 ⁶⁾	55 ⁶⁾	63 ⁶⁾	68	74
t _v	[s]	-	-	-	-	-	6	10
Konsistenzklasse		F1-F2	F2	F3	F4	F5/F6	SVB	SVB
t _{knetbar, KB} ¹⁾	[h]	0,5	1,5	1,5	1,5	2	-	-
t _{E, KB} ¹⁾	[h]	3,65	6,75	4,7	6,5	4,75	-	-
t _{A, vicat} ²⁾	[h]	4	5	5	4,75	4,8	-	-
t _{E, vicat} ²⁾	[h]	5,35	7	6,75	6,75	5,7	4,5	3,5
t _{Ausbreitmaß}	[h]		1,5	1,5	1,5	1,65	-	-
a' bei t _{Ausbreitmaß} ³⁾	[cm]	21	25	22	30	32	-	-
Δ t ⁴⁾	[h]	0,50	0,35	0,25	0,25	0,40	0,30	0,30
Fußnoten siehe Tabellenteil a								

Tabelle 4.6b: Frischbetoneigenschaften der untersuchten Betone 22 bis 103

Die Ergebnisse der rheologischen Messungen am Mörtel mit dem Rheometer Haake VT 550 unter Verwendung des Stiftrührers sind in Bild 4.16 und Bild 4.17 exemplarisch dargestellt. In Bild 4.16 ist ersichtlich, dass bei konstanter Drehzahl (4,0 U/min) das Drehmoment im Verlauf der Zeit stetig zunimmt. Zunächst ergibt sich ein linearer Verlauf, der jedoch mit fortschreitender Zeit (ab ca. 3 h) überproportional ansteigt. Bei einem mittleren Drehmoment von ca. 15 mNm erfolgte der Abbruch der Messungen, da das maximal aufnehmbare Drehmoment des Gerätes von 30 mNm überschritten worden wäre.

Unter veränderlicher Scherbeanspruchung wurde bei ansteigender Drehzahl bei 4,0 U/min jeweils ein deutlich höherer Widerstand gemessen als unter kontinuierlicher Scherbeanspruchung mit 4,0 U/min. Infolge des thixotropen Verhaltens des Mörtels reduzierte sich das Drehmoment jedoch signifikant und erreichte bei abnehmender Drehzahl (bei 4,0 U/min) sogar niedrigere Werte als unter konstanter Beanspruchung.

Bei einem Vergleich der Mischungsrezepturen SVB-1 und SVB-1.1 zeigen sich hinsichtlich des rheologischen Verhaltens signifikante Unterschiede (vgl. Bild 4.17). Das

Drehmoment steigt beim SVB-1 mehr als doppelt so stark an wie beim SVB-1.1. Dieses Verhalten wurde durch die unterschiedliche Wirksamkeitsdauer infolge der eingesetzten Fließmittel verursacht. Gegenüber SVB-1 weist der SVB-1.1 eine lange Verarbeitbarkeitsdauer sowie einen verzögerten Erstarrungsbeginn bzw. verzögertes Erstarrungsende auf.

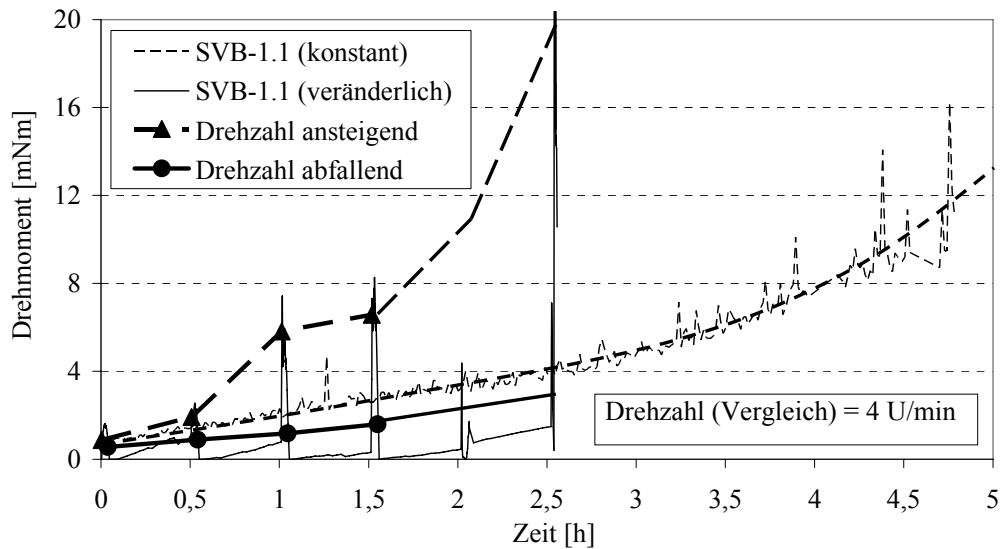


Bild 4.16: Zeitliche Entwicklung des Widerstandes des Betons SVB-1.1 bei konstanter und veränderlicher Drehzahl des Tauchkörpers [Versuche SVB-1.1 (NS+VIBd+VL) und SVB-1.1 (NS+VIB+VL)]

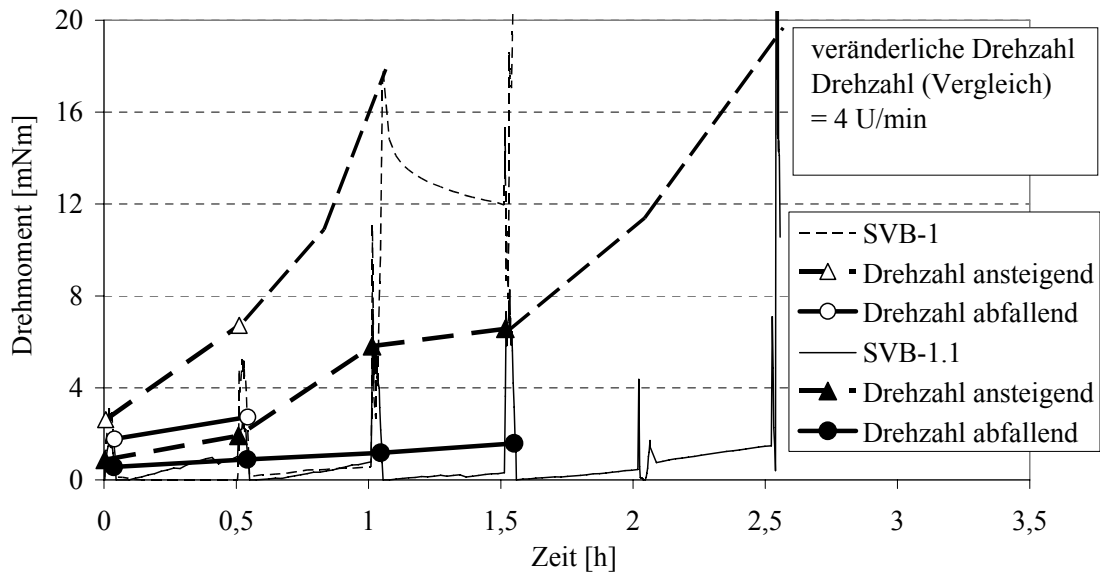


Bild 4.17: Zeitliche Entwicklung des Widerstandes der Betone der Versuche SVB-1 (NS+VIB) und SVB-1.1 (NS+VIB+VL) bei veränderlicher Drehzahl des Tauchkörpers

4.4 Ergebnisse der Versuche zum Seitendruckbeiwert

4.4.1 Allgemeines

Die zeitliche Entwicklung der aufgetragenen vertikalen Spannungen und gemessenen horizontalen Spannungen in der Schalung ist exemplarisch in Bild 4.18 für die Rezeptur SVB-14.1 und den Versuchsablauftyp A1 dargestellt. Der Wert t beschreibt den Prüfzeitpunkt, gerechnet ab Einbau des Betons. Der zugehörige rechnerische Seitendruckbeiwert λ trifft eine Aussage über das Spannungsverhältnis (horizontale zu vertikaler Spannung, vgl. Kapitel 2.6.3) und damit über die Entwicklung des inneren Widerstandes des Betons. Es ist aus Bild 4.18 gut ersichtlich, dass der Beton vom flüssigen Zustand mit $\lambda \approx 1,0$ zum Erstarrungsende hin einen hohen Widerstand mit $\lambda \approx 0,25$ aufbaut. Die Sprünge in den Spannungsverläufen zeigen die Laststeigerungen zu den vorgesehenen Zeitpunkten.

Die punktuellen Laststeigerungen haben auch Auswirkungen auf den Seitendruckbeiwert. Im frühen Betonalter (hier bis 1,5 h) erhöht sich der Seitendruckbeiwert λ bei einer Laststeigerung geringfügig. Zu begründen ist dies mit der Strukturstörung infolge der Belastungszunahme in Zusammenhang mit den thixotropen Eigenschaften. Weiterhin verringert sich bei höheren Vertikalspannungen der positive Einfluss des Kohäsionsanteils auf λ .

Demgegenüber verringert sich zu späteren Zeitpunkten der Seitendruckbeiwert bei einer Vertikallaststeigerung signifikant. Dies ist darauf zurückzuführen, dass der Beton bereits einen großen inneren Widerstand aufweist. Der im Beton infolge der Vorbelastung vorhandene Spannungszustand kann jedoch lediglich durch Fröhschwinden des Betons und Nachgeben bzw. Kriechen der Schalung verringert werden. Ein vollständiger Abbau der Vorspannungen ist jedoch aufgrund der vergleichsweise großen, in der Schalung eingepprägten, Vorverformung nicht möglich. Bei einer weiteren Vertikallaststeigerung steigen die Horizontalspannungen entsprechend dem Materialverhalten und der Schalungssteifigkeit geringer an als zum früheren Zeitpunkt, was zu einer deutlichen Reduzierung des λ -Wertes führt.

In Bild 4.18 ist weiterhin ersichtlich, dass der überwiegende Teil des horizontalen Frischbetondrucks (bei konstanter mittlerer Betoniergeschwindigkeit) bereits nach etwa 2,5 h erreicht wird. Nachfolgend steigt der Horizontaldruck nur noch leicht an. Die überproportionale Vertikallaststeigerung zum Erstarrungsende $t_{E,KB}$ vergrößert signifikant die Horizontalspannungen, hat jedoch nur geringe Auswirkungen auf den Seitendruckbeiwert.

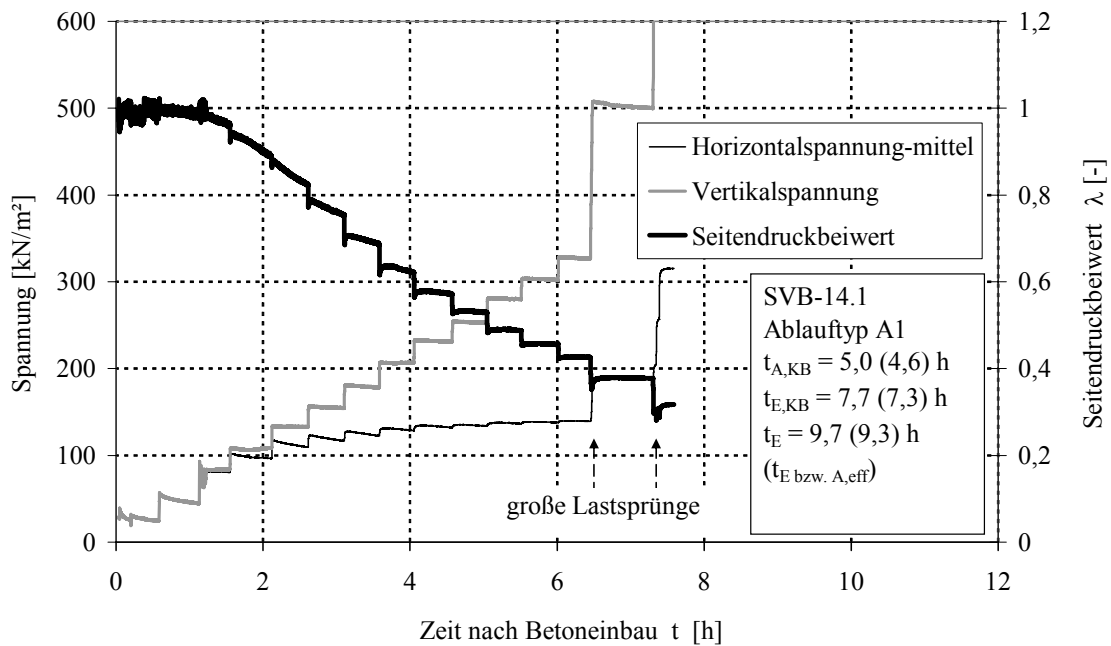


Bild 4.18: Verlauf der ermittelten Spannungen in der Schalung und zugehöriger Seitendruckbeiwert λ am Beispiel des Versuchs SVB-14.1

Da beim Versuchsablauftyp A1 der Vorspannungszustand im zeitlichen Verlauf nur gering abgebaut werden kann, reduzierten sich bei den entsprechenden Versuchen die Horizontalspannungen zum Zeitpunkt des Erstarrungsendes $t_{E,KB}$ und t_E nicht auf null. Eine Aufhebung des Vorspannungszustandes wurde in Versuchsgruppe 4-2 durch die gezielte Verschiebung der Schalelemente (Ablauftyp A3) realisiert. Die Ergebnisse dazu enthält Kapitel 4.4.3.

Da zum Erstarrungsende des Betons (nach Knetbeutelverfahren und nach Vicat-Test) der Vertikaldruck beim Ablauftyp A1 und A3 überproportional gesteigert wurde, ergab sich zu diesen Zeitpunkten teilweise eine signifikante Reduzierung des Seitendruckbeiwertes λ . Um die Verläufe von λ untereinander besser vergleichen zu können, wurden gegebenenfalls einige Messwerte im Zeitraum $t_{E,KB}$ bis t_E ignoriert. Alle ermittelten Messwerte enthält Anhang C, Bild A.9 bis Bild A.21.

Unter der Annahme eines von der Auflast und der Schalungsverformung unabhängigen Seitendruckbeiwertes ist aus den im Versuch ermittelten Seitendruckbeiwerten die Berechnung des horizontalen Frischbetondrucks für beliebige Betoniergeschwindigkeiten nach Gleichung (4.4) möglich:

$$\sigma_h = v \cdot \gamma_c \cdot \lambda(t) \cdot t \quad (4.4)$$

Um einen übersichtlichen Vergleich zu ermöglichen, wurde bei der Versuchsauswertung in der Regel eine konstante Betoniergeschwindigkeit von $v = 2$ m/h (entsprechend dem planmäßigen Versuchsablauf) angesetzt.

Des Weiteren wurden die Verläufe der Seitendruckbeiwerte aller Versuche auf das effektive Erstarrungsende $t_{E,eff}$ bzw. den effektiven Erstarrungsbeginn $t_{A,KB,eff}$ normiert. Die effektiven Erstarrungszeiten sind entsprechend der nachfolgenden Gleichung definiert, wobei hier $\Delta t'$ den Zeitraum zwischen erster Fließmittelzugabe und dem Betoneinbau darstellt. Praktisch kann dieser Wert gleichgesetzt werden mit dem Zeitraum zwischen der Mischungsfertigstellung und dem Einbaubeginn, nachfolgend bezeichnet als Δt :

$$t_{E,eff} = t_E - \Delta t' \approx t_E - \Delta t \quad (4.5)$$

$$t_{A,KB,eff} = t_{A,KB} - \Delta t' \approx t_{A,KB} - \Delta t \quad (4.6)$$

Um den maximalen horizontalen Frischbetondruck unabhängig vom Erstarrungsende, der Betoniergeschwindigkeit und der Frischbetonwichte darstellen zu können, wird der totale Seitendruckbeiwert $\bar{\lambda}_{tot,E}$ nach Gleichung (4.7) eingeführt.

$$\bar{\lambda}_{tot,E} = \frac{\sigma_{h,max}}{t_{E,eff} \cdot \gamma_c \cdot \nu} \quad (4.7)$$

Der Wert $\bar{\lambda}_{tot,E}$ ist der auf das Produkt von effektivem Erstarrungsende, Betonwichte und Betoniergeschwindigkeit bezogene maximal mögliche Horizontaldruck. Der auf den Erstarrungsbeginn nach Knetbeutelverfahren bezogene Beiwert $\bar{\lambda}_{tot,A,KB}$ bestimmt sich nach:

$$\bar{\lambda}_{tot,A,KB} = \frac{\sigma_{h,max}}{t_{A,KB,eff} \cdot \gamma_c \cdot \nu} \quad (4.8)$$

In Tabelle 4.7 sind die - auf Grundlage der Versuche mit Versuchsablauftyp A1 bis A3 ermittelten - Beiwerte $\bar{\lambda}_{tot}$ sowie die zugehörigen Erstarrungszeiten zusammenfassend dargestellt.

Versuchs-Nr. / Mischungsbezeichnung / Ablauftyp			Erstarrungszeiten		Beiwerte			
			$t_{A,KB,eff}$	$t_{E,eff}$	$\bar{\lambda}_{tot,A,KB}$ (SVB) ¹⁾	$\bar{\lambda}_{tot,A,KB}$ (sonst.)	$\bar{\lambda}_{tot,E}$ (SVB) ¹⁾	$\bar{\lambda}_{tot,E}$ (sonst.)
			[h]	[h]	[-]	[-]	[-]	[-]
1	SVB-1-396-0,91-578-52,5R-SFA50-MP-Rh16	A1	1,65	4,35	0,74	-	0,28	-
2	SVB-1 (Sofort)	A2	1,85	4,50	-	1,62	-	0,67
3	SVB-1 (NS)* ²⁾	A3	1,85	4,65	0,67	-	0,27	-
4	SVB-1 (NS+VIB)	A3	1,85	4,65	0,85	-	0,34	-
5	SVB-1 (NS+Temp)	A1	3,40	6,45	0,49	-	0,26	-
6	SVB-1 (NS+Temp+VIB)* ²⁾	A1	3,40	6,45	0,66	-	0,35	-
7	SVB-1.1-396-0,91-579-52,5R-SFA50-VC	A1	4,10	9,80	0,72	-	0,30	-
8	SVB-1.1 (LM)	A1	3,00	6,50	0,58	-	0,27	-
9	SVB-1.1 (NS+LM)	A3	1,95	6,90	0,97	-	0,28	-
10	SVB-1.1 (WS)	A1	3,90	9,00	0,61	-	0,26	-
11	SVB-1.1 (NS)	A3	2,70	7,90	0,59	-	0,20	-
12	SVB-1.1 (NS)* ²⁾	A3	4,60	9,85	0,65	-	0,30	-
13	SVB-1.1 (NS+VIB)	A3	4,60	9,85	0,81	-	0,38	-
14	SVB-1.1 (NS+VL)* ²⁾	A3	5,65	10,15	0,48	-	0,27	-
15	SVB-1.1 (NS+VIB+VL)	A3	5,65	10,15	0,65	-	0,36	-
16	SVB-1.1 (NS+VIBd+VL)	A3	4,80	8,35	0,84	-	0,48	-
17	SVB-1.3-sm55	A1	2,20	5,00	-	0,75	-	0,33
18	SVB-0-396-1,3-480+Stabilisierer	A1	3,00	7,50	0,83	-	0,33	-
19	SVB-2-396-1,14-516+Stabilisierer	A1	2,25	5,75	0,74	-	0,29	-
20	SVB-3-396-0,98-558	A1	2,00	4,70	0,73	-	0,31	-
21	SVB-4-396-0,86-595	A1	1,50	4,20	0,84	-	0,30	-
22	SVB-5-396-0,78-619	A1	1,20	3,50	0,92	-	0,32	-
23	SVB-7-396-0,91-553-52,5R-SFA100	A1	2,75	6,25	0,64	-	0,28	-
24	SVB-8-396-0,91-596-52,5R-KSM116	A1	1,25	3,60	0,94	-	0,33	-
25	SVB-9-428-0,86-642-CEMI 32,5R	A1	1,60	5,60	1,05	-	0,30	-
26	SVB-9.1-428-0,86-642-CEMI 32,5R-VC	A1	7,00	15,50	0,80	-	0,36	-
27	SVB-10-428-0,86-642-CEMIIII 32,5R (NS)	A3	1,15	6,25	0,69	-	0,13	-
28	SVB-11-441-0,91-644	A1	1,60	4,35	0,76	-	0,28	-
29	SVB-12-621-0,91-908-Mörtel	A1	2,60	5,40	-	0,84	-	0,41
30	SVB-13-985-0,91-1439-Leim	A1	1,60	3,95	-	1,26	-	0,51
31	SVB-14.1-428-0,86-642- 52,5R-SFA50-VC	A1	4,60	9,30	0,55	-	0,27	-
32	SVB-20-375-1,16-497-52,5R-SFA30-MP-Rh8	A1	2,50	5,25	0,50	-	0,24	-
33	SVB-21-345-1,16-457-52,5R-SFA30-MP-Rh16	A1	2,00	4,50	0,57	-	0,25	-
34	SVB-22-315-1,16-417-52,5R-SFA30-MP-Rh32	A1	2,75	5,55	0,46	-	0,23	-
35	SVB-25-422-1,04-593-52,5R-SFA30-MP-Rh8	A1	3,15	5,65	0,59	-	0,33	-
36	SVB-26-422-1,04-593-52,5R-SFA30-MP-Rh16	A1	3,15	5,55	0,64	-	0,36	-
37	SVB-27-422-1,04-593-52,5R-SFA30-MP-Rh32	A1	2,95	5,50	0,51	-	0,27	-
38	RB-1-264-1,33-340-CEMI 32,5R	A1	-	4,85	-	-	-	0,17
39	RB-2-272-1,72-300-CEMI 32,5R	A1	1,15	6,65	-	0,74	-	0,13
40	RB-3-321-1,24-430-CEMI 32,5R	A1	1,25	6,50	-	1,19	-	0,23
41	RB-4-370-1,36-470-CEMI 32,5R	A1	1,25	6,50	-	0,73	-	0,14
42	RB-5-315-1,21-430-CEMI 32,5R-MP	A1	1,60	5,30	-	0,91	-	0,28
43	SVB-101-355-1,19-468-52,5R-SFA25-MP-Ga11	A1	-	4,60	-	-	0,28	-

¹⁾ Selbstverdichtende Betone im Geltungsbereich von DAfStb (2003) Richtlinie-SVB unter Versuchsablauf A1 bzw. A3 geprüft

²⁾ Der Verlauf von $\lambda(t)$ bzw. $\bar{\lambda}_{tot}$ wurde auf Grundlage von Versuchen mit/ohne Erschütterungen abgeleitet.

Tabelle 4.7: Ermittelte Beiwerte $\bar{\lambda}_{tot}$ und zugehörige Erstarrungszeiten für die Versuche der Ablaufgruppe A

4.4.2 Einfluss der Mischungsrezeptur (Versuchsgruppe 4-1)

Referenzmischung, Fließmittelart und Fließmitteldosierung (SVB-1, SVB-1.1, SVB-1.3)

Bei der Referenzmischung SVB-1 war festzustellen, dass innerhalb der Schalung bis zu dem Zeitpunkt $0,2 \cdot t / t_{E,eff}$ in etwa hydrostatisches Verhalten mit $\lambda = 1,0$ vorlag (vgl. Bild 4.20). Danach fiel die Zunahme des Horizontaldrucks bei zunehmender Vertikallaststeigerung moderater aus. Der maximale Horizontaldruck wurde bei $0,4 \cdot t / t_{E,eff}$ und damit in etwa zum Zeitpunkt des Erstarrungsbeginns $t_{A,KB,eff}$ erreicht (vgl. Bild 4.19). Dieses Verhalten widerspricht der Theorie, auf der auch DIN 18218 (1980) basiert, bei welcher der Schalungsdruck bis zum Erreichen des Erstarrungsendes ansteigt (vgl. Kapitel 2.6.4). Mit einem $\bar{\lambda}_{tot,E}$ -Wert von 0,28 beträgt der maximale Horizontaldruck der Referenzmischung ca. 28 % des hydrostatischen Wertes, unter Ansatz einer Betonierhöhe, bei welcher der Beton gerade das Erstarrungsende erreicht.

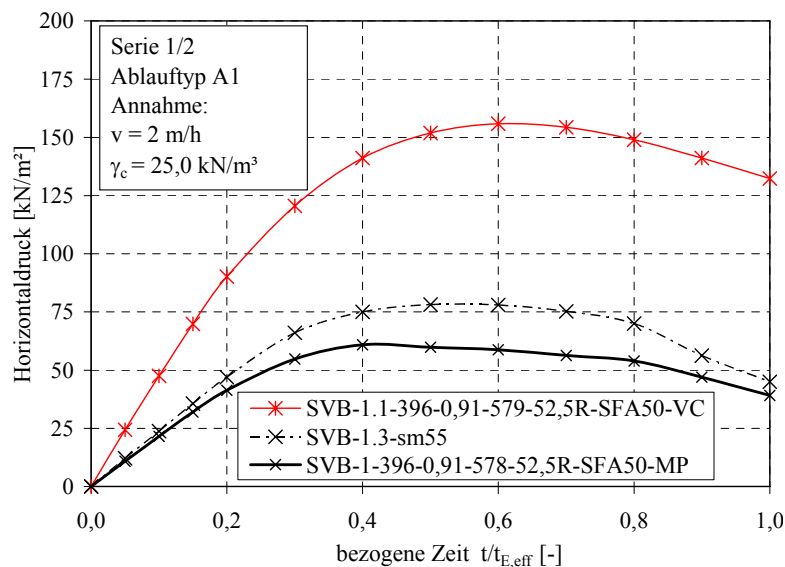


Bild 4.19: Horizontaldruck bei Variation des Fließmitteltyps und der Fließmitteldosierung (Serie 1/2)

Beim Beton SVB-1.1 erhöhte sich der Horizontaldruck gegenüber dem Referenzbeton SVB-1 um ca. 150 %. Die Ursache liegt in dem durch das Fließmittel veränderten Ansteif- und Erstarrungsverhaltens. Der Erstarrungsbeginn und das Erstarrungsende nahmen um 150 % bzw. 125 % zu. Auch der Zeitpunkt des maximalen Horizontaldrucks verschob sich auf ca. $0,6 \cdot t / t_{E,eff}$. Dagegen veränderte sich der Verlauf des Seitendruckbeiwertes λ und damit auch $\bar{\lambda}_{tot,E}$ nur geringfügig (vgl. Bild 4.20).

Eine Reduzierung der Fließmitteldosierung bewirkte ein Absinken des Setzfließmaßes sm auf 55 cm (SVB-1.3). Der Seitendruckbeiwert zu Betonierbeginn lag infolgedessen kurz nach dem Betoneinbau auch deutlich unter den Referenzwerten, jedoch erreichte λ nach einer Vertikallaststeigerung zum Zeitpunkt $0,1 \cdot t / t_{E,eff}$ bereits wieder die

Referenzwerte. Dies ist darauf zurückzuführen, dass sich der Einfluss der Fließgrenze bzw. der Kohäsion bei höheren Lasten signifikant verringert. Interessanterweise erhöhte sich sogar der maximale Frischbetondruck gegenüber dem Referenzbeton, was jedoch auf die etwas längeren Erstarrungszeiten zurückzuführen ist.

Durch eine weitere Reduzierung der Fließmitteldosierung beim SVB-1.4 auf ca. 35 % des Referenzwertes (SVB-1) wurde ein Setzfließmaß von $sm = 25$ cm eingestellt. Der Beton war damit nicht mehr selbstverdichtend. Der Seitendruckbeiwert betrug bei den Versuchen mit Versuchsablauftyp B1 zum Zeitpunkt $t = 0$ nur noch $\lambda = 0,87$ und wies damit bereits einen erheblichen inneren Widerstand auf. Dies zeigt den signifikanten Einfluss der durch die Fließmittelwirkung gesteuerten interpartikularen Kräfte. Aus dem zeitlichen Verlauf von λ kann auf einen bezogenen maximalen Horizontaldruck von $\bar{\lambda}_{tot,E} \leq 0,25$ geschlussfolgert werden. Der tatsächliche maximale Frischbetondruck liegt vermutlich deutlich unter dem angegebenen oberen Grenzwert, da durch die zyklische Wechselbelastung (bei Versuchsablauf B1) und die damit verbundenen Vorverformungen in Beton und Schalung der einwirkende Frischbetondruck deutlich überschätzt wird.

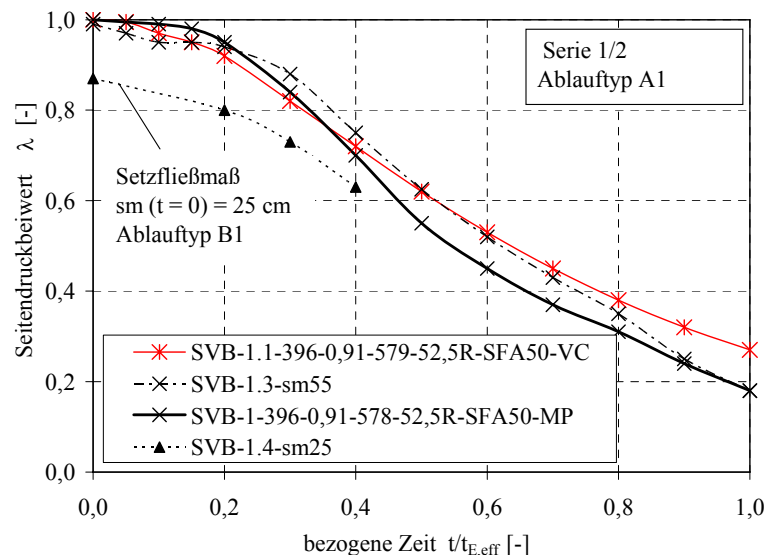


Bild 4.20: Seitendruckbeiwert bei Variation des Fließmitteltyps und der Fließmitteldosierung (Serie 1/2)

Wasser-Mehlkorn-Verhältnis (SVB-0 bis SVB-5)

Bei den Untersuchungen zum Einfluss der Mischungszusammensetzung zeigte sich, dass der absolute Horizontaldruck mit zunehmendem Wasser-Mehlkorn-Verhältnis signifikant ansteigt (vgl. Bild 4.21). Eine Begründung hierfür lieferten die Erstarrungszeiten $t_{A,KB,eff}$ und $t_{E,eff}$, welche in dieser Versuchsserie 1,2 h bis 3,0 h bzw. 3,5 h bis 7,5 h betragen. Bei kleineren Erstarrungszeiten wurden dabei geringere horizontale Frischbetondrucke gemessen.

Im Gegensatz zum absoluten Frischbetondruck beschreiben die auf das effektive Erstarrungsende bezogenen Verläufe des Seitendruckbeiwertes annähernd gleiche Funktionen (vgl. Bild 4.22). Dementsprechend weisen auch die $\bar{\lambda}_{tot,E}$ -Werte (vgl. Tabelle 4.7) vergleichsweise geringe Abweichungen auf.

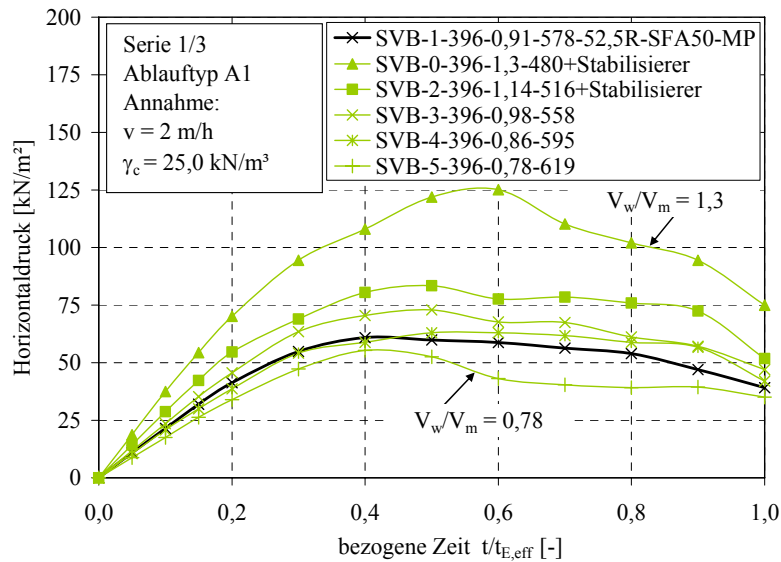


Bild 4.21: Horizontaldruck bei Variation des Wasser-Mehlkorn-Verhältnisses (Serie 1/3)

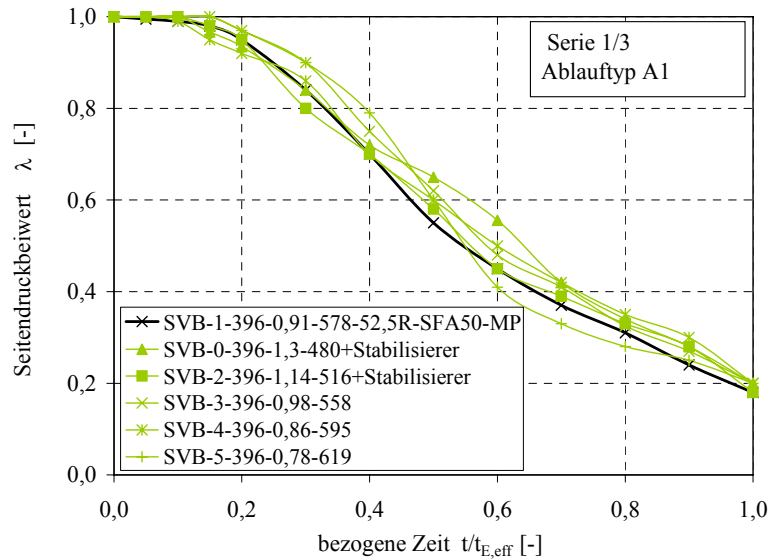


Bild 4.22: Seitendruckbeiwert bei Variation des Wasser-Mehlkorn-Verhältnisses (Serie 1/3)

Betonzusatzstoff (SVB-7, SVB-8)

Mit einer Erhöhung des Anteils an Steinkohlenflugasche von 50 auf 100 M.-% des Zements stieg der Horizontaldruck des SVB-7 gegenüber dem Referenzbeton SVB-1 um ca. 45 % an (vgl. Bild 4.23).

Vergleicht man den Beton SVB-7 (100 M.-% Steinkohlenflugasche) mit dem SVB-8 (116 M.-% Kalksteinmehl) zeigt sich ebenfalls eine Druckdifferenz von ca. 45 %, obwohl die Kennwerte zur Charakterisierung des rheologischen Verhaltens sm und t_v bei beiden Betonen in etwa konstant sind. Die Ursache liegt wiederum in den Erstarrungszeiten begründet, welche um bis zu 100 % voneinander abweichen. Hinsichtlich des Verlaufes von λ wurden keine signifikanten Veränderungen festgestellt.

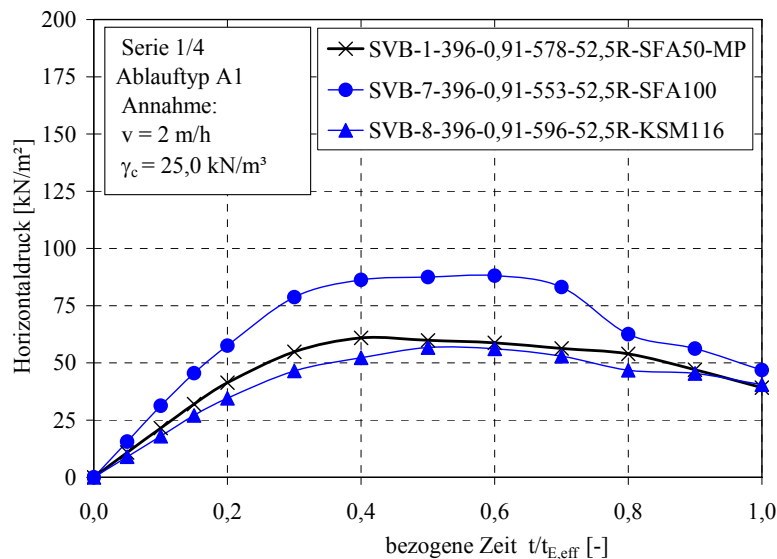


Bild 4.23: Horizontaldruck bei Variation des Typs und des Mengenanteils des Betonzusatzstoffes (Serie 1/4)

Zement (SVB-9, SVB-9.1, SVB-10)

Der Einsatz von CEM I 32,5 R bewirkte gegenüber dem Standardzement CEM II A/S-52,5 R (SVB 1 und SVB 1.1) aufgrund des veränderten Erstarrungsverhaltens einen signifikanten Anstieg des Frischbetondrucks (vgl. Bild 4.25). Demgegenüber rief die Verwendung von CEM III A-32,5 N eine Reduzierung des Horizontaldrucks hervor, obwohl ein höheres Erstarrungsende ermittelt wurde. Allerdings betrug der Erstarrungsbeginn $t_{A,KB,eff}$ lediglich ca. 1 Stunde, woraus eine Unverträglichkeit des Fließmittels mit dem verwendeten Zement deutlich wird. Für eine praktische Anwendung wäre solch ein Beton nicht geeignet. Signifikante Auswirkungen ergeben sich auch auf den Verlauf von λ sowie $\bar{\lambda}_{E,tot}$ (vgl. Bild 4.25). Letzterer Wert beträgt 0,13 und stellt somit das Minimum für alle betrachteten SVB dar. Abweichend vom Versuchsablauftyp A1 wurde ein Nachgeben der Schalung beim Beton SVB-10 nach dem Erreichen des Maximalwertes simuliert. Dies hat jedoch keinen Einfluss auf $\bar{\lambda}_{E,tot}$.

Beim Beton SVB-9.1 wurde gegenüber SVB-1.1 der Zement CEM II A/S-52,5 R durch CEM I 32,5 R ersetzt. Es erfolgte hier genau wie zwischen SVB-1 und SVB-9 ein Anstieg des Horizontaldrucks. Allerdings variierte sowohl der maximale horizontale Frischbetondruck als auch $\bar{\lambda}_{E,tot}$ weitaus stärker.

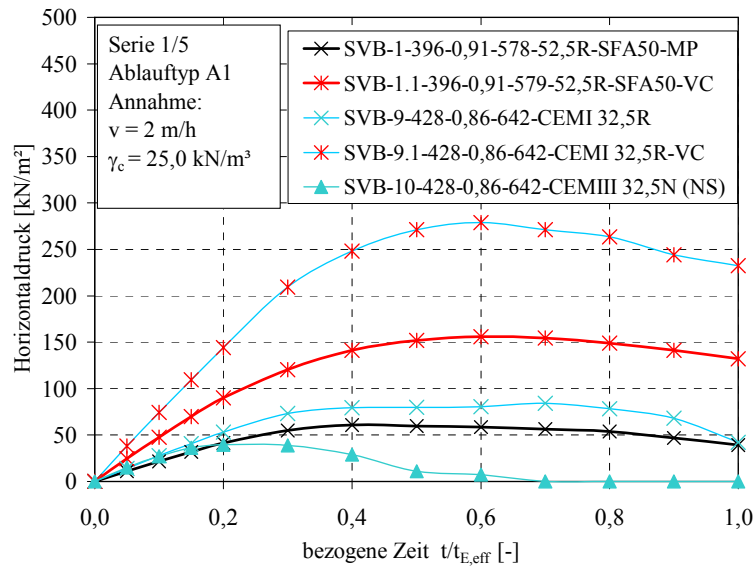


Bild 4.24: Horizontaldruck bei Variation des Zementtyps (Serie 1/5)

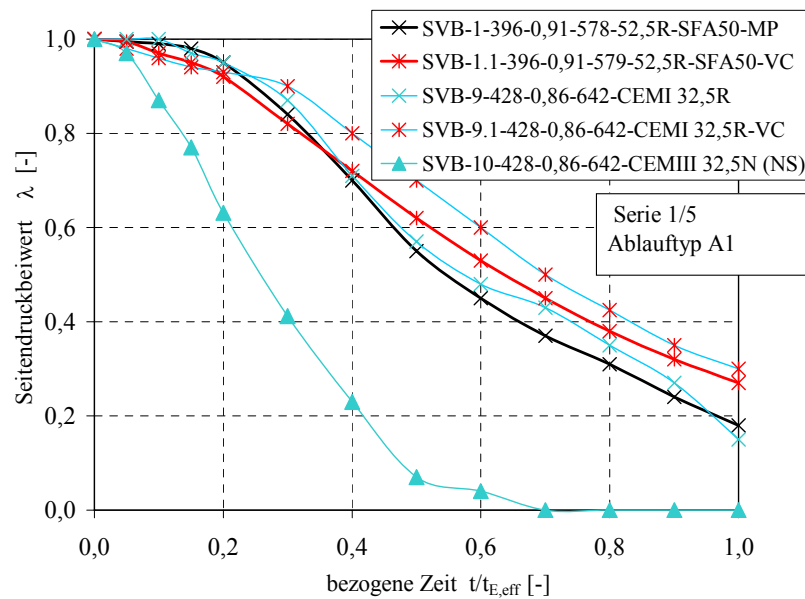


Bild 4.25: Seitendruckbeiwert bei Variation des Zementtyps (Serie 1/5)

Leimgehalt und Gesteinskörnungen (SVB-11 bis SVB-14, SVB-20 bis SVB-27)

Bei der Steigerung des Leimgehaltes waren zwischen den Betonen SVB-1 und SVB-11 keine signifikanten Veränderungen hinsichtlich des Horizontaldrucks festzustellen. Die Differenz des Leimgehaltes war allerdings vergleichsweise niedrig, da die Betone nicht den Geltungsbereich der DAfStb (2003) Richtlinie SVB verlassen sollten. Demgegenüber erhöhten sich die Druckwerte beim Einsatz des selbstverdichtenden Mörtels SVB-12 und der Leimphase SVB-13 gegenüber SVB-1 signifikant (vgl. Bild 4.26). Die Ursache dieses Verhaltens liegt jedoch nicht in den Erstarrungszeiten begründet, die sich sogar bei der

Leimphase verringerten. Aufgrund des geringen Verformungswiderstandes infolge des hohen Wassergehaltes war bei der Leimphase bis zum vergleichsweise späten Zeitpunkt von $0,35 \cdot t / t_{E,eff}$ annähernd hydrostatisches Verhalten zu beobachten, beim Mörtel bis ca. $0,30 \cdot t / t_{E,eff}$ (vgl. Bild 4.27). Ein weiterer Druckanstieg erfolgte bis ca. $0,65 \cdot t / t_{E,eff}$. Damit ergab sich ein deutlich veränderter Verlauf von λ gegenüber dem Referenzbeton. Die Beiwerte $\bar{\lambda}_{E,tot}$ erhöhten sich bei Mörtel und Leim auf 0,41 bzw. 0,51.

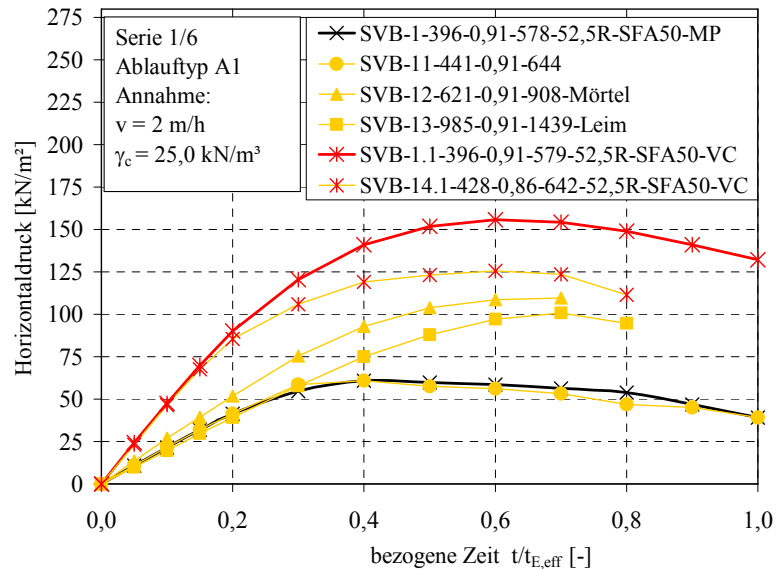


Bild 4.26: Horizontaldruck bei Variation des Leimgehalts (Serie 1/6)

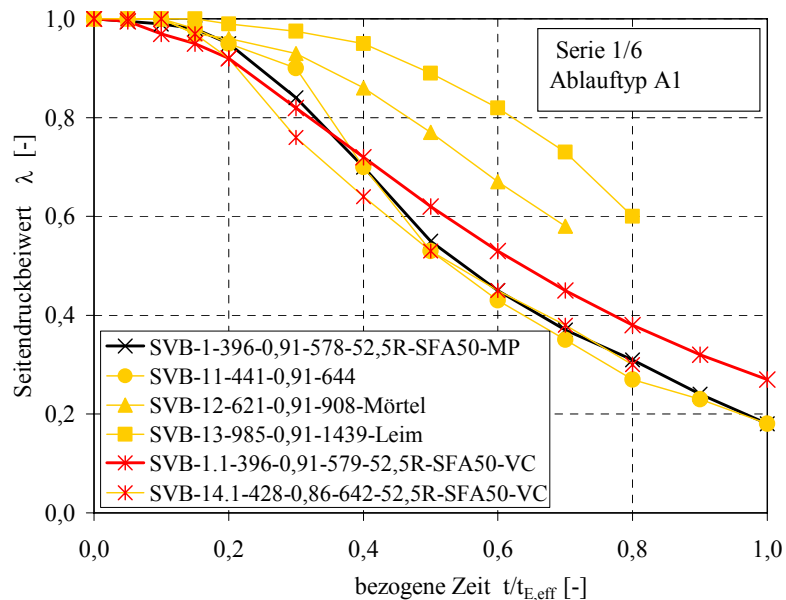


Bild 4.27: Seitendruckbeiwert bei Variation des Leimgehalts (Serie 1/6)

Wird die Sieblinie der Gesteinskörnungen variiert, ergeben sich entsprechende Auswirkungen auf die Packungsdichte. Bei Einsatz eines größeren Größtkorns, z. B. von 32 mm gegenüber 8 mm, erhöht sich die Packungsdichte der Gesteinskörnungen, wenn die Kornverteilung in etwa konstant bleibt. Nach Graubner&Proske (2004) verringert sich daher der Leimbedarf zur Sicherstellung der Fließfähigkeit von SVB bei Einsatz eines 32-mm-Größtkorns im Vergleich zu einem 8-mm-Größtkorn. Für die Mischungen SVB-20 bis SVB-22 wurde daher der Leimgehalt auf den Größtkorndurchmesser (8 mm, 16 mm und 32 mm) abgestimmt. Im Gegensatz dazu enthielten die Mischungen SVB-25 bis SVB-27 den gleichen Leimgehalt, der sich jedoch gegenüber den vorhergehenden Rezepturen insgesamt deutlich erhöhte.

Aus Bild 4.28 und Bild 4.29 ist ersichtlich, dass das verwendete Größtkorn bei abgestimmtem Leimgehalt (SVB-20 bis SVB-22) nur einen geringen Einfluss auf den Horizontaldruck hat; gleiches gilt hinsichtlich des bezogenen Horizontaldrucks $\bar{\lambda}_{E,tot}$. Demgegenüber waren bei konstantem Leimvolumen größere Abweichungen zwischen den Betonen SVB-25 bis SVB-27 zu verzeichnen. Bei Verwendung des 32-mm-Größtkorn verringerten sich der maximale Horizontaldruck sowie der Seitendruckbeiwert $\bar{\lambda}_{E,tot}$ signifikant gegenüber 16-mm- und 8-mm-Größtkorn. Allerdings wurden die Maximalwerte bei 16-mm-Größtkorn ermittelt. Aufgrund der komplexen Interaktion von Packungsdichte, Fließmitteldosierung, Wasseraufnahme der Gesteinskörnungen sowie des Größtkorndurchmessers auf den Verformungswiderstand des Betons ist das festgestellte Materialverhalten nicht eindeutig zu erklären.

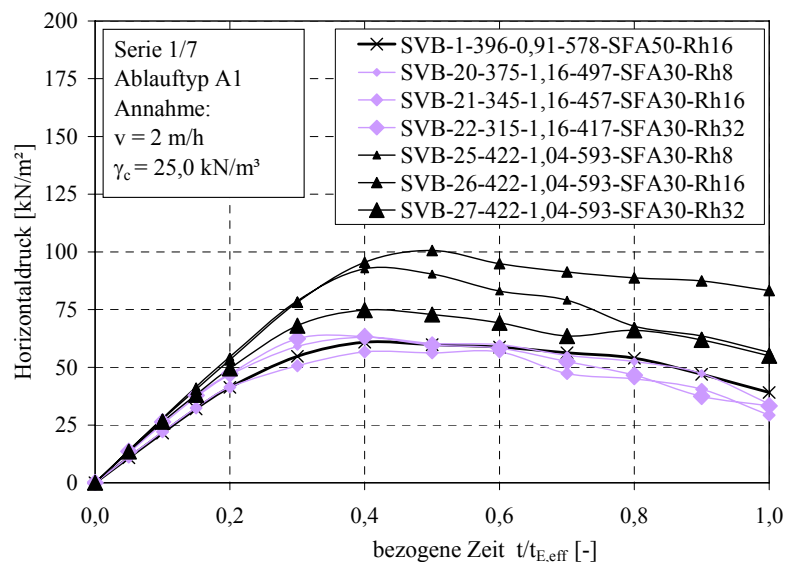


Bild 4.28: Horizontaldruck bei Variation des Größtkorns der Gesteinskörnungen und des Leimgehaltes (Serie 1/7)

Bei einem Vergleich der Ergebnisse für SVB-20 bis SVB-22 mit SVB-25 bis SVB-27 ist ersichtlich, dass ein höherer Leimgehalt den bezogenen maximalen Horizontaldruck $\bar{\lambda}_{E,tot}$ signifikant vergrößert. Dies deckt sich mit den Feststellungen aus der Versuchsserie 1/6.

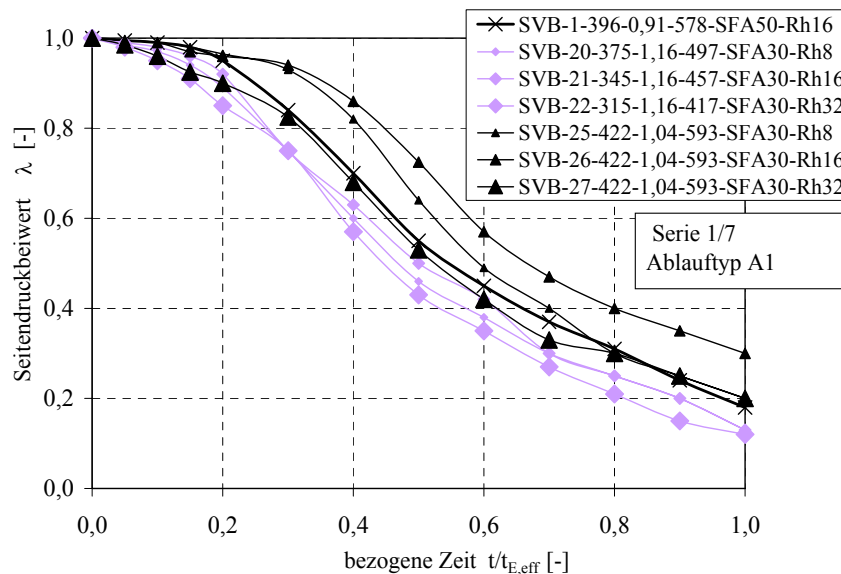


Bild 4.29: Seitendruckbeiwert bei Variation des Größtkorns der Gesteinskörnungen und des Leimgehaltes (Serie 1/7)

Rüttelbetone (RB-1 bis RB-5)

Die Untersuchungen an den Rüttelbetonen zeigten einen signifikanten Zusammenhang zwischen den Konsistenzbereichen und dem gemessenen Horizontaldruck, wobei eine höhere Ausbreitmaßklasse tendenziell einen höheren Maximaldruck implizierte. Während die Betone RB-1 (F1), RB-2 (F2) und RB-3 (F3) kurz nach Einbaubeginn bereits stark vom hydrostatischen Verhalten abwichen, wiesen die Betone RB-4 (F4) und RB-5 (F5) anfänglich einen näherungsweise hydrostatischen Druckanstieg auf (vgl. Bild 4.30). Allerdings fiel der Seitendruckbeiwert bei den Betonen RB-2 und RB-4 infolge der starken Neigung zum Bluten und dem damit verbundenen Wasserverlust in der Schalung bereits nach kurzer Zeit deutlich ab. Im Vergleich zum SVB-1 erreichten daher lediglich die Betone RB-3 und RB-5 höhere Horizontaldrücke. Der auf das Erstarrungsende bezogene Seitendruckwert $\bar{\lambda}_{E,tot}$ des Referenzbetons SVB-1 wurde jedoch lediglich vom Beton RB-5 erreicht.

In Bild 4.31 sind die eigenen Versuchsergebnisse zum Seitendruckbeiwert denen von Specht (1973) gegenübergestellt. Tendenziell stimmen die Ergebnisse gut überein, jedoch zeigen sich insbesondere bei den Betonen der Konsistenzklasse F1 deutliche Unterschiede. Diese sind auf den etwas höheren Leimgehalt, die höheren Vertikalspannungen und die höhere Dichtigkeit der Schalung bei den eigenen Versuchen

zurückzuführen. Beim Beton RB-2 resultieren die Abweichungen vermutlich aus dem Bluten des Betons RB-2.

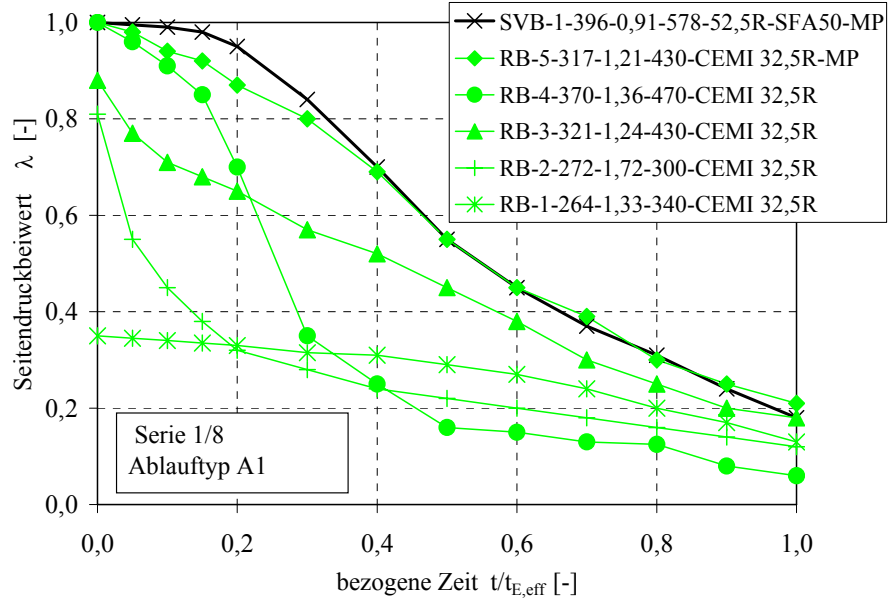


Bild 4.30: Seitendruckbeiwert bei Verwendung von Rüttelbeton (Serie 1/8)

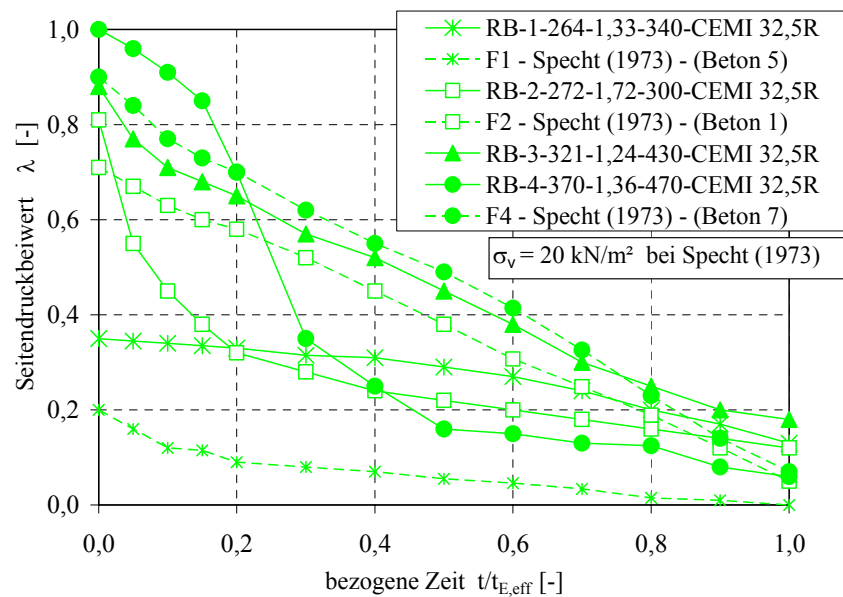


Bild 4.31: Vergleich der Messergebnisse zum Seitendruckbeiwert bei Rüttelbeton mit den von Specht (1973) ermittelten Werten

4.4.3 Von der Mischungsrezeptur unabhängige Einflüsse (Versuchsgruppe 4-2)

Frischbetontemperatur [SVB-1 (NS+Temp)]

In der Versuchsserie 2/1 wurde die übliche Frischbetontemperatur der Mischung SVB-1 von 22 °C durch Temperieren der Ausgangsstoffe auf 15 °C abgesenkt. Die Überwachung und Steuerung dieser Frischbetontemperatur erfolgte innerhalb der Schalung und in den Proben zur Ermittlung der Erstarrungszeiten über den gesamten Versuchszeitraum. Die Abweichungen von der Solltemperatur betragen dabei ± 1 °C.

Die Verringerung der Frischbetontemperatur von 22 °C auf 15 °C bewirkte eine Erhöhung des maximalen Horizontaldrucks um ca. 40 % (vgl. Bild 4.32). Je 1 °C Temperaturdifferenz ergibt sich eine Druckerhöhung um ca. 6 %. Die Ursache liegt im veränderten Erstarrungsverhalten des Frischbetons. Festgestellt wurde eine Verzögerung von $t_{E,eff}$ um ca. 50 % und von $t_{A,KB,eff}$ um ca. 100 %.

Hinsichtlich des Verlaufs von λ wurden keine signifikanten Unterschiede festgestellt. Lediglich infolge einer gezielten Horizontalverschiebung der Schalung um den Wert s nach dem Erreichen des Maximalwertes baute sich der Frischbetondruck sehr schnell ab. Dieses Verhalten wurde in der folgenden Versuchsserie 2/1 systematisch analysiert.

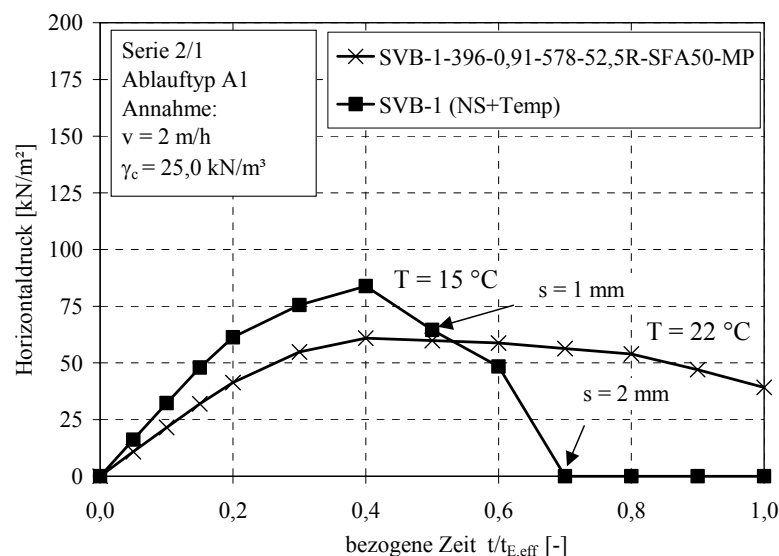


Bild 4.32: Horizontaldruck bei Variation der Frischbetontemperatur (Serie 2/1)

Schalungsverformung [SVB-...(WS) oder (NS)]

Die Spannungsverläufe bei einer gezielten Verschiebung der Schalungswände um den Betrag s zeigt exemplarisch Bild 4.33 für die Mischung SVB-1.1 (NS). Es ist ersichtlich, dass eine Verschiebung der Schalung zum frühen Zeitpunkt keine signifikanten Auswirkungen auf den gemessenen Frischbetondruck hat. Jedoch verstärkte sich der Einfluss nach etwa 3 bis 4 Stunden signifikant. In dieser Zeitspanne reduzierte sich λ von ca. 0,6 auf ca. 0,2. Die Reduzierung des Seitendruckbeiwertes vor dem Erreichen der jeweiligen Verschiebung s resultiert aus der Spannungsumlagerung zwischen Schalungswand und dem entkoppelten Schalungselement. Die Spannungsumlagerungen werden jedoch durch gezieltes Justieren der Klemmschrauben wieder abgebaut.

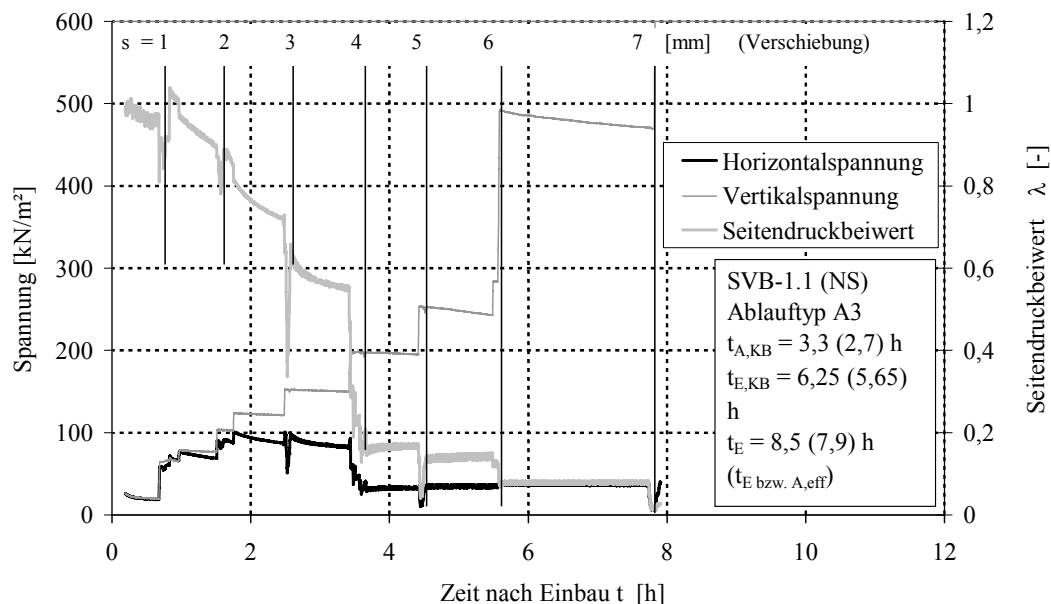


Bild 4.33: Verlauf der ermittelten Spannungen in der Schalung und zugehöriger Seitendruckbeiwert λ bei gezielter Verformung der Schalung am Beispiel des Versuchs SVB-1.1 (NS)

Die gemessenen Spannungen des Versuchs SVB-1.1 (WS) bei einer Verringerung der Schalungssteifigkeit durch die Anordnung von Styroporstreifen (vgl. Kapitel 4.2.3) zeigt Bild 4.34. Es sind hier keine prinzipiellen Unterschiede zu den Versuchen mit steiferer Schalung festzustellen. Jedoch wird gegenüber den Betonen mit hoher Schalungssteifigkeit der Maximalwert des Horizontaldrucks bereits etwas früher erreicht. Daher ergibt sich ebenfalls ein etwas geringerer bezogener Maximaldruck als bei dem Referenzbeton SVB-1.1 (vgl. Bild 4.36). Der Seitendruckbeiwert reduzierte sich insbesondere zum Zeitpunkt des Erstarrungsendes signifikant gegenüber den Versuchen mit vergleichsweise starrer Schalung.

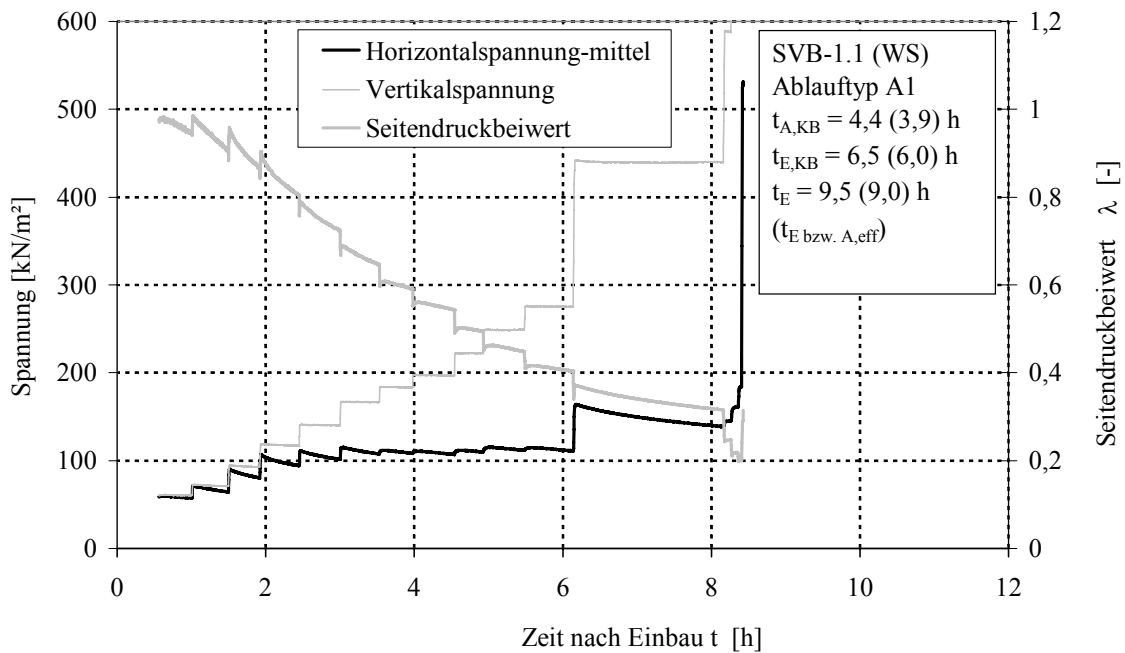


Bild 4.34: Spannungszustand und Seitendruckbeiwert λ bei weicherer Schalung am Beispiel des Versuchs SVB-1.1 (WS)

Ein Vergleich der festgestellten Schalungsverformungen am Versuch SVB-1.1 (WS) mit einem Versuch mit vergleichsweise starrer Schalung ermöglicht Bild 4.35. Deutlich wird die signifikante Zunahme der Verformungen, insbesondere bei geringer Horizontalspannung.

In Bild 4.36 sind drei Versuche mit planmäßig nachgebender Schalung (NS) den jeweiligen Referenzversuchen gegenübergestellt. Zunächst erfolgte bei den betrachteten Versuchen mit nachgebender Schalung ein signifikanter Anstieg des Frischbetondrucks bis zu einem Zeitpunkt von ca. $0,25 - 0,35 \cdot t / t_{E,eff}$. Danach blieb der Druck für eine Zeitspanne von ca. $0,15 - 0,20 \cdot t / t_{E,eff}$ annähernd konstant und fiel anschließend vergleichsweise deutlich ab. Zum Erstarrungsende nahm der Horizontaldruck den Wert null an. Der bezogene maximale Frischbetondruck lag jedoch bei den Betonen SVB-1 (NS)* und SVB-1.1 (NS)* lediglich etwas unterhalb der Referenzwerte (SVB-1 bzw. SVB-1.1). Der Versuch SVB-1.1 (NS) wich vermutlich aufgrund des geringeren Anfangssetzfließmaßes von 71 cm und der damit veränderten Erstarrungszeiten von den Referenzwerten ab, wobei jeweils geringere maximale Horizontaldruckwerte auftraten.

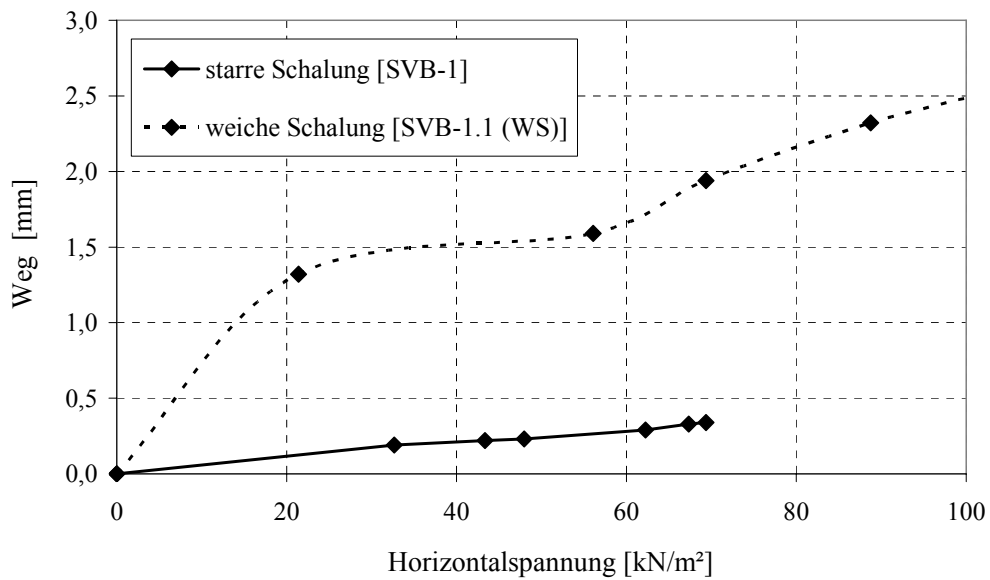


Bild 4.35: Verlauf der gemessenen horizontalen Schalungsverformungen in Abhängigkeit von der Horizontalspannung bei starrer [SVB-1] und vergleichsweise weicher [SVB-1.1 (WS)] Schalung.

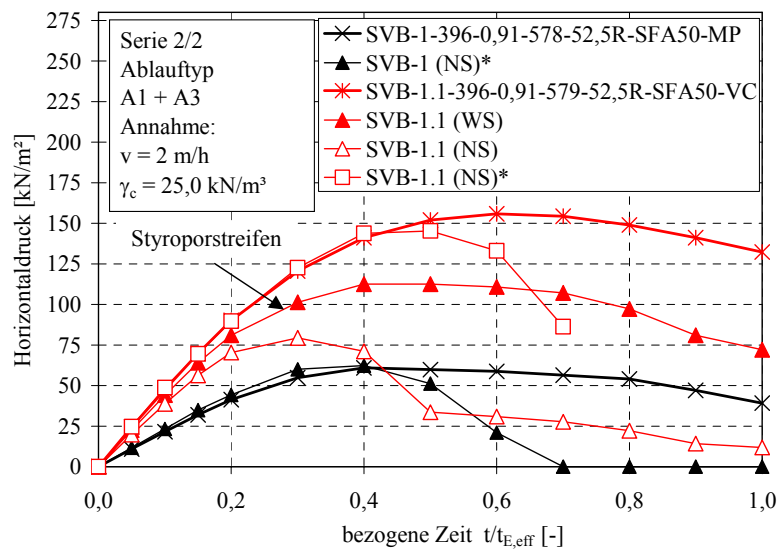


Bild 4.36: Horizontaldruck bei Variation der Schalungssteifigkeit und Simulation der Schalungsverformungen (Serie 2/2)

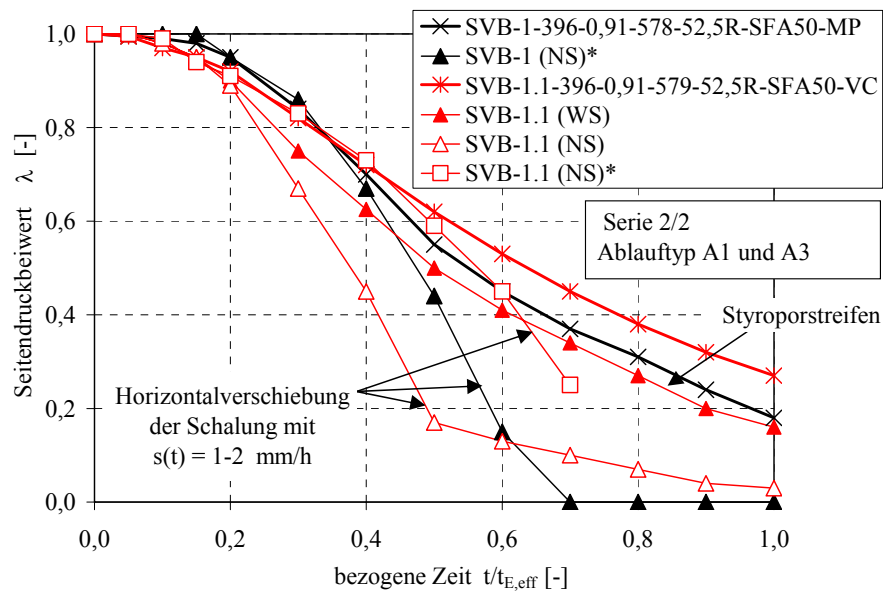


Bild 4.37: Seitendruckbeiwert bei Variation der Schalungssteifigkeit und Simulation der Schalungsverformungen (Serie 2/2)

Insgesamt wurde festgestellt, dass der maximale Frischbetondruck von SVB weitestgehend unabhängig von der in den Versuchen eingesetzten Schalungskonstruktion ist. Eine deutlich steifere Schalung hat ggf. einen signifikant höheren Maximaldruck zur Folge. Im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit und der Tragfähigkeit weist jedoch eine in der Praxis eingesetzte Schalung stets eine Verformung auf, die in der hier simulierten Größenordnung von wenigen Millimetern liegt.

Im Gegensatz zum Maximaldruck beeinflusste die Schalungsverformung den Abbau des Horizontaldrucks und damit die Verteilung der Spannungen in der Schalung signifikant. Durch die Aufhebung des Vorspannungszustandes in der Schalung kann der innere Widerstand des Frischbetons aktiviert werden, wodurch sich der Horizontaldruck entsprechend verringert.

Bei den durchgeführten Versuchen wurde eine weitestgehende Aufhebung des Vorspannungszustandes (maximale Horizontalspannung des Betons bis zu 150 kN/m^2 durch eine Horizontalverformung der Schalung von weniger als $0,5 \text{ mm}$ je Schalungsseite erreicht. Die Verformung entspricht einer auf die Probekörperbreite bezogene mittlere Dehnung von $\varepsilon_{c,m} = 0,4 \%$. Im Grenzzustand der Tragfähigkeit könnte eine Dehnung in der angegebenen Größenordnung allein durch die Schalungsanker ermöglicht werden. Daher kann in diesem Fall ein mechanisches Verhalten, entsprechend dem aktiven Erdruck, angenommen werden.

Einbauzeitpunkt [SVB-1.1(LM) und SVB-1.1(NS+LM)]

Der Einbauzeitpunkt des Betons SVB-1.1 in die Schalung wurde in dieser Versuchsserie auf 3,0 h [SVB-1.1 (LM)] bzw. 3,4 h [SVB-1.1 (LM+NS)] erhöht. Bis 10 Minuten vor dem Einbauzeitpunkt verblieb der Beton im Mischer und wurde bei einer Rotationsgeschwindigkeit des Rührwerkzeugs von 2 U/min in Bewegung gehalten.

Die Ergebnisse zur Entwicklung des Frischbetondrucks bei den Versuchen SVB-1.1 (LM) und SVB-1.1 (LM+NS) mit verzögertem Einbauzeitpunkt sind in Bild 4.38 dargestellt. Deutlich wird, dass der maximale Frischbetondruck bei einem Einbau nach 3,0 bzw. 3,4 Stunden gegenüber den Referenzversuchen SVB-1.1 bzw. SVB-1.1 (NS) signifikant geringer ausfällt. Hinsichtlich des Verlaufs des Seitendruckbeiwertes in Abhängigkeit von $t/t_{E,eff}$ lagen keine signifikanten Abweichungen vor. Damit erwies sich, dass der bezogene totale Seitendruckbeiwert $\bar{\lambda}_{tot,E}$ nahezu unabhängig vom Einbauzeitpunkt ist.

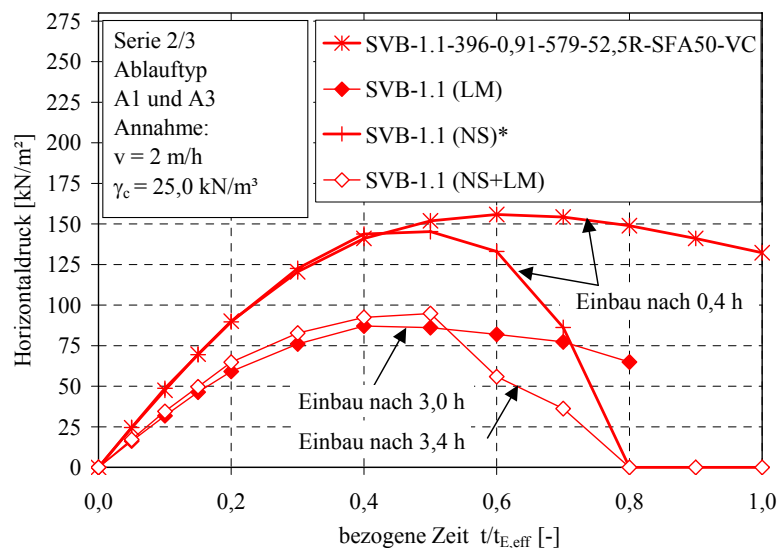


Bild 4.38: Horizontaldruck bei Variation des Einbauzeitpunktes (Serie 2/3)

Belastung [SVB-...(Dauerlast) oder (VL)]

Der Einfluss des Belastungszeitpunktes auf den zeitlichen Verlauf des Horizontaldrucks wird aus Bild 4.39 ersichtlich. Bei sofortiger Vertikalbelastung im Versuch SVB-1 (Dauerlast) mit 150 kN/m^2 stellt sich zunächst hydrostatisches Verhalten ein. Bis zum Erstarrungsende verringert sich der Horizontaldruck kontinuierlich bis auf ca. 70 % des Ausgangswertes.

Bei der Simulation des Betoniervorgangs beim SVB-1 mit $v = 2 \text{ m/h}$ wird die Horizontalspannung von 150 kN/m^2 nach ca. $0,78 t/t_{E,eff}$ erreicht. Vergleicht man nun die Horizontalspannungen, dann wird deutlich, dass bei kontinuierlichem Vertikallastzuwachs weniger als die Hälfte des Horizontaldrucks auftritt. Die Ursache

dieses Verhaltens liegt wiederum im Vorspannungszustand der Schalung begründet. Bei sofortiger Belastung des Betons kann die durch die Vorverformung hervorgerufene Eigenspannung auch über einen sehr langen Zeitraum nicht abgebaut werden. Die Effekte aus Fröhschwinden, Wasserverlust und Kriechen sind zu gering, um die vollen Reibungskräfte im Beton aktivieren zu können. Demgegenüber ist dies bei kontinuierlicher Belastung weitestgehend möglich, da die stufenweise Belastungszunahme jeweils eine Verformung der Schalung hervorruft bzw. den Bauteilwiderstand aktiviert.

Bei einem Vergleich mit dem Versuch SVB-1 (NS)* treten die Unterschiede noch deutlicher zutage. Infolge des aufgehobenen Vorspannungszustandes durch das planmäßige Nachgeben der Schalung war der Horizontaldruck zum Zeitpunkt von ca. $0,78 t/t_{E,eff}$ im Wesentlichen abgebaut. Durch die inneren Bindungskräfte des Betons konnte die vertikale Belastung allein durch den Probekörper, d. h. ohne Schalungsunterstützung, aufgenommen werden.

In diesem Zusammenhang ist zu bemerken, dass bei zusätzlichen Vorversuchen mit starrer Schalung und einer zyklischen Be- und Entlastung, entsprechend dem Versuchsablauf B1, der zeitliche Verlauf des Horizontaldrucks bzw. des Seitendruckbeiwertes näherungsweise mit dem von Ablauftyp A1 übereinstimmte.

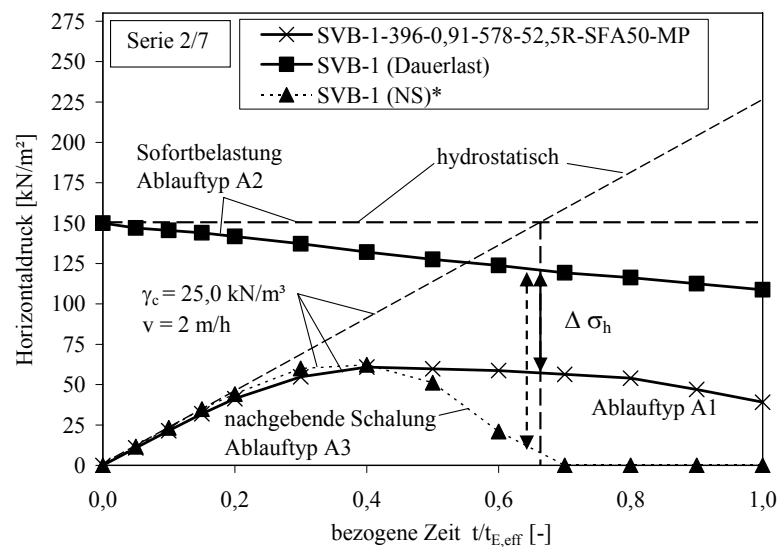


Bild 4.39: Horizontaldruck bei Sofortbelastung und bei Simulation mit einer Betoniergeschwindigkeit von 2 m/h (Serie 2/7)

Die Variation der Betoniergeschwindigkeit in Versuchsserie 2/7 bestätigte den zu erwartenden signifikanten Zusammenhang zwischen der Betoniergeschwindigkeit und dem maximalen Frischbetondruck. Bei dem Versuch SVB-1.1 (NS+VL)* mit $v = 1$ m/h reduzierte sich der Frischbetondruck gegenüber dem Referenzversuch mit $v = 2$ m/h um zirka 60 %, wobei die Erstarrungszeiten in etwa gleich waren (vgl. Bild 4.40).

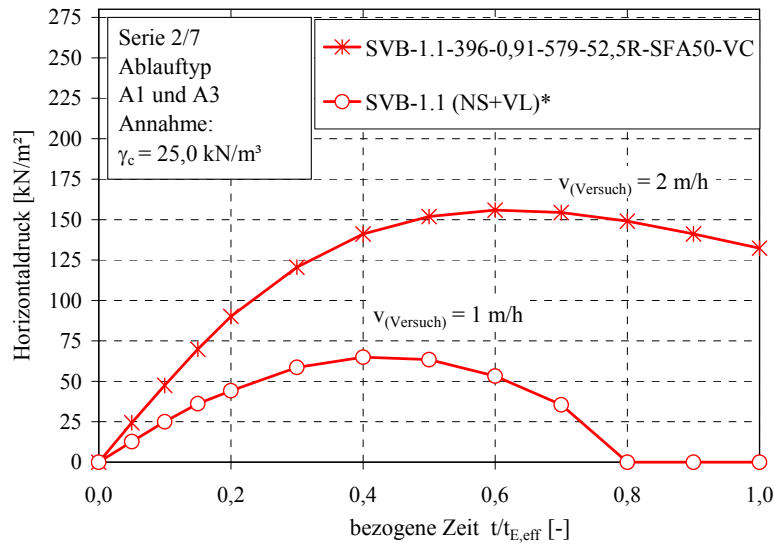


Bild 4.40: Horizontaldruck bei Veränderung der Betoniergeschwindigkeit (Serie 2/7)

Hinsichtlich des Verlaufs des Seitendruckbeiwertes λ waren geringe Abweichungen zwischen den Versuchen festzustellen (vgl. Bild 4.41). Eine niedrigere Betoniergeschwindigkeit v bewirkte auch etwas geringere λ -Werte. Diese Veränderung spiegelt sich auch in den differierenden $\bar{\lambda}_{tot,E}$ -Werten wieder. Das beobachtete Verhalten ist mit dem Einfluss der Kohäsion erklärbar, deren Anteil am Gesamtwiderstand im Beton mit abnehmender Vertikalbelastung zunimmt. Damit reduziert sich der Seitendruckbeiwert bei Verringerung der Betoniergeschwindigkeit, auch wenn der Reibungswinkel konstant bleibt.

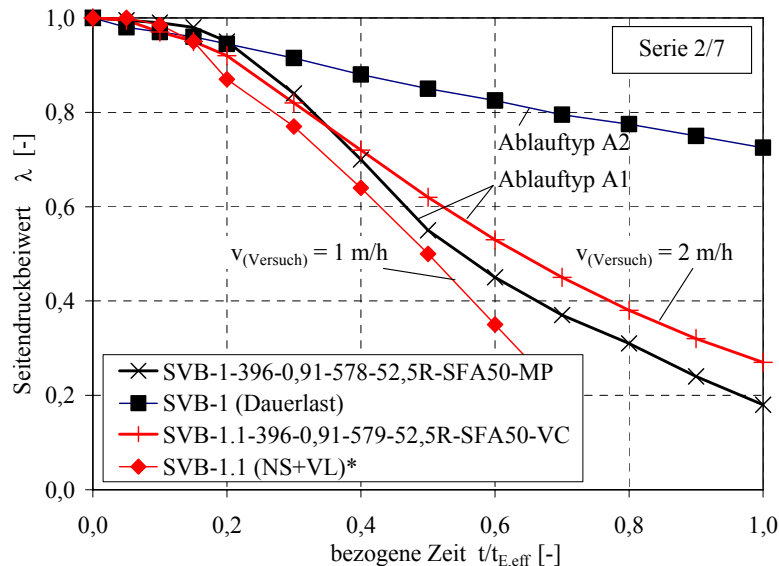


Bild 4.41: Seitendruckbeiwert bei Variation der Betoniergeschwindigkeit und des Belastungszeitpunktes (Serie 2/7)

Erschütterungen [SVB-...(VIB) oder (VIBd)]

In der Versuchsserie 2/8 wurden Erschütterungen mittels Pendelschlag (siehe Kapitel 4.2.5) in verschiedenen zeitlichen Abständen simuliert. Die Anzahl der Pendelschläge pro Belastungsregime betrug 1x15 oder 3x15.

Der zeitliche Abstand der Belastungsregime belief sich bei Verwendung der Rezeptur SVB-1 auf ca. ½ Stunde, beim SVB-1.1 dagegen auf ca. 1 Stunde. Das erste Belastungsregime wurde bei ca. $0,3 \cdot t_{E,eff}$ aufgebracht, um auch einen Hinweis über die Entwicklung ohne Erschütterungswirkung zu erhalten. Bei einer Erschütterungswirkung vor diesem Zeitpunkt ist nahezu hydrostatisches Verhalten zu erwarten. Das Aufheben des Vorspannungszustandes wurde in den Versuchen durch ein Nachgeben (Verschieben) der Schalung (Ablauftyp A3) vor dem Aufbringen der Pendelschläge sichergestellt.

In Bild 4.42 sind die ermittelten Spannungen und der zugehörige Seitendruckbeiwert am Beispiel des Versuchs SVB-1.1 (NS+VIB) abgebildet. Es zeigt sich sehr deutlich die signifikante Zunahme des Horizontaldrucks durch das Aufbringen von Erschütterungen.

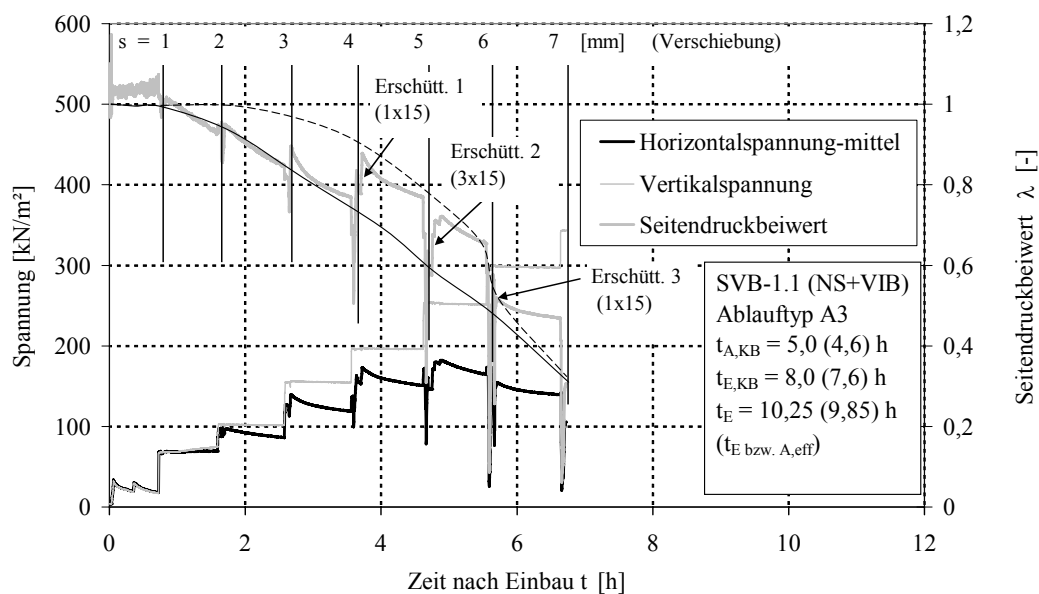


Bild 4.42: Verlauf der ermittelten Spannungen in der Schalung und zugehöriger Seitendruckbeiwert λ bei gezielter Verformung der Schalung und zusätzlichen Erschütterungen am Beispiel des Versuchs SVB-1.1 (NS+VIB)

Der Einfluss quasi-ständiger Erschütterungen wurde im Versuch SVB-1.1 (NS+VIBd+VL) untersucht. Die Anzahl der Pendelschläge betrug hier 2×5 je ¼ Stunde, wobei die erste Erschütterungsbelastung direkt nach dem Betoneinbau erfolgte. Aus Bild 4.43 ist sehr gut ersichtlich, dass in diesem Versuch bei erhöhter Erschütterungswirkung bis zu einem Zeitpunkt von ca. $0,5 \cdot t_{E,eff}$ annähernd hydrostatisches Verhalten vorliegt. Zum Erstarrungsende hin reduziert sich jedoch der Horizontaldruck auch hier zu null.

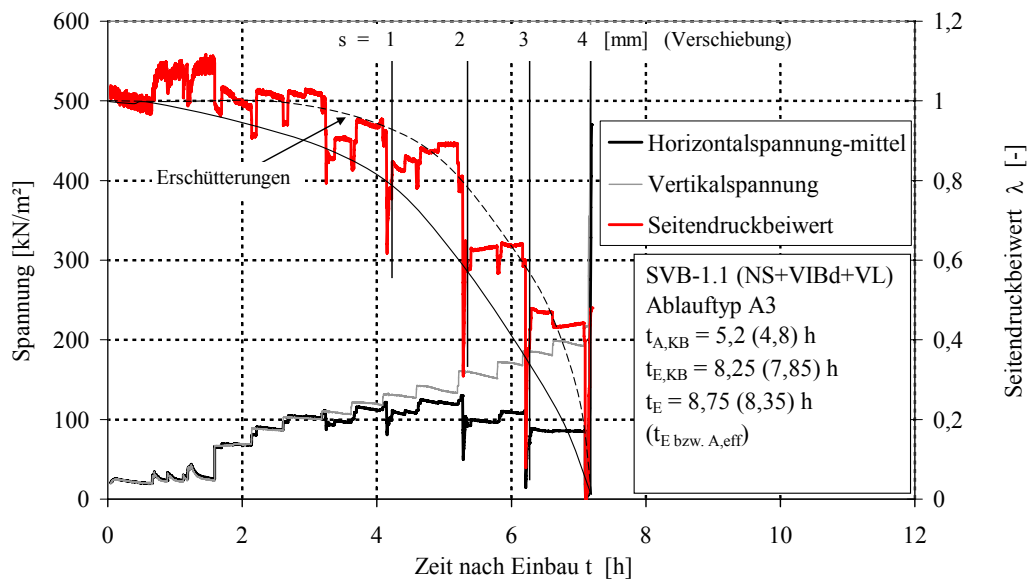


Bild 4.43: Verlauf der ermittelten Spannungen in der Schalung und zugehöriger Seitendruckbeiwert λ bei gezielter Verformung der Schalung und intensiver Erschütterungen am Beispiel des Versuchs SVB-1.1 (NS+VIBd+VL)

Der Einfluss der Erschütterungen auf den Schalungsdruck tritt bei einem Vergleich der durchgeführten Versuche mit den Referenzversuchen SVB-1 und SVB-1.1 besonders deutlich hervor (vgl. Bild 4.44 und Bild 4.45 sowie Bild 4.46 und Bild 4.47). Die durch die Erschütterungen hervorgerufenen Strukturzerstörungen bewirkten stets eine Zunahme des Horizontaldrucks bzw. des Seitendruckbeiwertes. Hinsichtlich des bezogenen Maximaldrucks bzw. $\bar{\lambda}_{tot,E}$ war unter Erschütterungseinwirkung gegenüber den Referenzversuchen ein Anstieg um 25 bis 30 % festzustellen, bei dem Versuch SVB-1.1 (NS+VIBd+VL) betrug der Anstieg sogar ca. 60 %.

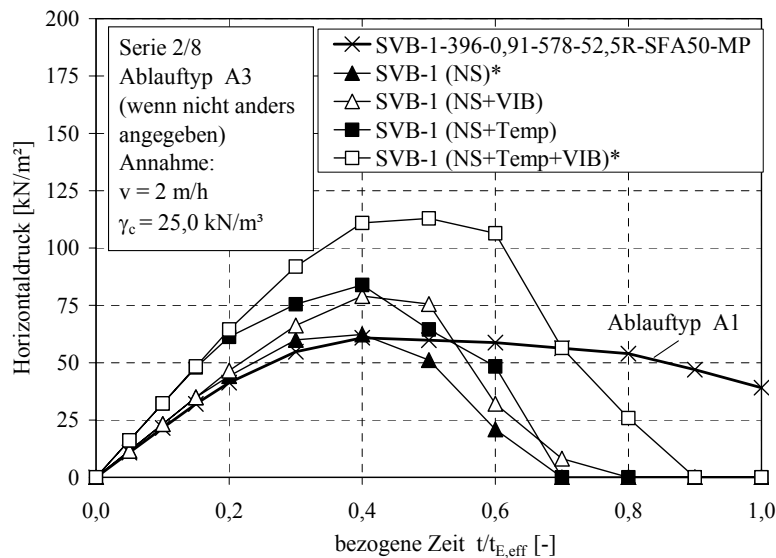


Bild 4.44: Horizontaldruck bei Simulation von Erschütterungen am Beton SVB-1 (Serie 2/8)

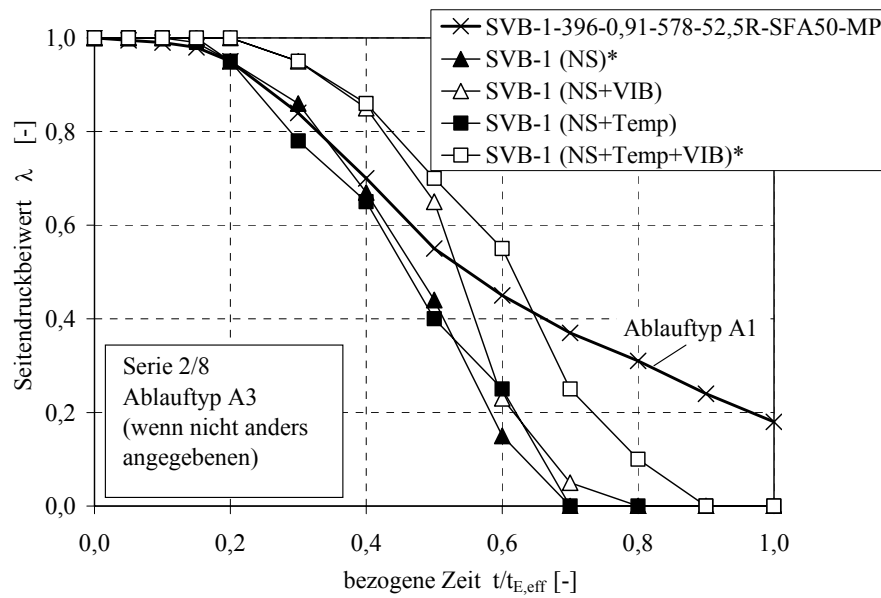


Bild 4.45: Seitendruckbeiwert bei Simulation von Erschütterungen am Beton SVB-1 (Serie 2/8)

Der ermittelte Zusammenhang zwischen dem Gesamtseitendruckbeiwert in Ruhe $\bar{\lambda}_{tot,E,stat}$ und dem Seitendruckbeiwert unter Erschütterungswirkung $\bar{\lambda}_{tot,E,vib}$ ist in Gleichung (4.9) dargestellt.

$$\bar{\lambda}_{tot,E,vib} = 1,25 \dots 1,6 \cdot \bar{\lambda}_{tot,E,stat} \quad (4.9)$$

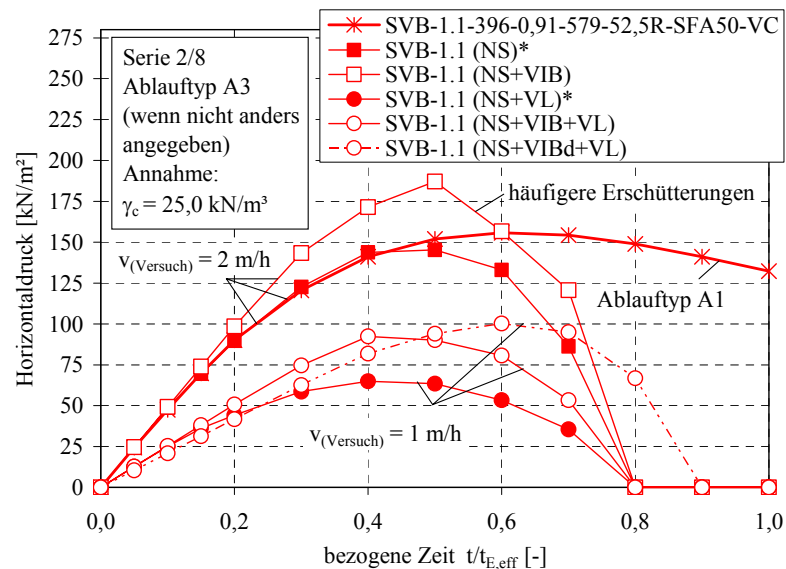


Bild 4.46: Horizontaldruck bei Simulation von Erschütterungen am Beton SVB-1.1 (Serie 2/8)

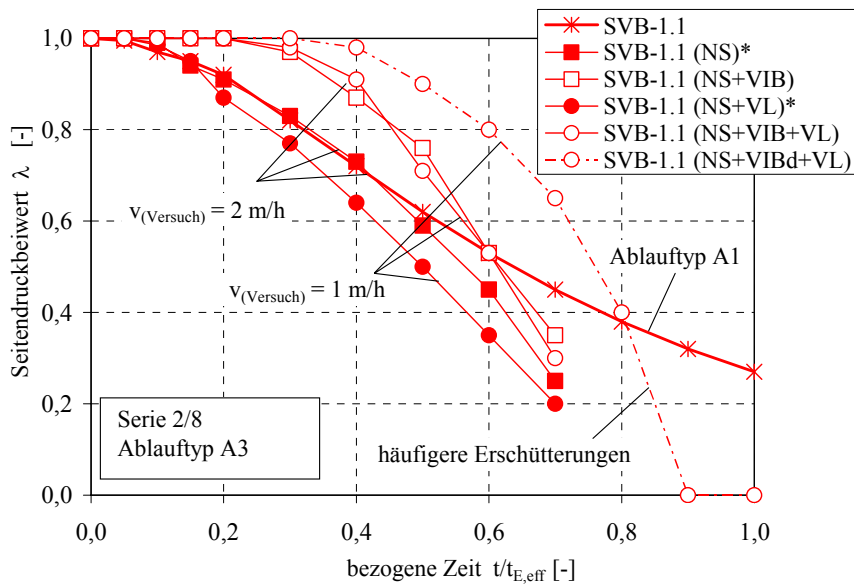


Bild 4.47: Seitendruckbeiwert bei Simulation von Erschütterungen am Beton SVB-1.1 (Serie 2/8)

4.4.4 Bauteilbeton (Versuchsgruppe 4-3)

Die Ergebnisse zum Verlauf des Frischbetondrucks und des Seitendruckbeiwertes des Betons SVB-101, welcher in leicht modifizierter Form auch bei den Stützenversuchen (Kapitel 3) eingesetzt wurde, sind in Bild 4.48 dargestellt. Der Verlauf des Horizontaldrucks und des Seitendruckbeiwertes entspricht weitestgehend dem Referenzversuch SVB-1.

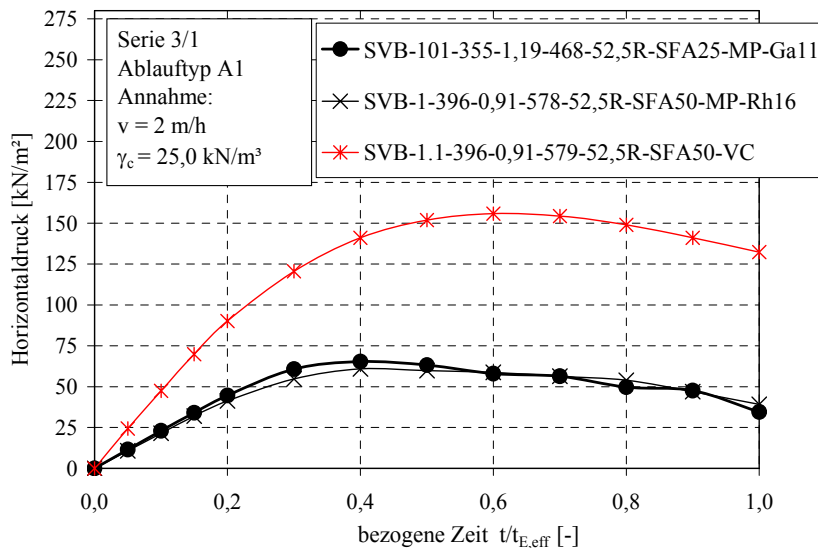


Bild 4.48: Horizontaldruck des SVB-101 (Serie 3/1)

Bei den Stützenversuchen in Kapitel 3 betrug bei einer Betoniergeschwindigkeit von 12,5 m/h die bezogene Betonierdauer $t/t_{E,eff} \approx 0,1$. Am untersten Messpunkt stellte sich

ein Horizontaldruck von ca. 75 % des hydrostatischen Drucks ein. Im Gegensatz dazu betrug bei dem Simulationsversuch SVB-101 der Horizontaldruck zu einem vergleichbaren Zeitpunkt noch annähernd 100 % des hydrostatischen Wertes (vgl. Bild 4.49). Erst zu einem Zeitpunkt von $t/t_{E,eff} \approx 0,35$ wurden hier die 75 % erreicht. Dieses Verhalten ist nicht ausschließlich mit eventuellen Einflüssen durch unterschiedliche Belastungsvorgänge oder mit Wasserverlust in der Stützenschalung zu erklären. Auch ist zu bemerken, dass die Frischbetoneigenschaften und der Einbauzeitpunkt bei beiden Versuchen in etwa konstant waren. Es ist wahrscheinlich, dass der Vertikaldruck durch den Reibungswiderstand zwischen Beton und Schalung bzw. Bewehrung deutlich vermindert wird und sich damit auch der einwirkende Horizontaldruck reduziert.

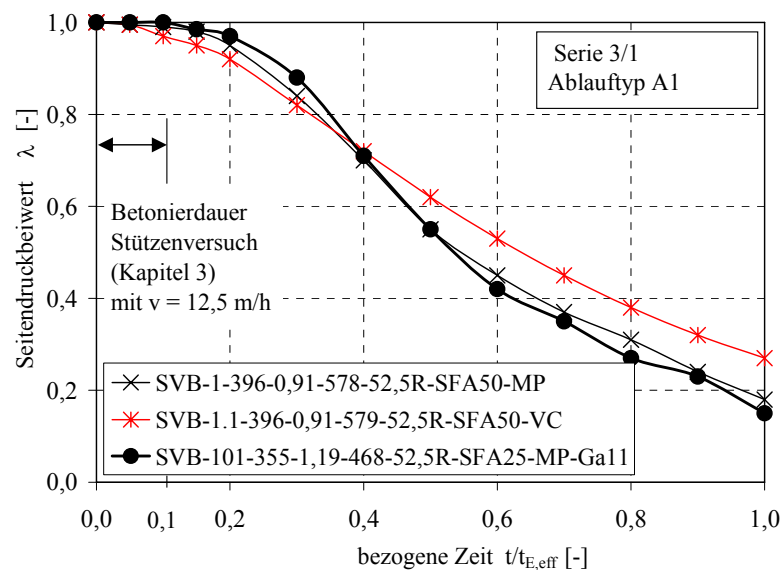


Bild 4.49: Seitendruckbeiwert des SVB-101 (Serie 3/1)

4.4.5 Abschätzung des Winkels der inneren Reibung des Frischbetons

Zur Berechnung des Schalungsdrucks mit bodenmechanischen Modellen sind vor allem die Kohäsion und der Winkel der inneren Reibung des Frischbetons von Interesse. Diese Parameter stellen Widerstandsgrößen des Betons dar, bei denen die Schergeschwindigkeit theoretisch null ist. In Kapitel 2.6.3 wurde bereits darauf hingewiesen, dass der Frischbetondruck bei unverschieblichen Schalungswänden (Erdruchdruck) lediglich von der Querdehnzahl bzw. dem Reibungswinkel beeinflusst wird. Mit zunehmender Schalungsverformung gewinnt jedoch die Kohäsion an Bedeutung.

Bild 4.50 zeigt den prinzipiellen Einfluss der Zeit auf die Schubspannungen im Scherversuch τ sowie den Winkel der inneren Reibung φ von Frischbeton. Mit zunehmender Zeit erhöht sich sowohl die Fließgrenze und die plastische Viskosität als auch der Winkel der inneren Reibung des Betons.

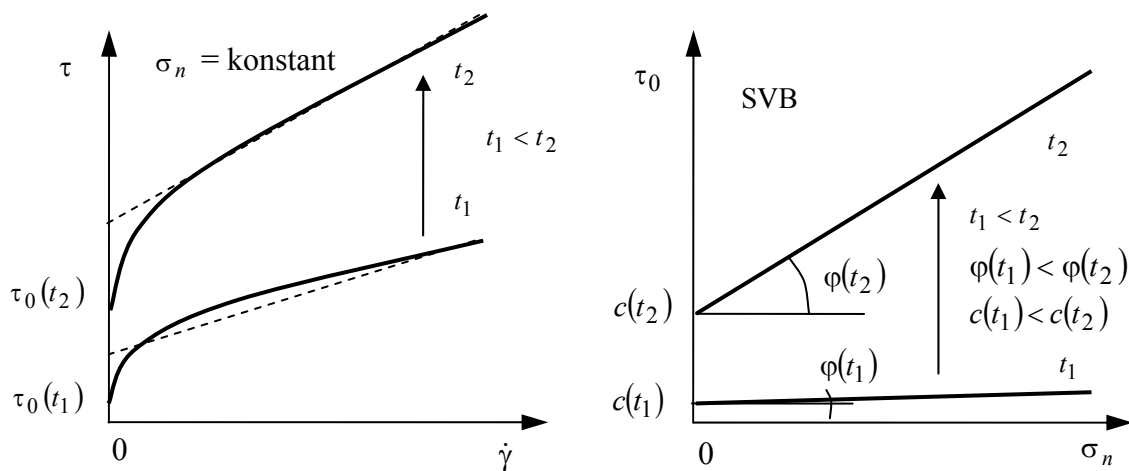


Bild 4.50: links: Einfluss der Zeit t und der Schergeschwindigkeit $\dot{\gamma}$ auf die Schubspannungen τ von SVB im Scherversuch nach Zhuguo (2001)
rechts: Einfluss der Zeit t und der Normalkraft σ_n auf die Fließgrenze τ_0 bzw. den Winkel der inneren Reibung φ von SVB

Der innere Reibungswinkel φ kann aus den Ergebnissen zum Seitendruckbeiwert nach Kapitel 4.4 unter Ansatz der in Kapitel 2 vorgestellten vorhandenen bodenmechanischen Verfahren berechnet werden. Verwendung finden die nachfolgenden Gleichungen (4.10) bis (4.13) zum Erdruchdruck (nach Jacky) sowie zum aktiven Erddruck (nach Coulomb) unter Annahme einer Kohäsion von $c = 0$ (vgl. Kapitel 2.6.3). Eine im Beton tatsächlich vorhandene Kohäsionswirkung c ist in einem erhöhten rechnerischen Reibungswinkel φ_{ges} bereits enthalten. In Bild 4.51 ist zu erkennen, dass der effektive Reibungswinkel φ_{ges} theoretisch vom jeweiligen Spannungsniveau σ_n abhängig ist.

$$\lambda = 1 - \sin \varphi \quad (\text{Ruhedruck}) \quad (4.10)$$

$$\varphi_{ges} = \arcsin(1 - \lambda) \quad (4.11)$$

$$\lambda = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \quad (\text{aktiver Betondruck}) \quad (4.12)$$

$$\varphi_{ges} = 2 \cdot \left(-\arctan(\sqrt{\lambda}) + \frac{\pi}{4}\right) \quad (4.13)$$

Die an der KVA durchgeführten Vorversuche sowie die in Kapitel 4.4.3 vorgestellten Versuche zeigten, dass bei einer vergleichsweise wenig verformbaren Schalung der Seitendruckbeiwert des Frischbetons bis etwa zum Erstarrungsbeginn nahezu unabhängig von der Vertikallast ist. Daraus ist zu schließen, dass die Kohäsion in diesem Fall keinen signifikanten Einfluss auf den Frischbetondruck bei hohen und massigen Bauteilen ausübt.

Bei der Ableitung des Reibungswinkels φ_{ges} aus den Versuchsergebnissen wurden mögliche Einflüsse aus der Vorverformung zunächst (auf der sicheren Seite liegend) vernachlässigt.

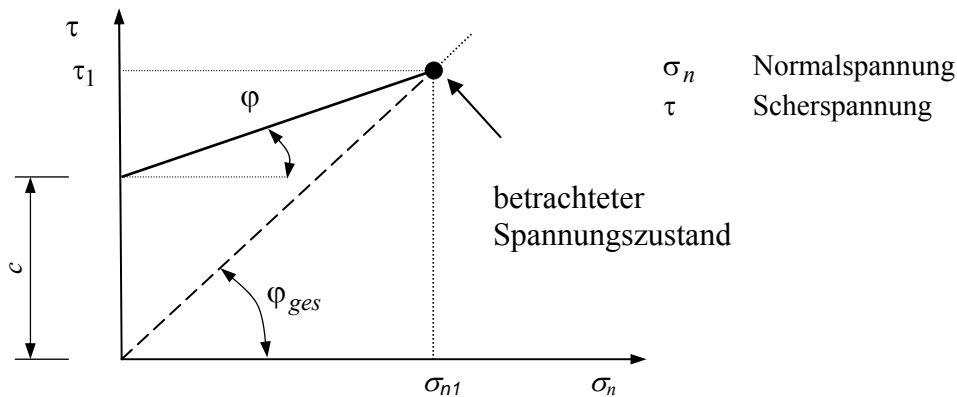


Bild 4.51: Zusammenhang zwischen dem inneren Reibungswinkel φ und φ_{ges} und der Kohäsion c im Scherdiagramm

Der innere Reibungswinkel φ_{ges} ist gleichzeitig ein Maß für den maximal möglichen Reibungsbeiwert μ_{max} zwischen Beton und einer zugehörigen Oberfläche (Schalung). Der theoretisch maximal mögliche Reibungsbeiwert ergibt sich zu:

$$\mu_{max} = \tan(\varphi_{ges}) \quad (4.14)$$

In Bild 4.52 ist die Entwicklung des Reibungswinkels φ_{ges} und des maximal möglichen Reibungsbeiwertes μ_{max} der Betone SVB-1, SVB-1.1 und SVB-1.3 unter Annahme von aktivem Betondruck dargestellt. Es zeigt sich, dass der Beton mit einem geringeren Setzfließmaß (SVB-1.3) bereits zum sehr frühen Zeitpunkt einen signifikanten Reibungswiderstand aufweist. Demgegenüber entwickelt sich bei den Betonen SVB-1 und SVB-1.1 der Reibungswiderstand vergleichsweise spät.

Geringe Änderungen des Reibungswinkels φ_{ges} bzw. kleine Änderungen von λ beeinflussen den Reibungsbeiwert μ_{max} signifikant (vgl. Bild 4.52). Dies bekräftigt die Vermutung, dass bei Bauteilen mit großen Querschnitten das Setzfließmaß zum frühen Zeitpunkt keinen signifikanten Einfluss auf den Frischbetondruck hat. Hingegen ist bei schlanken und stark bewehrten Bauteilen ein deutlicher Einfluss des Setzfließmaßes zu erwarten, da durch Reibung zwischen Beton und Schalung bzw. Bewehrung der vertikale Frischbetondruck deutlich reduziert werden kann.

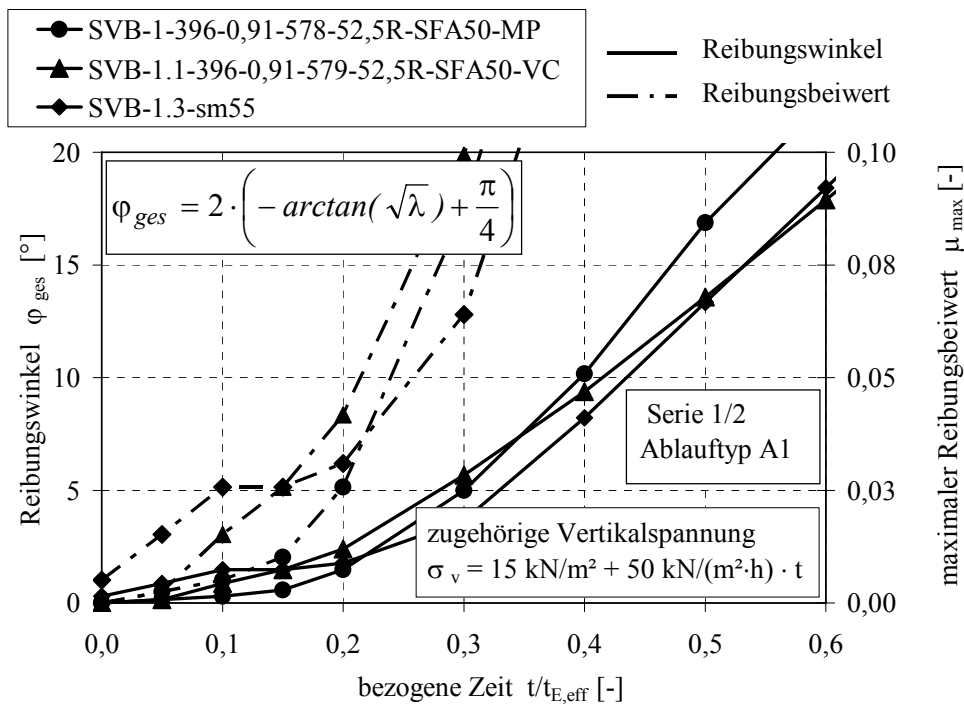


Bild 4.52: Entwicklung des Reibungswinkels φ_{ges} sowie des maximal möglichen Reibungsbeiwerts μ_{max} unter Annahme aktiven Erddrucks bzw. der Gleichungen (4.13) und (4.14)

Die Berechnung des Reibungswinkels φ_{ges} unter Ansatz von Ruhedruck bzw. aktivem Betondruck führt insbesondere zum Zeitpunkt nach $0,2 \cdot t/t_{eff}$ zu signifikant unterschiedlichen Ergebnissen (vgl. Bild 4.53). Dies deckt sich mit den Beobachtungen zum Einfluss der Schalungsverformungen auf den Frischbetondruck (vgl. Kapitel 4.4.3). Auch hier hatte die Schalungsverformung erst ab dem Zeitpunkt $0,2 \cdot t/t_{eff}$ signifikante Auswirkungen auf den Seitendruckbeiwert bzw. den Horizontaldruck.

Der im Beton tatsächlich vorhandene Reibungswinkel φ_{ges} kann auf Grundlage der Versuche mit nachgiebiger Schalung unter Annahme von aktivem Betondruck bzw. Gleichung (4.13) berechnet werden. In Bild 4.54 ist ersichtlich, dass bis zu einem Zeitpunkt $0,50 \cdot t/t_{eff}$ die Rechenwerte des Reibungswinkels sehr gut mit den Ergebnissen der vergleichsweise starren Schalung übereinstimmen. Da bei den Materialversuchen zum Seitendruckbeiwert (Ablauftyp A1 und A3) bereits vor dem Zeitpunkt $0,50 \cdot t/t_{eff}$ der Maximalwert des Horizontaldrucks näherungsweise erreicht wurde, kann zur Berechnung dieses Grenzwertes in der Regel von einem aktiven Druckzustand ausgegangen werden.

Die unverhältnismäßig hohen Reibungswinkel bei nachgiebiger Schalung und einer Zeit größer $0,6 \cdot t/t_{eff}$ sind mit der Entwicklung der Zugfestigkeit bzw. zunehmender Kohäsion zu erklären, welche hier im Reibungswinkel φ_{ges} mit erfasst sind.

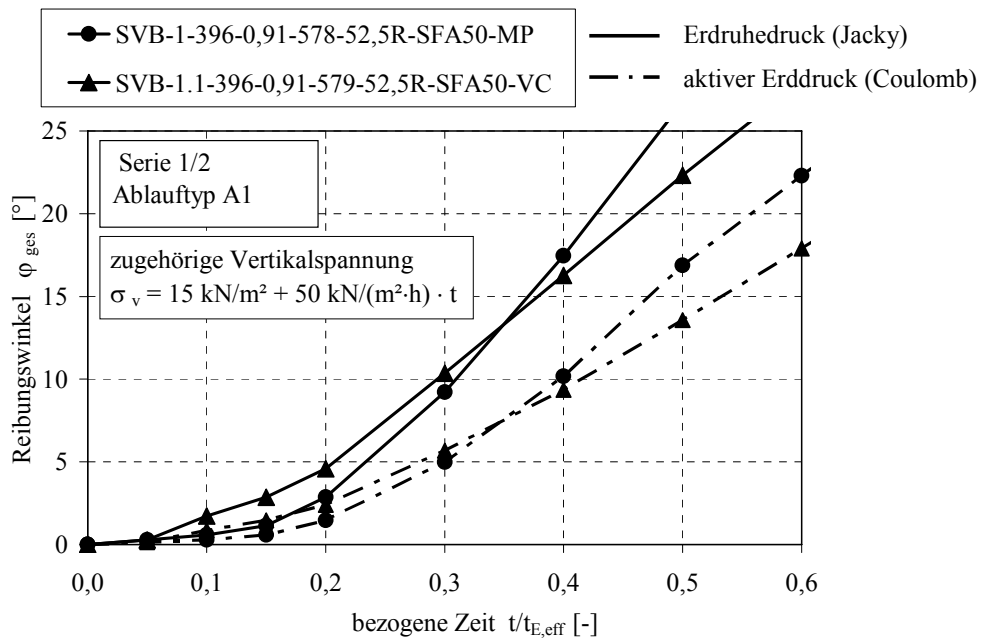


Bild 4.53: Entwicklung des Reibungswinkels φ_{ges} unter Annahme des Erdruehdruks und des aktiven Erddrucks entsprechend den Gleichungen (4.11) und (4.13)

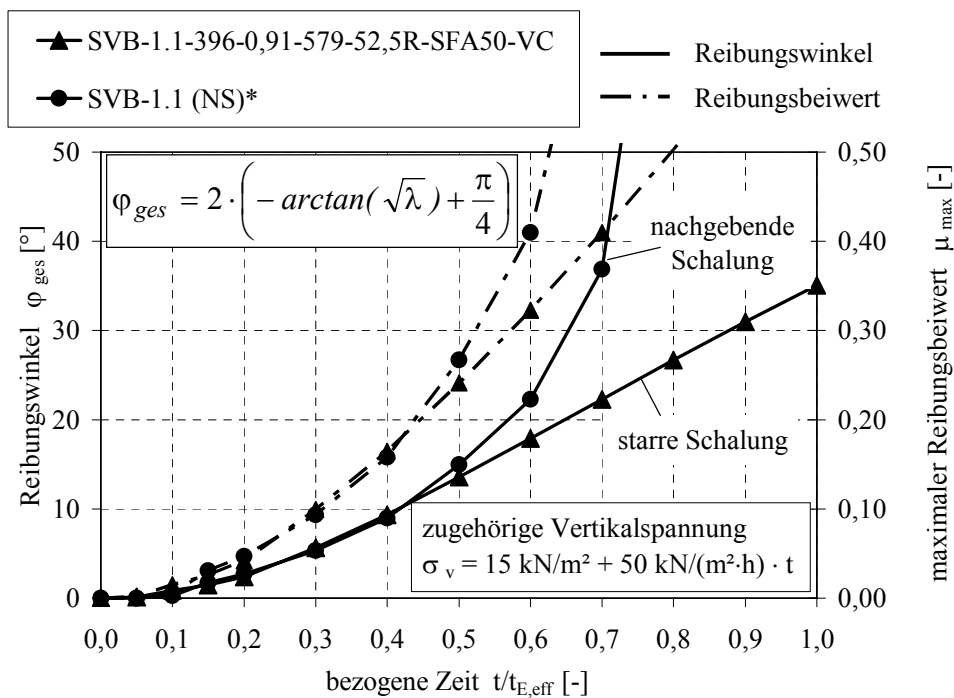


Bild 4.54: Entwicklung des Reibungswinkels φ_{ges} unter Annahme eines aktiven Erddrucks entsprechend Gleichung (4.13) für eine starre und für eine nachgebende Schalung

4.4.6 Statistische Auswertung

Aus dem Verlauf der Seitendruckbeiwerte $\lambda(t)$ aller Versuche des Ablauftyps A wurden die bezogenen maximalen Frischbetondrücke bzw. die Beiwerte $\bar{\lambda}_{tot}$ abgeleitet (vgl. Kapitel 4.4.1) und in Tabelle 4.7, Kapitel 4.4.1, zusammengestellt. Die statistische Verteilung der bezogenen Größe $\bar{\lambda}_{tot,E}$ aller Versuche der Ablauftypen A1 und A3 für Selbstverdichtende Betone mit $sm \geq 68$ cm ist in Bild 4.55 dargestellt. Die auf den Erstarrungsbeginn nach Knetbeutelverfahren bezogenen Werte $\bar{\lambda}_{tot,A,KB}$ sind aus Bild 4.56 ersichtlich.

Als statistische Verteilung der Beiwerte $\bar{\lambda}_{tot}$ liefert die Normalverteilung recht plausible Ergebnisse und wird daher nachfolgend in Ansatz gebracht.

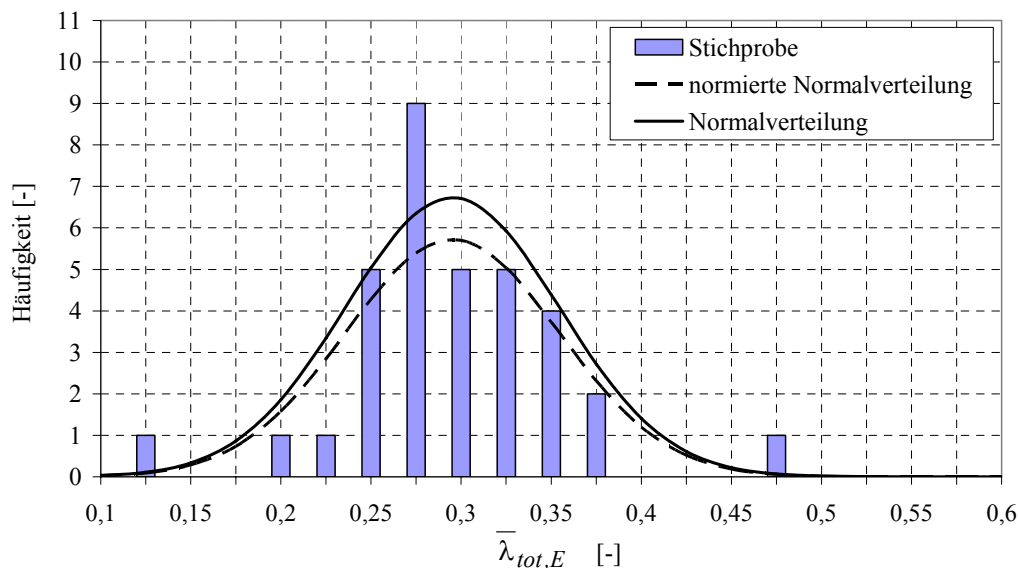


Bild 4.55: Beiwerte $\bar{\lambda}_{tot}$ aller Versuche der Ablauftypen A1 und A3 für SVB mit $sm \geq 68$ cm, bezogen auf das Erstarrungsende des Betons mit Vicat-Versuch nach DIN EN 480-2 (2006)

Aus Tabelle 4.8 ist ersichtlich, dass der Mittelwert von $\bar{\lambda}_{tot,E}$ mit ca. 0,3 wesentlich geringer ist als $\bar{\lambda}_{tot,A,KB}$ mit zirka 0,7. Es wurden demnach im Mittel Horizontaldrücke gemessen, welche 30 % und 70 % des hydrostatischen Druckes, bezogen auf die Betonierhöhe bei Erreichen des Erstarrungsende nach Vicat bzw. des Erstarrungsbeginns nach Knetbeutelverfahren, betragen.

Interessanterweise beträgt der Variationskoeffizient bei beiden Kenngrößen zirka 0,2. Da ein linearer Zusammenhang zwischen $\bar{\lambda}_{tot}$ und $\sigma_{h,max}$ besteht, kann somit der horizontale Frischbetondruck mit beiden Kenngrößen gleichwertig beschrieben werden, wobei hier eine mögliche Silowirkung vernachlässigt wird. Aufgrund des relativ großen Variationskoeffizienten liegen die rechnerischen 98%-Quantilwerte zirka 40 % über den Mittelwerten.

Bei einer differenzierteren statistischen Auswertung von $\bar{\lambda}_{tot,E}$ mit Berücksichtigung der Erschütterungswirkung verringern sich die Variationskoeffizienten gegenüber der allgemeinen Auswertung von 20 % auf zirka 15 % (vgl. Tabelle 4.9). Der Mittelwert von $\bar{\lambda}_{tot,E}$ „mit Erschütterungen“ liegt um 35 % höher als der „ohne Erschütterungen“ und ca. 25 % oberhalb des Mittelwertes aller Versuche.

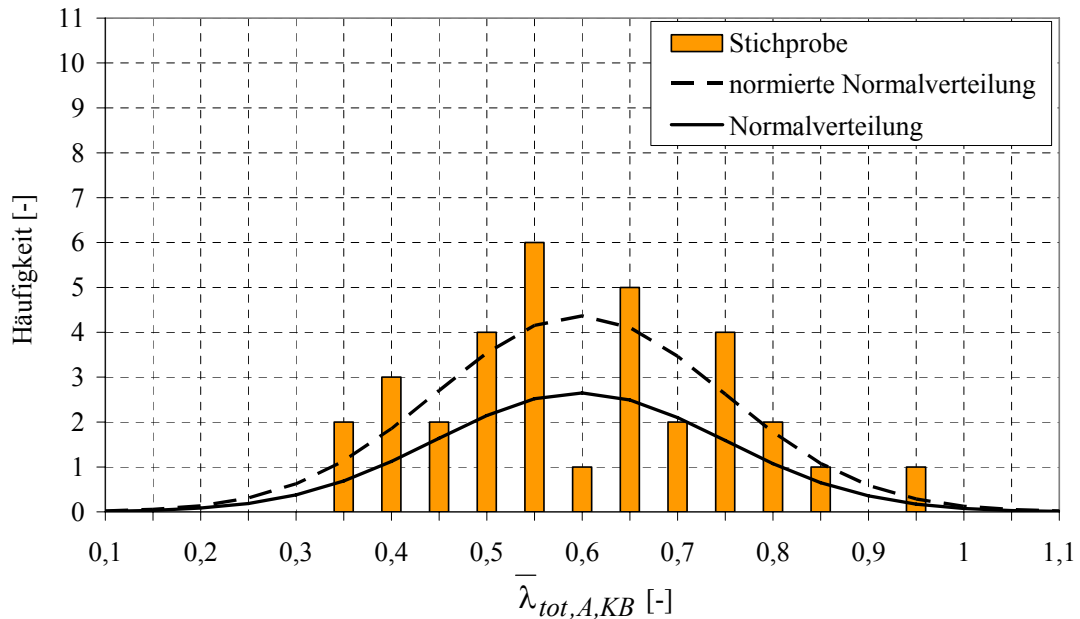


Bild 4.56: Ermittelte Beiwerte $\bar{\lambda}_{tot}$, aller Versuche der Ablauftypen A1 und A3 für Selbstverdichtende Betone mit $sm \geq 68$ cm, bezogen auf den Erstarrungsbeginn mit Knetbeutelverfahren

SVB			$\bar{\lambda}_{tot,E}$	$\bar{\lambda}_{tot,A,KB}$
Verteilung		[-]	Normalverteilung	Normalverteilung
Mittelwert	m	[-]	0,30	0,70
Standardabweichung	S	[-]	0,06	0,15
Variationskoeffizient	V	[-]	0,20	0,22
Streuung	Var	[-]	0,004	0,023
5%-Quantilwert		[-]	0,20	0,45
95%-Quantilwert		[-]	0,39	0,95
98%-Quantilwert		[-]	0,42	1,01

Tabelle 4.8: Kenngrößen der statistischen Auswertung von $\bar{\lambda}_{tot}$ aller Versuche der Ablauftypen A1 und A3 für SVB mit $sm \geq 68$ cm

SVB			$\bar{\lambda}_{tot,E}$ (ohne Erschütterung)	$\bar{\lambda}_{tot,E}$ (mit Erschütterung)
Verteilung		[-]	Normalverteilung	Normalverteilung
Mittelwert	m	[-]	0,28	0,38
Standardabweichung	S	[-]	0,05	0,06
Variationskoeffizient	V	[-]	0,16	0,15
Streuung	Var	[-]	0,002	0,003
5%-Quantilwert		[-]	0,20	0,29
95%-Quantilwert		[-]	0,36	0,48
98%-Quantilwert		[-]	0,37	0,50

Tabelle 4.9: Kenngrößen der statistischen Auswertung von $\bar{\lambda}_{tot}$ aller Versuche der Ablauftypen A1 und A3 für SVB mit $sm \geq 68$ cm differenziert nach Versuchen mit und ohne Erschütterungseinwirkung

Eine Gegenüberstellung der im Versuch ermittelten Seitendruckbeiwerte λ zum Betonierbeginn mit den Ergebnissen von Specht (1973) sowie den Ansätzen nach DIN 18218 (1980) für Betone verschiedener Konsistenzbereiche zeigt Tabelle 4.10. Es ist ersichtlich, dass die in den eigenen Versuchen ermittelten λ -Werte zu Betonierbeginn signifikant größer sind als die Werte nach Specht (1973) bzw. DIN 18218 (1980). Es ist hier allerdings zu bemerken, dass die Vertikalspannungen in den eigenen Versuchen signifikant höher waren als nach Specht (1973). Dazu können Unterschiede in den Versuchsapparaturen zur den Abweichungen geführt haben. Die eigenen Messergebnisse erscheinen jedoch plausibel. Bereits ein Kiesgemisch mit einem Reibungswinkel von $\varphi = 40^\circ$ (ohne Kohäsion) weist einen Seitendruckbeiwert im Bereich von 0,22 bis 0,35 (aktiver Erddruck bzw. Erdruhedruck) auf. Demgegenüber erscheint ein Seitendruckbeiwert für Rüttelbeton von 0,08 extrem niedrig.

In Tabelle 4.10 wurde weiterhin ein Vergleich der Gesamtseitendruckbeiwerte $\bar{\lambda}_{tot,E}$ vorgenommen. Die Ergebnisse der Betone mit den Konsistenzklassen F1, F3 und F5 zeigen jedoch, dass in der Realität deutlich höhere $\bar{\lambda}_{tot,E}$ -Werte auftreten, als der DIN 18 218 (1980) zugrunde liegen. Durch den Ansatz der Vibrationszuschläge in DIN 18 218 (1980) erreichen die rechnerischen Frischbetondrucke jedoch plausiblere Werte.

		Versuch ³⁾	Festlegungen in DIN 18218 (1980) bzw. Specht (1981)	Versuche in Specht (1973) ⁴⁾
λ zum Zeitpunkt $t = 0$ ⁵⁾	F1	0,35	0,08	0,13
	F2	0,81	0,16	0,55
	F3	0,88	0,22	-
	F4	1,00	0,27	0,85
	F5	1,00	-	-
	SVB	1,00	-	-
$\bar{\lambda}_{tot,E}$ ^{5) 7)}	F1	0,17	0,02 (0,10) ⁶⁾	0,02
	F2	0,13 ¹⁾	0,08 (0,13) ⁶⁾	0,12
	F3	0,23	0,11 (0,16) ⁶⁾	-
	F4	0,14 ¹⁾	0,14 (0,18) ⁶⁾	0,16
	F5	0,28	-	-
	SVB	0,30 ²⁾	-	-
¹⁾ Druckminderung infolge Wasserverlust in der Versuchsapparatur ²⁾ Mittelwert aller Versuche ³⁾ Vertikalspannung im Bereich von 25 kN/m ² bis 250 kN/m ² ⁴⁾ maximale Vertikalspannung ca. 20 kN/m ² , häufige Be- und Entlastungen ⁵⁾ ohne Berücksichtigung von Vibrationsenergie; ⁶⁾ nach Bemessungsdiagramm DIN 18218 (1980) unter Berücksichtigung der Vibrationsenergie, Erstarrungsende 5 h, Betoniergeschwindigkeit 3 m/h ⁷⁾ Bezug nehmend auf ein Erstarrungsende t_E entsprechend DIN EN 480-2 (2006), da unzureichende Definition des Erstarrungsendes in DIN 18218 (1980) und Specht (1981)				

Tabelle 4.10: Gegenüberstellung der im Versuch ermittelten Seitendruckbeiwerte zum Betonierbeginn mit den Ergebnissen von Specht (1973) sowie den Ansätzen nach DIN 18218 (1980) und Vergleich der Gesamtseitendruckbeiwerte $\bar{\lambda}_{tot,E}$

4.4.7 Zusammenfassung der Untersuchungsergebnisse zum Seitendruckbeiwert

In den durchgeführten Untersuchungen wurde deutlich, dass sowohl die Mischungszusammensetzung als auch die Randbedingungen der Versuche einen signifikanten Einfluss auf die Belastung lotrechter Schalungen haben.

Zum Zeitpunkt des Betoneinbaus wies der Frischbeton stets einen Seitendruckbeiwert von $\lambda = 1,0$ und damit hydrostatisches Verhalten auf. Im weiteren Verlauf verringerte sich der Seitendruckbeiwert infolge des Ansteifens und Erstarrens, wodurch sich bei Vertikallaststeigerung der Anstieg des Horizontaldrucks reduzierte. Bei konstanter Belastungsgeschwindigkeit wurde der überwiegende Teil des maximalen Frischbetondrucks bereits zum Zeitpunkt des Erstarrungsbeginns (Knetbeutelverfahren) erreicht.

Hinsichtlich der Mischungszusammensetzung bei in der Praxis eingesetzten Selbstverdichtenden Betonen beeinflussen insbesondere die Parameter Wasser-Zement-Wert, Fließmitteltyp, Zementtyp sowie Art und Menge des Betonzusatzstoffes den Frischbetondruck. Als integrale Größe wurden hier die Erstarrungszeiten identifiziert. Der mit verschiedenen Prüfverfahren ermittelte Erstarrungsbeginn sowie das Erstarrungsende korrelierten sehr gut mit dem gemessenen Horizontaldruck, unter der Voraussetzung gleicher Versuchsbedingungen.

Neben der Mischungszusammensetzung wurde weiterhin ein signifikanter Einfluss der Randbedingungen der Versuche auf den maximalen Horizontaldruck festgestellt. Zu nennen sind hier insbesondere die simulierte Betoniergeschwindigkeit (Belastungsgeschwindigkeit), der Einbauzeitpunkt des Betons sowie auftretende Erschütterungen. Durch die Schalungsverformungen wurde der Maximaldruck lediglich gering beeinflusst. Demgegenüber reduzierte sich der Druckzustand nach dem Erreichen des Erstarrungsbeginns durch ein Nachgeben der Schalung gegenüber einer eher unnachgiebigen Schalung signifikant.

Die eingeführte integrale Größe $\bar{\lambda}_{tot}$ stellt den maximalen Horizontaldruck, bezogen auf das Produkt von Betoniergeschwindigkeit, Frischbetonwichte und jeweils gewählter Erstarrungszeit, dar. In Abhängigkeit der gewählten Betonzusammensetzung sowie der Randbedingungen kann $\bar{\lambda}_{tot}$ variieren. Die Streuungen von $\bar{\lambda}_{tot}$ sind bei sicherheitstheoretischen Überlegungen zur Bemessung der Schalungen zu berücksichtigen.

4.5 Ergebnisse der Versuche zum Reibungsverhalten

4.5.1 Vorgehen zur Ergebnisanalyse

In Bild 4.57 ist der Verlauf der ermittelten Schubspannungen zwischen Frischbeton und Schalungsschwert τ_m (vgl. Kapitel 4.2.8) in Abhängigkeit der gemessenen Vertikal- und Horizontalspannungen σ_v bzw. σ_h und der Auszugsgeschwindigkeit des Schalungsschwertes v_A am Beispiel der Rezeptur SVB-1 dargestellt. Entsprechend des Ablauftyps B1 (vgl. Kapitel 4.3.2) ergeben sich die unterschiedlichen Laststufen zum Prüfzeitpunkt $t \approx t_{A,KB}$.

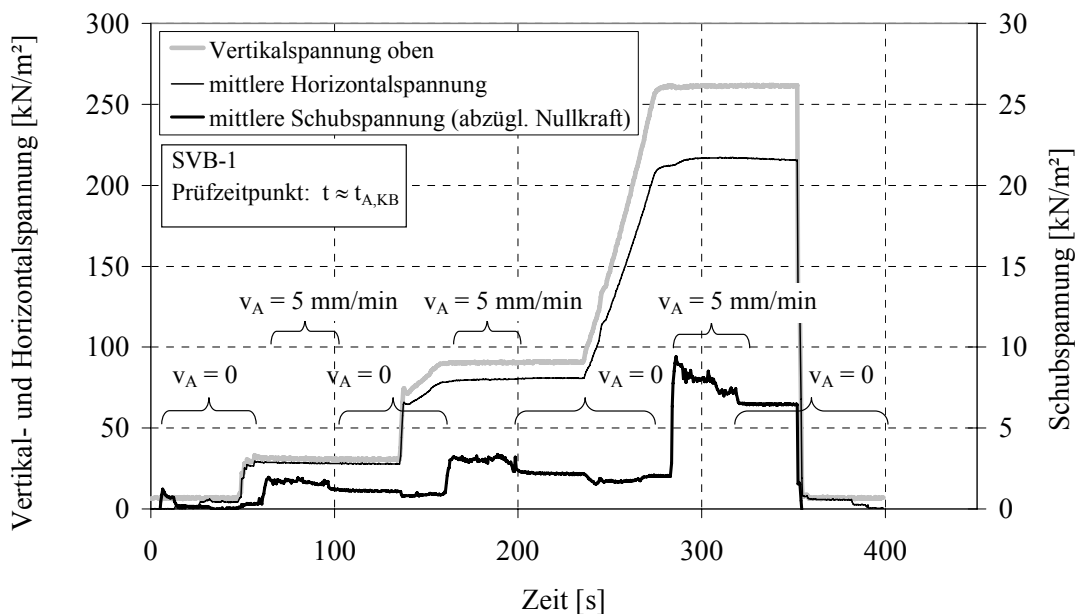


Bild 4.57: Verlauf der Schubspannungen τ_m bei Steigerung der Vertikal- und Horizontalspannungen am Beispiel der Rezeptur SVB-1 zum Prüfzeitpunkt $t \approx t_{A,KB}$

Je Laststufe wird der Maximalwert der Schubspannungen während des Ausziehvorgangs erreicht ($v_A = 5$ mm/min). In der Regel konnte nicht zwischen einer Haft- und Gleitreibung differenziert werden. Da bei Versuchsablauf B1 durch die Vertikallaststeigerung die Kontaktzone zwischen Frischbeton und Schalungsoberfläche signifikant gestört wurde, ist der Haftanteil in diesem Fall als sehr gering einzuschätzen.

Den Verlauf des Reibungsbeiwertes μ nach Gleichung (4.1) zeigt Bild 4.58. Es wird deutlich, dass sich der Reibungswiderstand nach Abschluss des Ausziehvorgangs reduziert und nachfolgend einen nahezu konstanten Wert erreicht. Da in einer realen Schalung die Schergeschwindigkeit zwischen dem Frischbeton und der Oberfläche als sehr gering einzuschätzen ist, wurde für die weiteren Untersuchungen stets dieser konstante „Plateauwert“ verwendet. Der zugehörige Abzugswert aus dem Nullversuch ist ebenfalls konstant. Die Schubspannungen und Reibungsbeiwerte aller Versuche am

Frischbeton enthält Anhang C, Tabelle A.13 bis Tabelle A.21. Die Verringerung der Schubspannungen im Ruhezustand ($v_A = 0$) ist vor allem auf die plastische Viskosität des Frischbetons (Reibungswiderstand infolge einer Schergeschwindigkeit) sowie auf Relaxationsvorgänge im Frischbeton zurückzuführen.

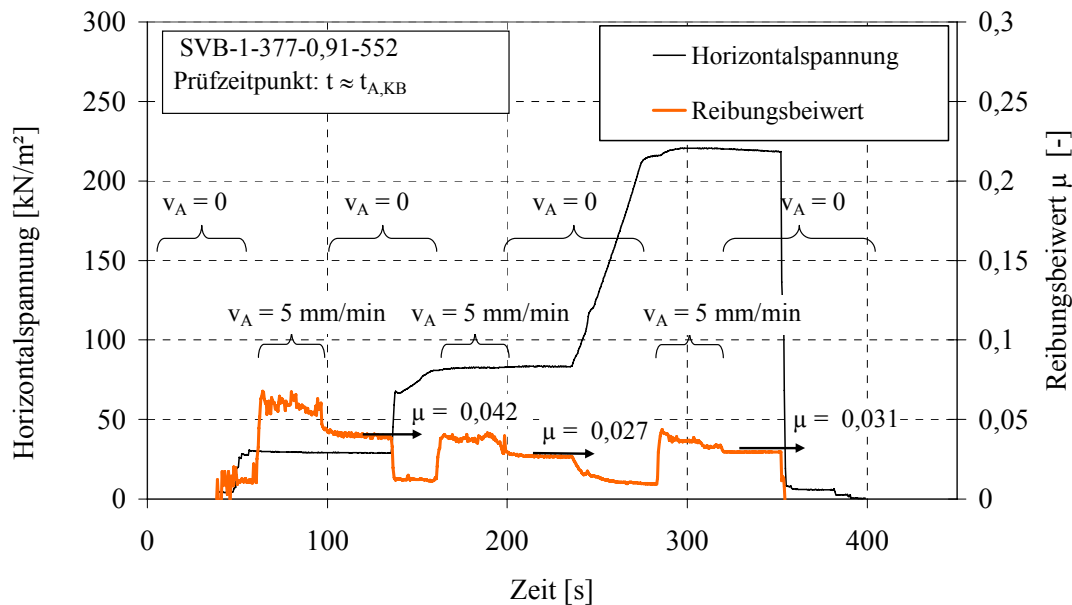


Bild 4.58: Verlauf des Reibungsbeiwertes am Beispiel der Mischung SVB-1 zum Prüfzeitpunkt $t = t_{A,KB}$

4.5.2 Ergebnisüberblick

In Bild 4.59 bzw. Bild 4.60 sind die in allen Versuchen der Ablaufgruppe B ermittelten Reibungsbeiwerte für Selbstverdichtende Betone mit einem Ausbreitmaß $sm \geq 68 \text{ cm}$ in Abhängigkeit der bezogenen Zeit $t/t_{E,eff}$ dargestellt. Die zugehörigen Vertikalspannungen in der Prüfmaschine betragen ca. 90 kN/m^2 . Dargestellt sind die Messwerte im Bereich $0 \leq t/t_{E,eff} \leq 0,6$, da lediglich in diesem Zeitraum die Reibung zwischen Frischbeton und Schalung bzw. Bewehrung den maximalen Frischbetondruck signifikant reduzieren kann.

Abgeleitet wurden die folgenden grundlegenden Tendenzen:

- Der Reibungsbeiwert μ zum Zeitpunkt des Betoneinbaus $t/t_{E,eff} = 0$ ist bei SVB in der Regel geringer als 0,005.
- Der Reibungsbeiwert in der Kontaktzone zwischen Frischbeton und glatter Oberfläche (ohne Bewehrung) ist im Zeitraum $t < 0,3 \cdot t_{E,eff}$ in der Regel geringer als 0,01 und erhöht sich bis zum Zeitpunkt $t = 0,6 \cdot t_{E,eff}$ auf bis zu 0,1. Zum Erstarrungsende werden bis zu 0,25 erreicht (nicht abgebildet, da nicht bemessungsrelevant).

- Der Reibungswiderstand unter Berücksichtigung der Bewehrung erhöht sich bis zum Zeitpunkt $t < 0,15 \cdot t_{E,eff}$ in der Regel auf über 0,01. Ab dem Zeitpunkt $t = 0,2 \cdot t_{E,eff}$ erfolgt dann ein signifikanter Anstieg von μ .
- Die Streuungen der Reibungsbeiwerte sind vergleichsweise groß.

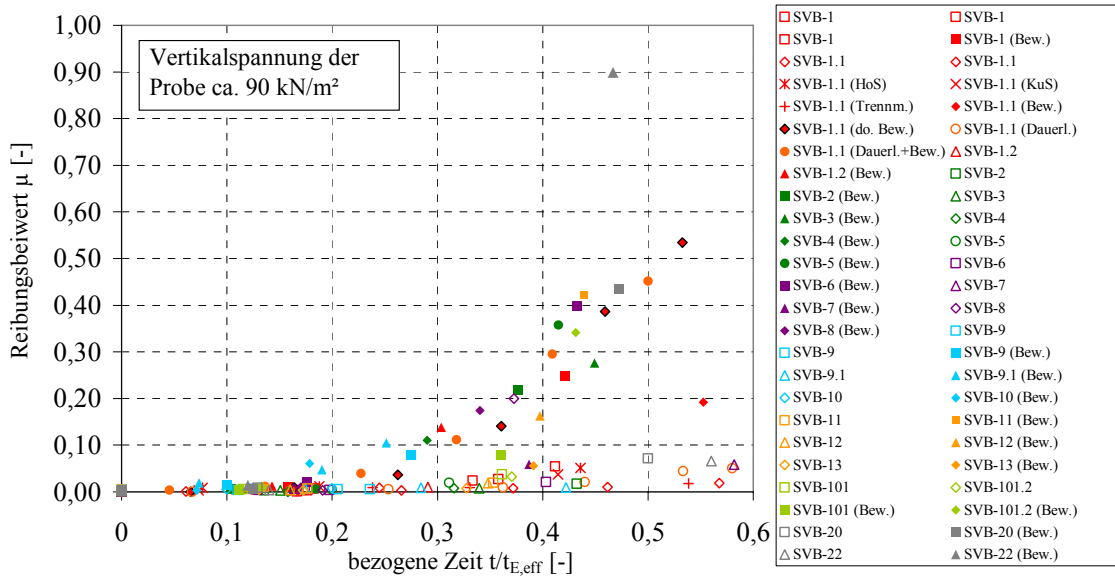


Bild 4.59: Grafische Darstellung aller durchgeführten Versuche zur Reibung (Versuchsgruppe B) an SVB-Rezepturen, Wertebereich $0 \leq \mu \leq 1,0$

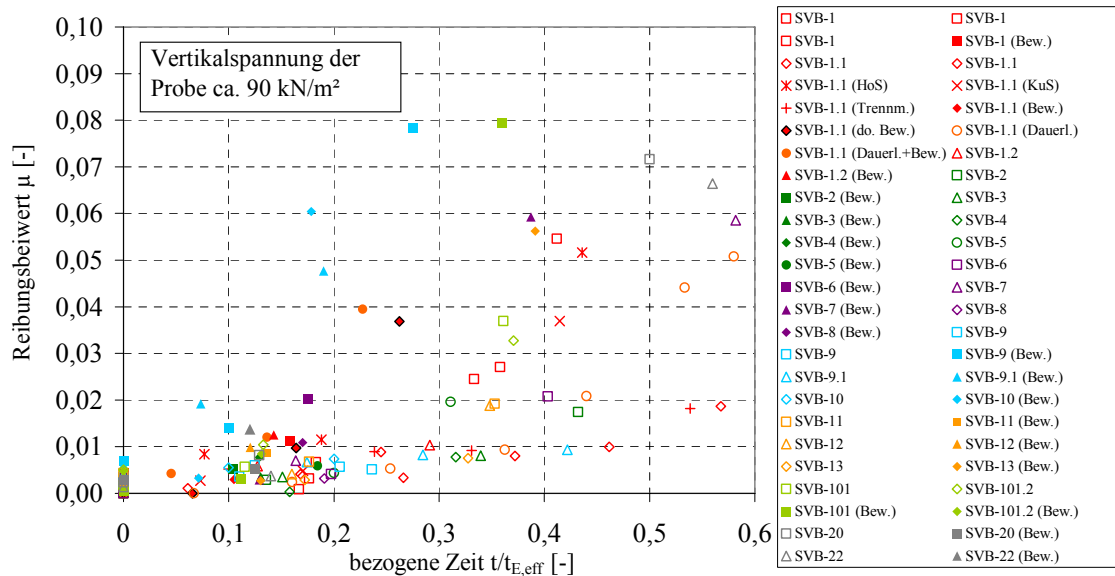


Bild 4.60: Grafische Darstellung aller durchgeführten Versuche zur Reibung (Versuchsgruppe B) an SVB-Rezepturen, Wertebereich $0 \leq \mu \leq 0,1$

Bei der Untersuchung der Probekörper wurde festgestellt, dass sich im Bereich der Oberfläche des Schalungsschwertes eine erhöhte Leimkonzentration herausbildete.

Einerseits ist dies mit der Reduzierung der Packungsdichte infolge des Wand-Effektes (siehe Kapitel 2.3.7.5) zu erklären. Zum anderen werden infolge der Relativverschiebung zwischen Schalung und Frischbeton die Gesteinskörnungen in das Innere des Bauteils zurückgedrängt (vgl. Bild 4.61). Es bildet sich dadurch ein Gleitfilm an der Schalungswand. Im Ruhezustand baut sich dieser Gleitfilm im Gegensatz zum Verhalten bei geschmierter Reibung nicht ab, da bei SVB die Gesteinskörnungen hydrostatischem Druckverhalten ausgesetzt sind und das Eigengewicht der Gesteinskörnungen parallel zur Schalungsebene wirkt. Im Gegensatz zu einer dichten Schalungsoberfläche könnte sich bei wasserdurchlässiger Oberfläche die schmierende Wirkung des Gleitfilms signifikant reduzieren.

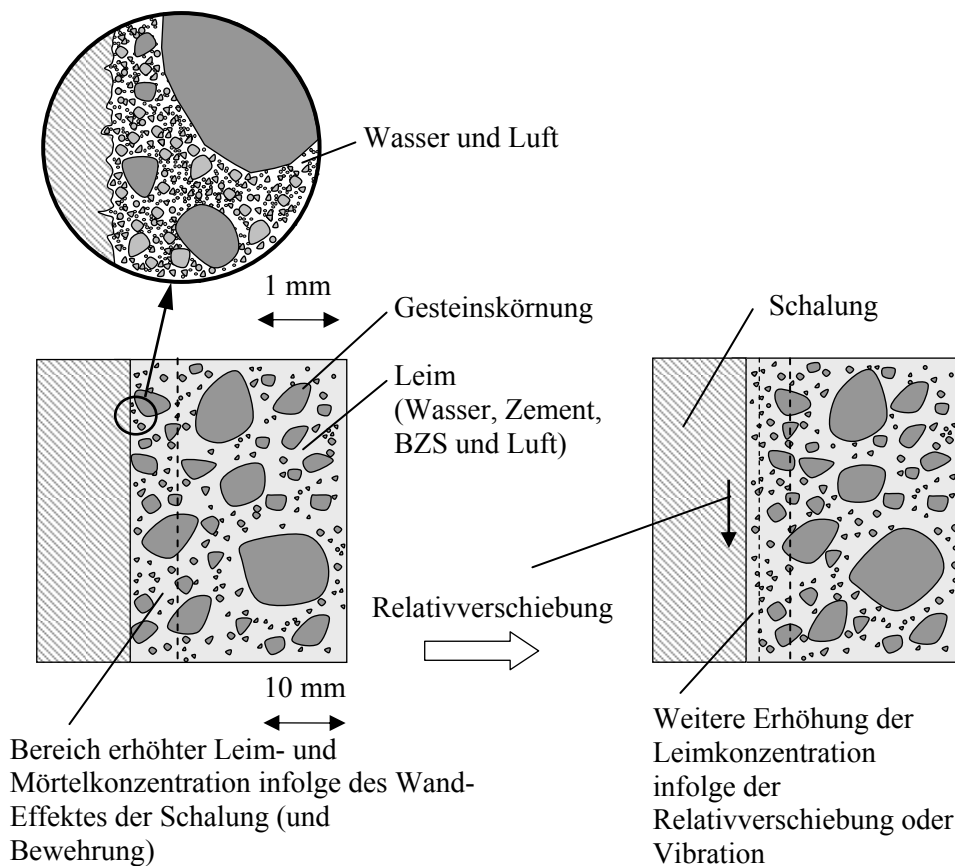


Bild 4.61: Kontaktzone zwischen Frischbeton und Schalung bei SVB vor und nach einer Relativverschiebung

4.5.3 Einfluss der Mischungsrezeptur (Versuchsgruppe 4-1)

Referenzbeton, Variation des Fließmittels, Variation des Wasser-Mehlkorn-Verhältnisses

Die Reibungsversuche an der Referenzmischung SVB-1 zeigten, dass zur bezogenen Zeit $t/t_{E,eff} < 0,15$ der Reibungsbeiwert mit $\mu < 0,005$ sehr gering ist und bis zum Erstarrungsbeginn nach dem Knetbeutelverfahren auf ca. 0,03 ansteigt (vgl. Bild 4.62).

Durch den Austausch des Fließmittels beim SVB-1.1 (Versuchsserie 1/2) ergab sich eine signifikante Verringerung des Reibungswiderstandes. Allerdings erreichte der Beton SVB-1.1 vergleichsweise spät den Erstarrungsbeginn nach dem Knetbeutelverfahren.

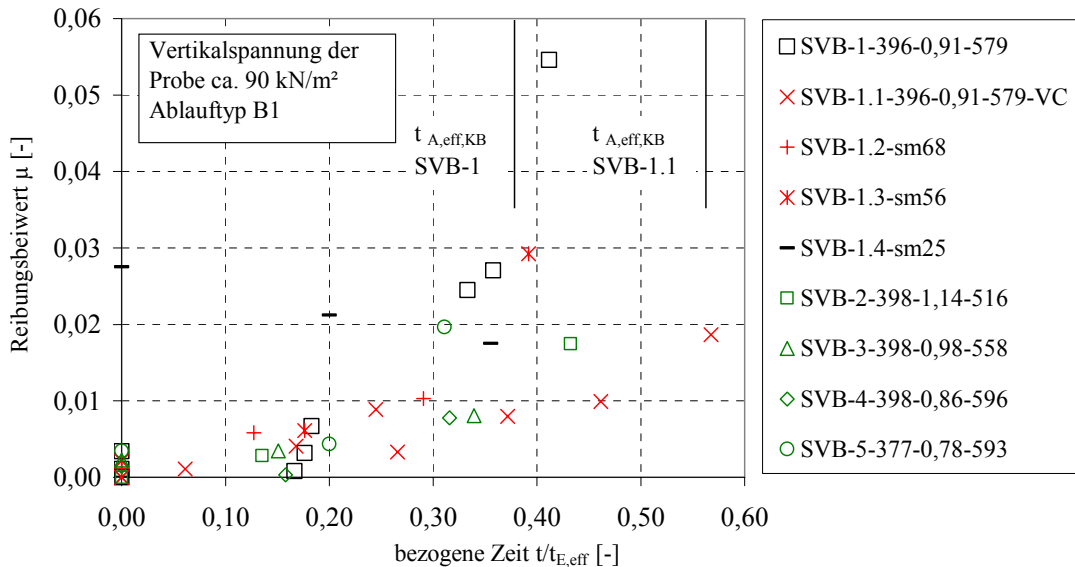


Bild 4.62: Reibungsbeiwerte bei Variation des Typs und der Menge des Fließmittels und des Wasser-Mehlkorn-Verhältnisses (Serie 1/1 bis 1/3) ohne Bewehrung

Die Verringerung des Setzfließmaßes bei den Betonen SVB-1.2, SVB-1.3 und SVB-1.4 durch eine Reduzierung der Fließmitteldosierung bewirkte lediglich bei einem Setzfließmaß von 25 cm einen signifikanten Anstieg des Reibungsbeiwertes. Jedoch wiesen die beiden letzteren Betone keine selbstverdichtenden Eigenschaften mehr auf.

Die Verringerung des Wasser-Mehlkorn-Verhältnisses bei den Betonen SVB-2 bis SVB-5 von 1,14 auf 0,78 (Versuchsserie 1/3) hatte keine signifikanten Veränderungen des Reibungswiderstandes, bezogen auf $t/t_{E,eff}$, zur Folge. Lediglich die Mischung SVB-5 mit sehr geringem Wassergehalt wies zum Zeitpunkt des Betoneinbaus einen geringfügig höheren Reibungswiderstand auf. Zu beachten ist, dass sich das Erstarrungsende mit variierendem Wasser-Mehlkorn-Verhältnis signifikant verändert.

Variation von Betonzusatzstoff, Zementart und Leimvolumen

Durch die Veränderung der Menge des Betonzusatzstoffes Steinkohlenflugasche bei den Mischungen SVB-6 und SVB-7 (Versuchsserie 1/4) ergaben sich keine signifikanten Veränderungen hinsichtlich des Verlaufs des Reibungsbeiwertes (vgl. Bild 4.63). Beim Austausch der Flugasche zugunsten des Kalksteinmehls betrug der Reibungsbeiwert des Betons SVB-8 zum Zeitpunkt $t/t_{E,eff} = 0,37$ bereits $\mu = 0,20$ und lag damit weit oberhalb der Referenzwerte. Allerdings wurde hier der Erstarrungsbeginn nach dem Knetbeutelverfahren bereits bei $t/t_{E,eff} = 0,23$ erreicht.

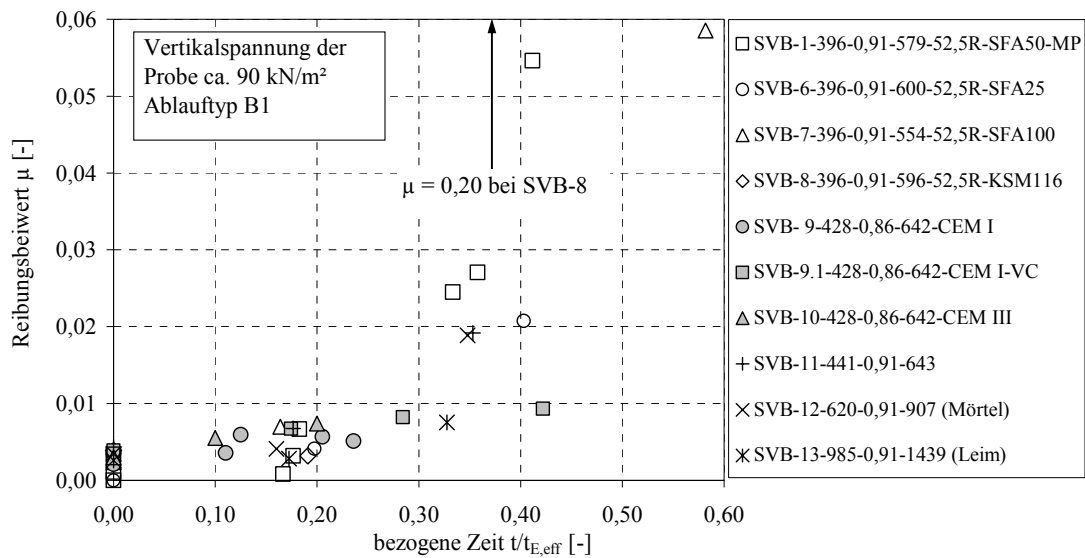


Bild 4.63: Reibungsbeiwerte bei Variation des Betonzusatzstoffes, der Zementart und des Leimgehaltes (Serie 1/4 bis 1/6) ohne Bewehrung

Bei der Variation der Zementart (Versuchsserie 1/5) waren keine signifikanten Veränderungen gegenüber dem Referenzversuch SVB-1 festzustellen. Bestenfalls im frühen Betonalter ergaben sich durch den Einsatz von CEM I 32,5 R und CEM III 32,5 N etwas höhere Reibungsbeiwerte. Bei letzterem Beton wurde allerdings der Erstarrungsbeginn nach dem Knetbeutelverfahren frühzeitig erreicht.

Eine Erhöhung des Leimgehaltes der Mischung SVB-1 (Versuchsserie 1/6) führte zu einer signifikanten Reduzierung des Reibungswiderstandes bei den Mischungen SVB-11, SVB-12 (Mörtel) und SVB-13 (Leim) insbesondere zum Zeitpunkt des Erstarrungsbeginns.

Variation des Größtkorns und des Ausbreitmaßes (Rüttelbeton)

Bei der Variation des Größtkorns der Gesteinskörnungen zwischen 8 mm und 32 mm waren keine signifikanten Unterschiede hinsichtlich des Reibungsbeiwertes festzustellen (vgl. Bild 4.64).

Die Untersuchungen an den Rüttelbetonen (Versuchsserie 1/8) zeigten, dass lediglich der Beton RB-1 mit einem vergleichsweise kleinen Ausbreitmaß von 32 cm einen signifikant höheren Reibungswiderstand als die Selbstverdichtenden Betone hervorrief. Der anfängliche Reibungsbeiwert von $\mu \approx 0,05$ am verdichteten Beton RB-1 reduzierte sich durch eine zusätzliche Vibration am Schalungsschwert signifikant. Durch die nachträgliche Vibration verstärkte sich die Leimschicht am Schalungsschwert, da sich die Gesteinskörnungen von der vertikalen Oberfläche entfernten (vgl. Bild 4.61). Es muss daher davon ausgegangen werden, dass die Neigung der Schalungsoberfläche insbesondere bei Rüttelbetonen einen signifikanten Einfluss auf den Reibungswiderstand ausübt.

Mit dem Einfluss der Vibrationsverdichtung sind ebenfalls die geringen Reibungswiderstände der Betone RB-3 und RB-5 zu erklären.

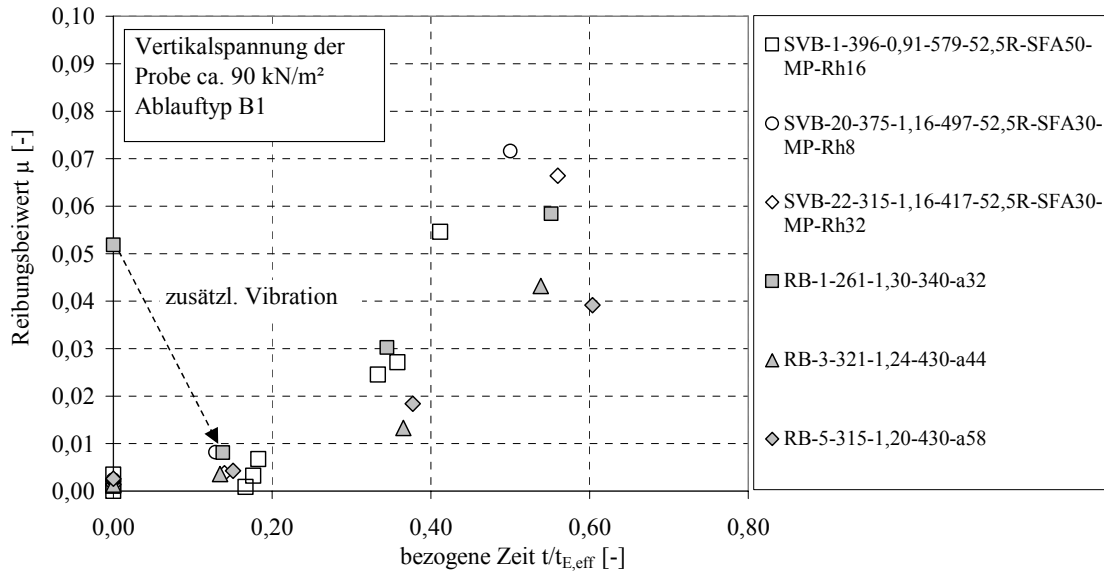


Bild 4.64: Reibungsbeiwerte bei Variation des Größtkorndurchmessers bei SVB und des Ausbreitmaßes bei Rüttelbeton (Serie 1/7 und 1/8) ohne Bewehrung

4.5.4 Von der Mischungsrezeptur unabhängige Einflüsse (Versuchsgruppe 4-2)

Variation der Schalungsoberfläche und des Trennmittels

Bei dem Einsatz verschiedener Schalungsoberflächen (Versuchsserie 2/4) rief die beschichtete Holzschalung einen etwas höheren Reibungswiderstand hervor als die Kunststoffschalung und vor allem die Stahlschalung (vgl. Bild 4.65). Ein signifikanter Einfluss der Oberflächenrauigkeit kann ausgeschlossen werden, da die entsprechenden Kennwerte der Stahlschalung und der beschichteten Holzschalung nur geringfügig voneinander abweichen (vgl. Tabelle 4.1). Vermutlich wird durch die Saugfähigkeit der Holzschalung der Wassergehalt in der Kontaktzone Frischbeton-Schalung etwas reduziert, wodurch sich der Reibungswiderstand erhöht. Ein weiterer Grund für die Abweichungen kann in dem geringfügig variierenden Erstarrungsverhalten des jeweils verwendeten Betons SVB-1.1 liegen.

Der Austausch des Trennmittels auf Basis paraffinbasischer Mineralöle durch eine lösungsmittelfreie Emulsion (Versuchsserie 2/5) hatte keine signifikanten Auswirkungen auf den Reibungswiderstand des Frischbetons.

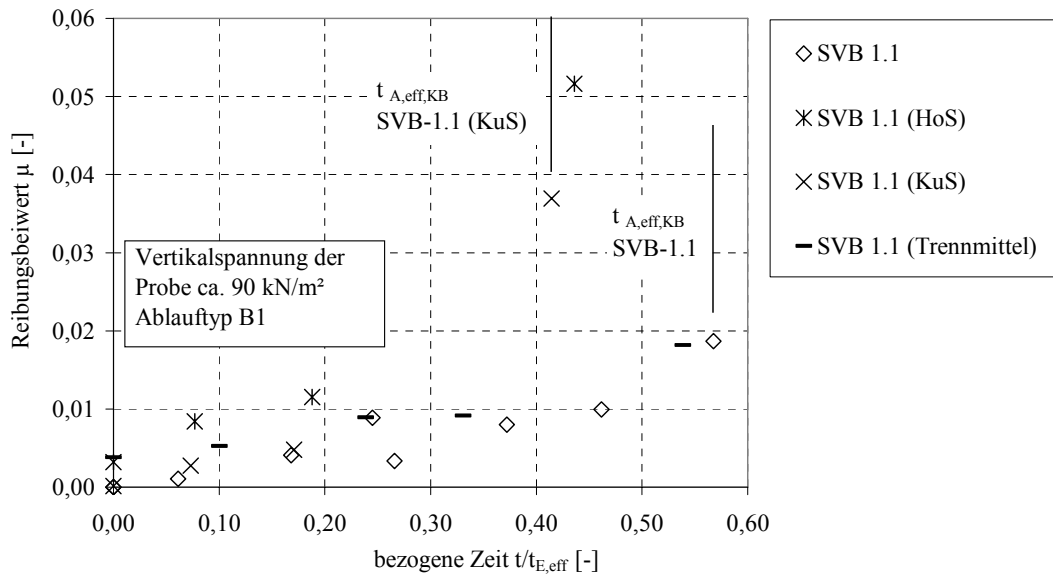


Bild 4.65: Reibungsbeiwerte bei Variation der Schalungsoberfläche und des Trennmittels (Serie 2/4 und 2/5)

Einfluss der Bewehrung

In Bild 4.66 sind die ermittelten Reibungsbeiwerte bei Einsatz der Bewehrungselemente (Versuchsserie 2/6) für eine Vertikalspannung von ca. 90 kN/m² dargestellt. Es ist zu beachten, dass der Reibungsbeiwert μ einen mittleren Wert, bezogen auf die gesamte Reibungsfläche, des verschieblichen Schalungsschwertes darstellt (vgl. Kapitel 4.2.8). Der Reibungskoeffizient μ ist demnach ein gemittelter bzw. „verschmierter“ Wert, der sowohl die Reibung zwischen dem Frischbeton und der Schwertoberfläche als auch den Auszugswiderstand der Bewehrung beinhaltet, wobei die aufgebrauchte Verschiebung des Schalungsschwertes je Reibungsversuch 1,5 mm beträgt.

Die Gleichungen (4.15) und (4.16) beschreiben in dem für die Berechnung des maximalen Frischbetondrucks maßgebenden Bereich näherungsweise die gefundene Beziehung zwischen der bezogenen Zeit $t/t_{E,eff}$ und dem gemittelten Reibungsbeiwert μ bei bewehrtem Schalungsschwert.

Für den 5%-Quantilwert gilt im Bereich $0 \leq t/t_{E,eff} \leq 0,5$:

$$\mu(t) = 1,5 \cdot \left(\frac{t}{t_{E,eff}} \right)^3 \quad (4.15)$$

Für den Mittelwert gilt im Bereich $0 \leq t/t_{E,eff} \leq 0,5$:

$$\mu(t) = 2 \cdot \left(\frac{t}{t_{E,eff}} \right)^{2,5} \quad (4.16)$$

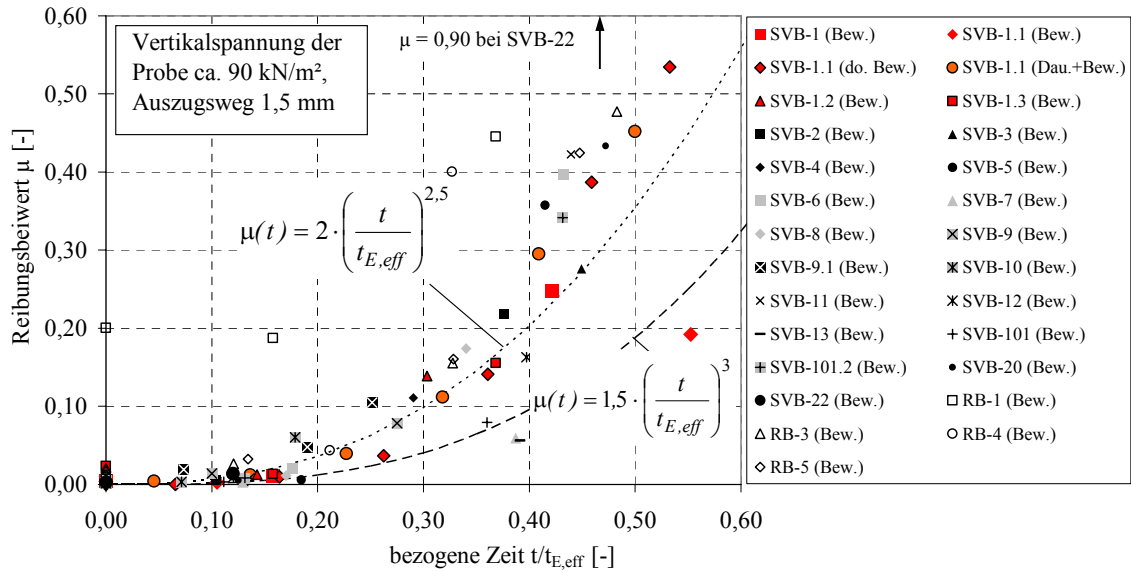


Bild 4.66: Reibungsbeiwerte bei Verwendung der Bewehrungselemente (Serie 2/6)

Verschiedene Darstellungen in logarithmischem Maßstab, getrennt nach Untersuchungsschwerpunkten, enthalten Bild 4.67 bis Bild 4.71. Es ist ersichtlich, dass der Reibungswiderstand zum Einbaubeginn durch die Bewehrung nicht signifikant beeinflusst wird. Die Abweichungen zur Reibung ohne Bewehrung liegen im Streubereich der Messwerte. Lediglich bei der Mischung SVB-1.3 mit einem geringen Setzfließmaß von $sm = 57 \text{ cm}$ ist eine deutliche Zunahme des Reibungsbeiwertes gegenüber dem unbewehrten Schalungsschwert zu verzeichnen.

Ab der bezogenen Zeit $t/t_{E,eff} > 0,15$ erfolgte bei allen Mischungen eine signifikante Erhöhung des Reibungswiderstandes durch die Bewehrung. Bild 4.67 vermittelt, dass der Reibungswiderstand mit Bewehrung zum Teil ein Vielfaches der reinen Oberflächenreibung beträgt.

Wie bei der reinen Oberflächenreibung sind die Reibungsbeiwerte der Mischung SVB-1.1 signifikant kleiner als beim SVB-1, da insbesondere der bezogene Zeitpunkt $t/t_{E,eff}$ bei Erstarrungsbeginn deutlich voneinander abweicht. Die Verwendung von zwei Bewehrungsreihen [SVB-1.1 (do. Bew.)] bewirkt eine signifikante Zunahme des Reibungswiderstandes gegenüber dem Referenzversuch [SVB-1.1 (Bew.)].

4 Untersuchung der Materialkenngrößen

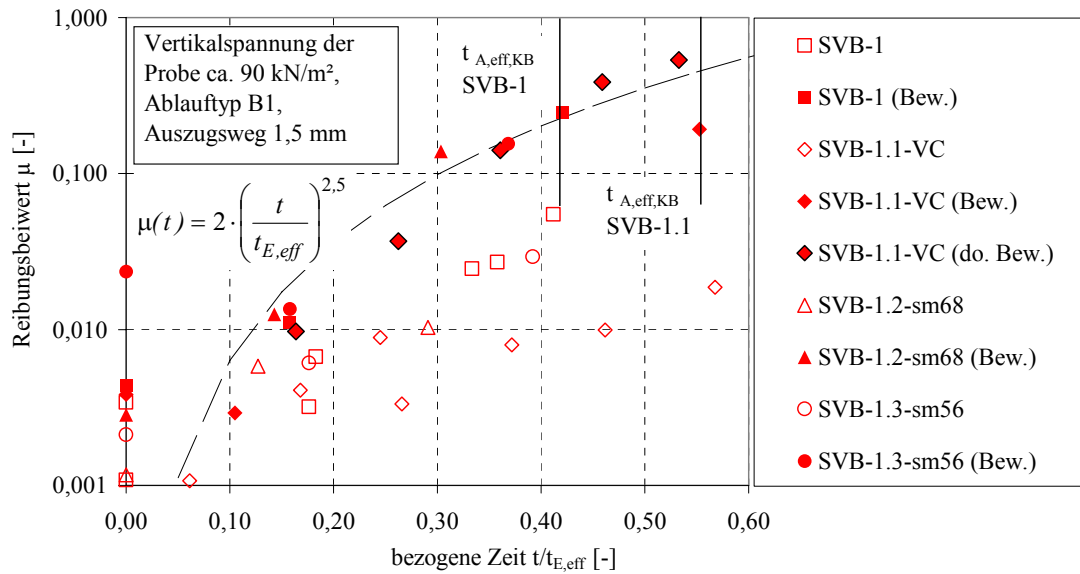


Bild 4.67: Reibungsbeiwerte bei Verwendung der Bewehrungselemente unter Variation der Fließmittelart und der Fließmitteldosierung, bezogen auf $t/t_{E,eff}$

Bei der Variation des Wasser-Mehlkorn-Verhältnisses ergaben sich keine signifikanten Abweichungen vom Referenzwert SVB-1 (Bew.). Gleiches gilt für den Einsatz von Kalksteinmehl [SVB-8 (Bew.)]. Demgegenüber wurde bei einem sehr hohen Anteil an Steinkohlenflugasche [SVB-7 (Bew.)] ein vergleichsweise geringer Reibungsbeiwert ermittelt. Der Austausch des Zements bewirkte in den Versuchen SVB-9 (Bew.) und SVB-10 (Bew.) jeweils eine signifikante Zunahme des Reibungswiderstandes, insbesondere zum frühen Zeitpunkt. Dies ist vor allem auf den zeitigen Erstarrungsbeginn nach dem Knetbeutelverfahren zurückzuführen.

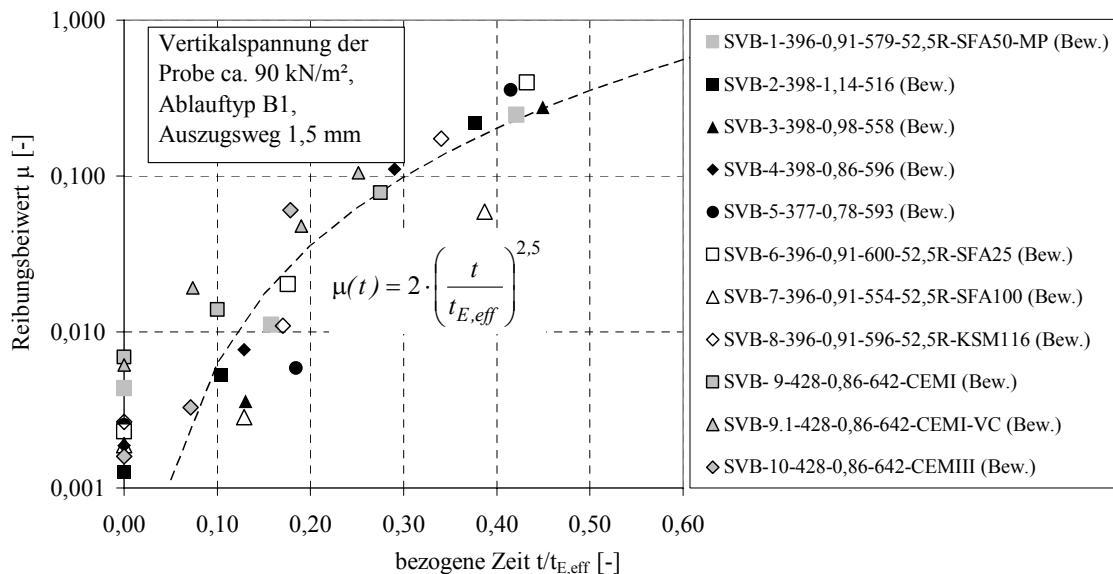


Bild 4.68: Reibungsbeiwerte bei Verwendung der Bewehrungselemente unter Variation des Wasser-Mehlkorn-Verhältnisses, des Betonzusatzstoffes und des Zementes

Die deutlichsten Unterschiede zwischen den Reibungswiderständen wurden bei der Variation des Leimgehaltes in Verbindung mit der Variation des Größtkorndurchmessers festgestellt. Mit zunehmendem Größtkorn und abnehmendem Leimgehalt erhöhte sich der Reibungswiderstand zum Erstarrungsbeginn nach dem Knetbeutelverfahren von $\mu = 0,05$ beim Leim [SVB-13 (Bew.)] auf $\mu = 0,90$ beim Beton mit 32-mm-Größtkorn [SVB-22 (Bew.)].

Eine Erklärung für dieses Verhalten bietet Bild 4.69. Je größer die Abmessung der Gesteinskörnungen ist, desto größer ist der Scherbereich bzw. der Scherwiderstand bei dem Kontakt von Gesteinskörnung und Bewehrung. Des Weiteren sind die Reibungsunterschiede auf den größeren Verformungswiderstand bei einem geringen Leimgehalt zurückzuführen.

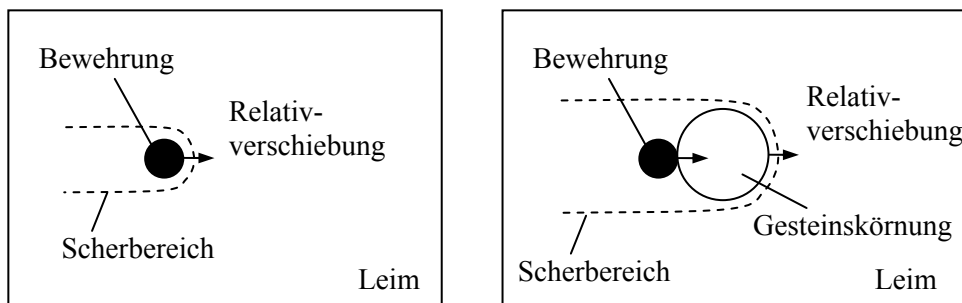


Bild 4.69: Vergrößerung des Widerstandes zwischen Bewehrung und Beton durch die Gesteinskörnungen

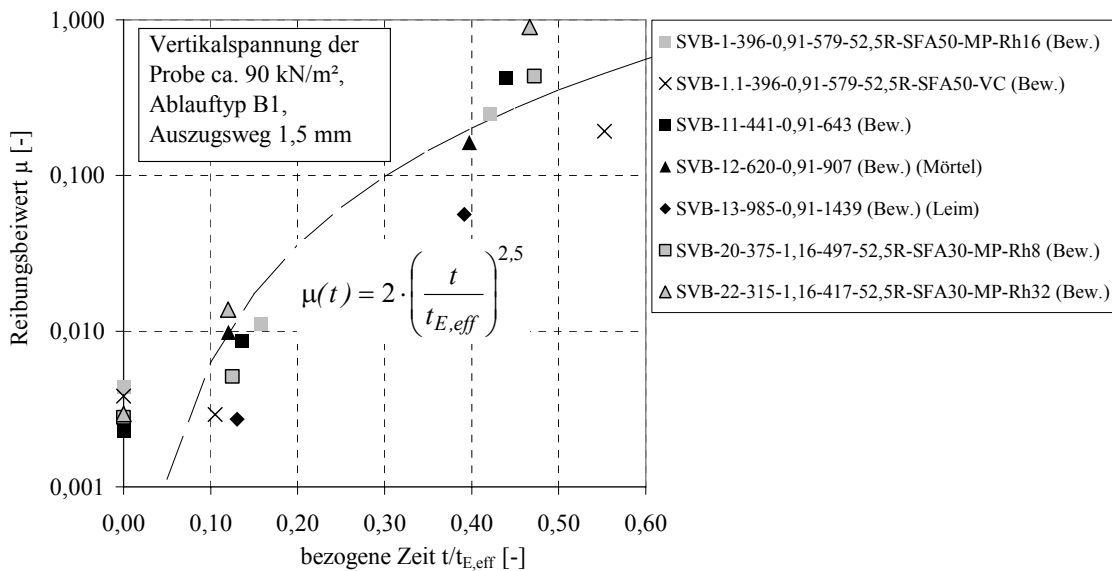


Bild 4.70: Reibungsbeiwerte bei Verwendung der Bewehrungselemente (Serie 2/6) unter Variation des Leimgehaltes und des Größtkorndurchmessers

Bei den Rüttelbetonen war zum frühen Zeitpunkt ein signifikanter Zusammenhang zwischen dem Ausbreitmaß und dem Reibungswiderstand festzustellen. Mit zunehmendem Betonalter traten jedoch mit Ausnahme vom RB-1 (Bew.) keine signifikanten Unterschiede mehr zwischen den einzelnen Betonen auf. Bemerkenswert ist weiterhin die große Differenz zwischen der reinen Oberflächenreibung und der Reibung infolge der Bewehrung.

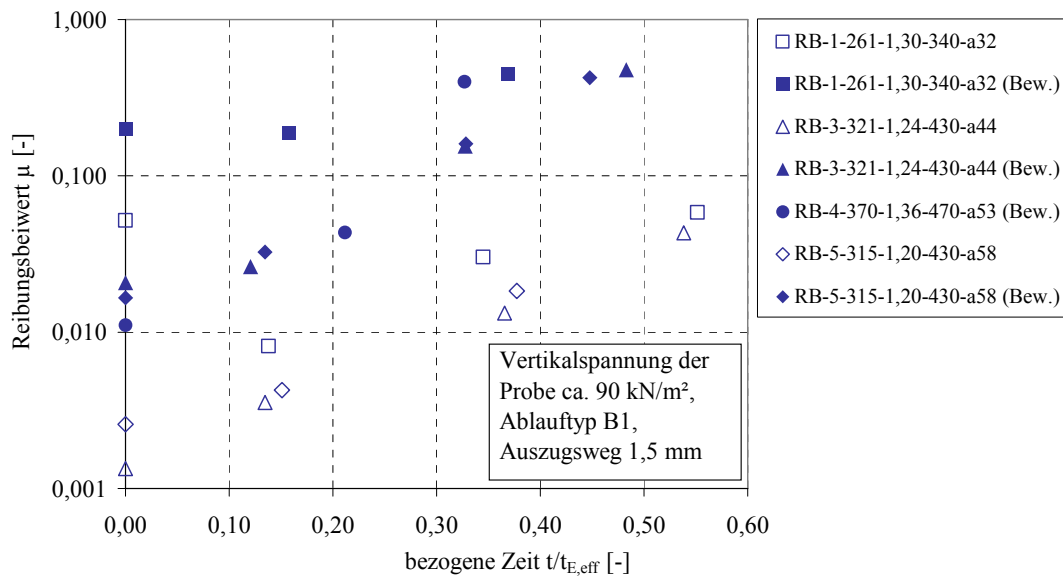


Bild 4.71: Reibungsbeiwerte bei Verwendung der Bewehrungselemente (Serie 2/6) bei Rüttelbetonen unter Variation des Ausbreitmaßes

Einfluss der Belastungsart

Der Einfluss der Belastungsart auf die Reibung (Versuchsserie 2/7) wurde unter Ansatz der Ablauftypen B1 (zyklische Vertikalbelastung) und B2 (konstante Vertikallast) sowohl mit als auch ohne Verwendung der Bewehrungselemente untersucht. Die Abweichungen des Reibungswiderstandes zwischen der zyklischen Vertikalbelastung und konstanter Vertikallast liegen bei der reinen Oberflächenreibung zum frühen Zeitpunkt im Bereich der Streuung der Messwerte. Ab $t/t_{E,eff} > 0,40$ ist eine signifikante Zunahme der Reibung bei konstanter Vertikallast festzustellen. Demgegenüber erhöhte sich unter Einsatz der Bewehrungselemente der Auszugswiderstand bei konstanter Vertikallast gegenüber der zyklischen Belastung bereits zum frühen Zeitpunkt signifikant. Zum Erstarrungsbeginn betragen die Abweichungen sogar über 100 %.

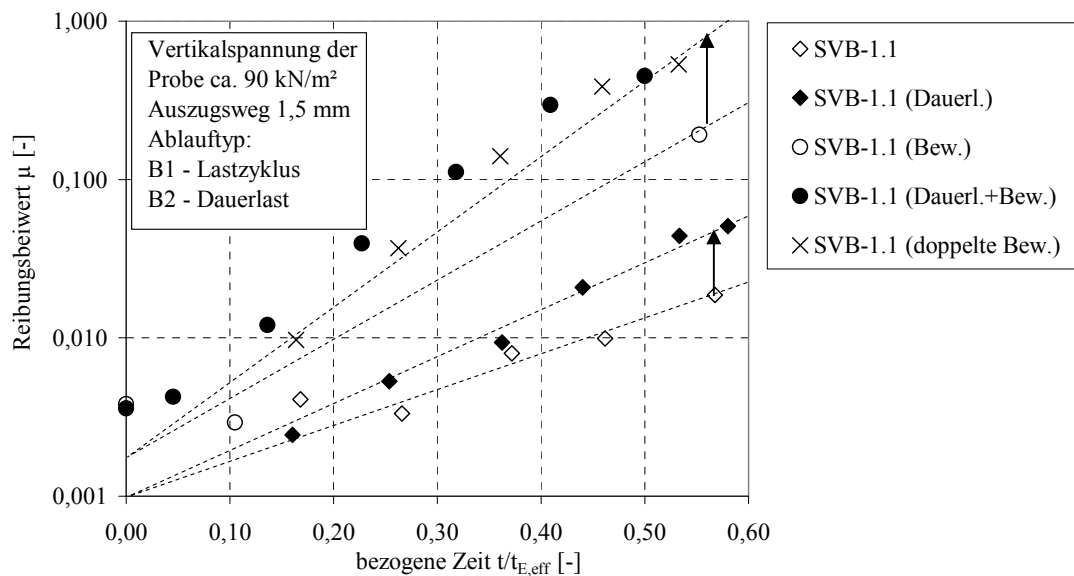


Bild 4.72: Einfluss der Belastungsart auf den Reibungsbeiwert (Serie 2/7)

Das beobachtete Verhalten ist auf die Störung des Frischbetongefüges durch die Be- und Entlastung während des Belastungszyklus bei Ablauftyp B1 zu erklären. Durch den Eintrag von mechanischer Energie erfolgte eine teilweise Rückverflüssigung des Betons infolge des thixotropen Verhaltens.

Einfluss von Vibration und Erschütterungen

Die Simulation von Erschütterungen an ausgewählten Selbstverdichtenden Betonen erfolgte mit Hilfe des in Kapitel 4.2.5 erläuterten Pendelschlagversuchs.

Im Anschluss an den Standardauszugsversuch zum Zeitpunkt des Erstarrungsbeginns (Kapitel 4.3.2) wurde eine Erschütterungsbelastung durch 2 x 7 Pendelschläge vorgenommen. Um festzustellen, inwieweit der bisherige Reibungswiderstand wieder aktiviert werden kann, wurde danach erneut ein Standardauszugsversuch durchgeführt. Abschließend erfolgte ein Auszugsversuch unter kontinuierlicher Erschütterungseinwirkung über einen Zeitraum von 40 Sekunden (vgl. Bild 4.73).

In Bild 4.73 sind die Ergebnisse der Erschütterungsversuche an dem Beton SVB-1.1 bei zyklischer Vertikalbelastung (Ablauftyp B1) und konstanter Vertikallast (Ablauftyp B2) mit und ohne Bewehrung dargestellt. Es ist ersichtlich, dass sich die Reibungsbeiwerte infolge der Pendelschläge bei den Versuchen auf unter 30 % der Ausgangswerte reduzieren. Nach einer erneuten Relativverschiebung stiegen die Reibungswiderstände ohne Bewehrung [SVB-1.1 (Dauerlast)] auf lediglich ca. 50 % des Ausgangswertes an. Demgegenüber wurden beim Versuch mit vorheriger zyklischer Vertikallast (SVB-1.1) wieder ca. 80 % des Ausgangswertes erreicht, bei Verwendung der Bewehrung [SVB-1.1 (Dauerlast+Bewehrung)] sogar ca. 90 %.

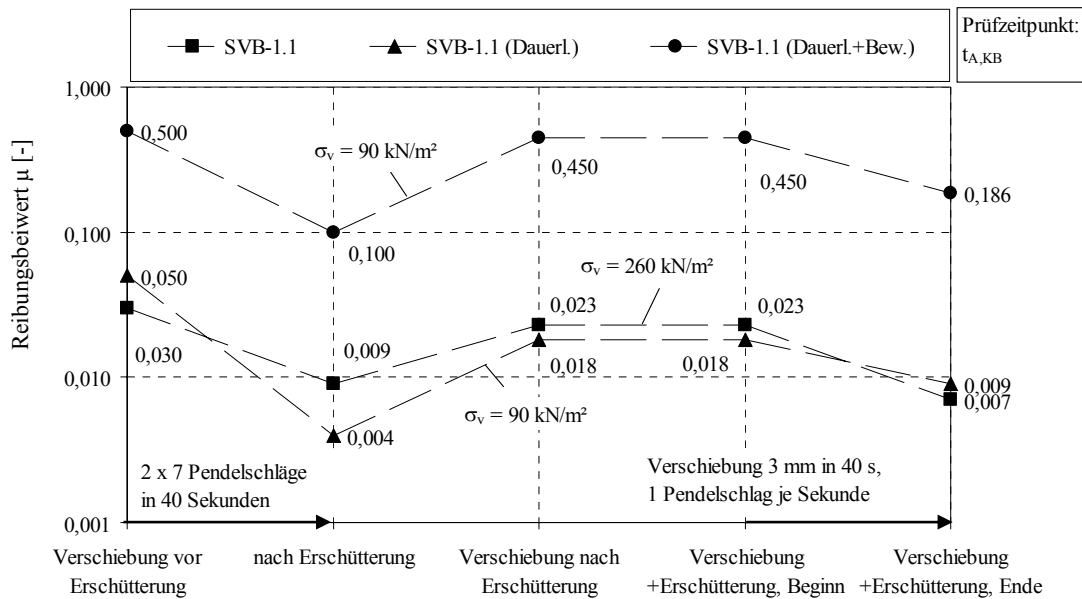


Bild 4.73: Einfluss der Erschütterungen auf den Reibungsbeiwert bei SVB zum Zeitpunkt des Erstarrungsbeginns $t_{A,KB}$ (Serie 2/8)

Bei der Durchführung des Ausziehvorgangs und gleichzeitiger Erschütterungswirkung reduzierten sich bei allen Versuchen die Reibungswiderstände um weitere 50 %, wobei die reine Oberflächenreibung mit $\mu \approx 0,01$ weitaus geringere Werte annahm als der Auszugswiderstand der Bewehrung mit $\mu \approx 0,2$. Bei exemplarisch durchgeführten Erschütterungssimulationen zum sehr frühen Zeitpunkt war bereits nach wenigen Pendelschlägen ein fast vollständiger Abbau des Reibungswiderstandes zu verzeichnen.

Auch an ausgewählten Rüttelbetonen wurde der Einfluss der Erschütterungen und der Vibration untersucht. Bei Vibrationseinwirkung an der Schalungsoberfläche mit einem Innenrüttler (lediglich bei RB-1; Kennwerte des Rüttlers in Kapitel 4.3.2) wurde der Reibungswiderstand stets nahezu vollständig aufgehoben. Deutlich wird dies in Bild 4.74 am Beispiel des Rüttelbetons RB-1. Jedoch konnte nach dem Ende der Vibration bei weiterer Relativverschiebung wieder ein gewisser Reibungswiderstand aktiviert werden (z. B. $\mu \approx 0,02$ bei RB-1).

Infolge einer Erschütterungswirkung durch 2 x 7 Pendelschläge ergaben sich am Rüttelbeton ebenfalls signifikante Auswirkungen auf den Reibungswiderstand. Wie aus Bild 4.74 erkennbar, wirken sich die Erschütterungen insbesondere im frühen Betonalter signifikant auf den Reibungswiderstand aus, wenn der Endwert im Verhältnis zum Ausgangswert betrachtet wird.

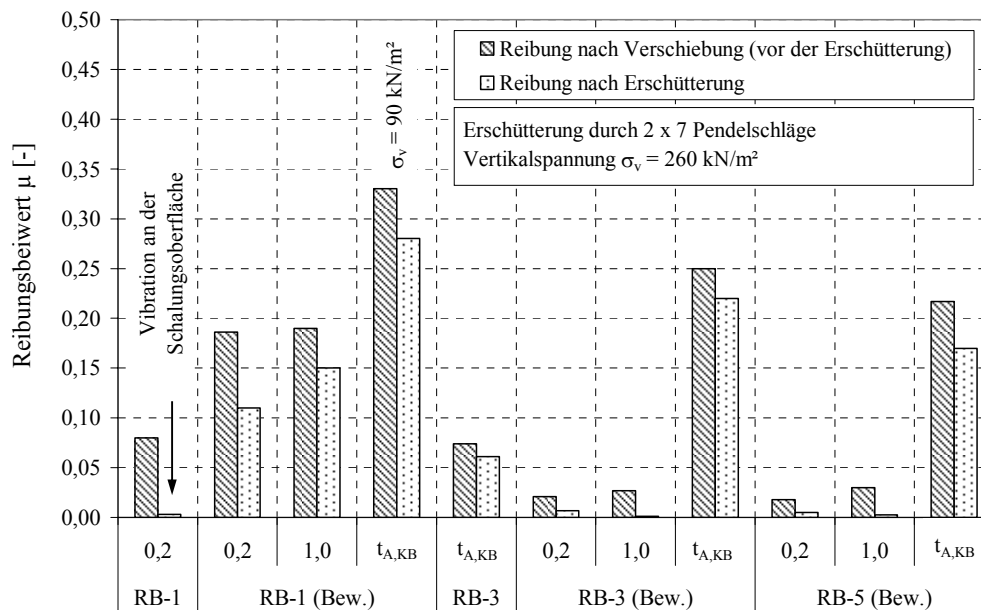


Bild 4.74: Einfluss von Vibration und Erschütterungen auf den Reibungsbeiwert bei Rüttelbeton zu verschiedenen Prüfzeitpunkten (Serie 2/8)

Deutlich wurde bei allen Versuchen die signifikante Verringerung des Reibungswiderstandes infolge von Erschütterungen. Die Größe der Reduzierung ist jedoch insbesondere abhängig von der Dauer und der Intensität der Erschütterungseinwirkung.

4.5.5 Bauteilbeton (Versuchsgruppe 4-3)

Die unter Versuchsablauf B1 ermittelten Reibungswiderstände der Betone, welche auch in den Stützenversuchen (vgl. Kapitel 3) Verwendung fanden, sind in Bild 4.75 zusammengestellt. Ersichtlich ist, dass insbesondere zum sehr frühen Zeitpunkt der Beton mit kleinerem Setzfließmaß einen höheren Reibungswiderstand aufweist. Zum späten Zeitpunkt sind keine signifikanten Unterschiede mehr festzustellen.

Beim Versuch SVB-101.2-sm60 (Bew.) wurde der Beton in den ersten 30 min nach der Erstbelastung - abweichend vom Versuchsablauf B1 - mit einer konstanten Vertikallast von ca. 90 kN/m² beansprucht. Die zugehörigen Messergebnisse (vgl. Bild 4.76) zeigen einen signifikanten Anstieg des Reibungswiderstandes bereits nach wenigen Minuten. Gegenüber dem Wert unter konstanter Vertikallast verringert sich die Reibung nach dem Aufbringen der Vertikallastzyklen deutlich.

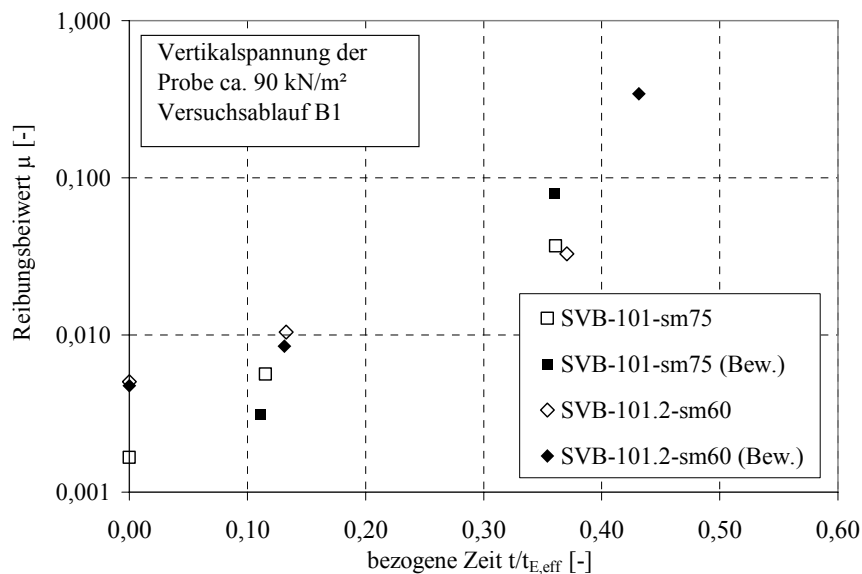


Bild 4.75: Reibungsbeiwerte der in den Stützenversuchen (vgl. Kapitel 3.2) eingesetzten Betone

Auf Grundlage der in der Versuchsgruppe 4-3 ermittelten Reibungswiderstände erfolgte eine analytische Auswertung der Stützenversuche (vgl. Kapitel 3.2) unter Verwendung der Silotheorie bzw. Gleichung (2.57). Der Seitendruckbeiwert λ wurde aufgrund der vergleichsweise geringen Betonierzeiten vereinfacht zu 1,0 angenommen. Die Gegenüberstellung der Rechenwerte mit den Messwerten bei einer Betoniergeschwindigkeit von 25 m/h enthält Bild 4.77. Neben den bewehrten Stützen S2a, S2b und S2c wurde auch die unbewehrte Stütze S2b* in die Betrachtungen einbezogen. Es zeigt sich, dass die rechnerischen Maximalwerte stets etwas oberhalb der Messwerte liegen. Dies ist unter anderem damit zu begründen, dass der Seitendruckbeiwert vereinfacht zu 1,0 angenommen wurde, die Stützenschalungen in

den Stoßbereichen teilweise Undichtigkeiten aufwiesen und die Stützenlängsbewehrung zusätzliche Reibungskräfte aktivierte.

Aufgrund der dynamischen Belastung infolge des Einfüllprozesses sowie der vereinfachten Annahme eines konstanten Reibungsbeiwertes übersteigen demgegenüber bei geringer Füllhöhe die Messwerte zum Teil signifikant den rechnerischen Frischbetondruck.

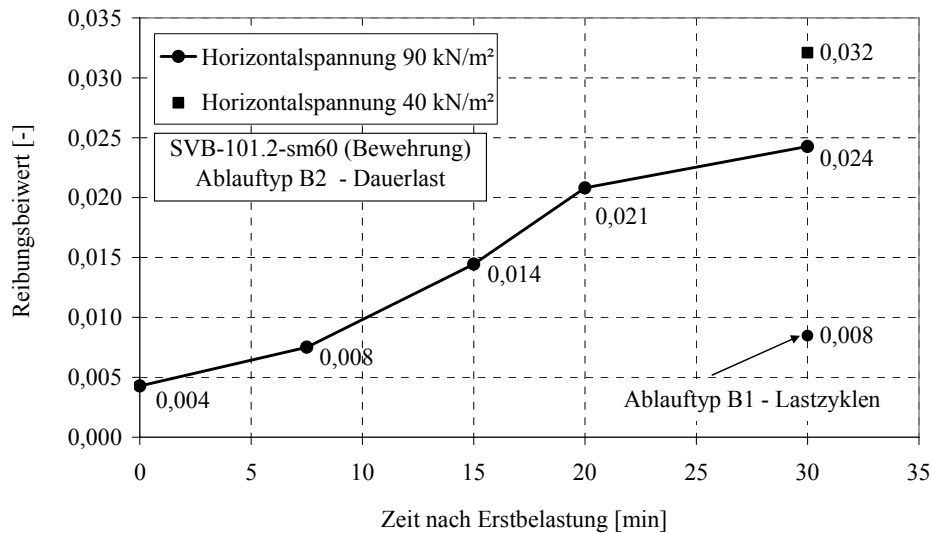


Bild 4.76: Verlauf der Reibungsbeiwerte der Rezeptur SVB-101.2-sm60 mit Bewehrungselement unter konstanter Vertikal- bzw. Horizontalspannung

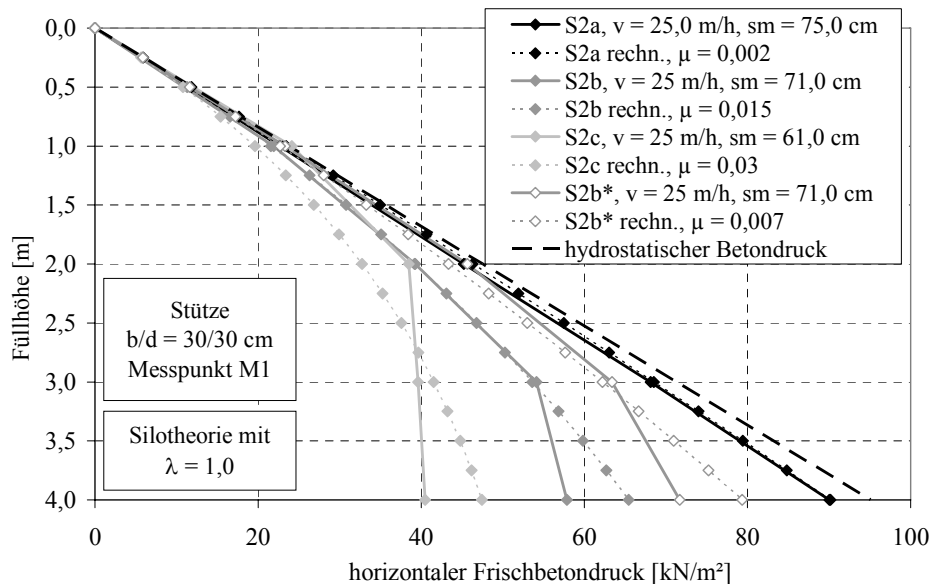


Bild 4.77: Vergleich der Messwerte des horizontalen Frischbetondrucks der Versuchsstützen (vgl. Kapitel 3.2) mit den Rechenwerten unter Verwendung der Silotheorie bei Ansatz eines konstanten Reibungsbeiwertes μ

4.5.6 Statistische Auswertung

In Tabelle 4.11 sind die Mittelwerte und die Standardabweichungen der in den Versuchen (SVB-Rezepturen mit $s_m \geq 60$ cm) ermittelten Reibungsbeiwerte μ getrennt nach Reibung mit und ohne Bewehrungselemente aufgeführt. Die zeitliche Zuordnung erfolgte sowohl in Abhängigkeit des Erstarrungsendes nach Vicat als auch des Erstarrungsbeginns nach dem Knetbeutelverfahren.

Reibungsbeiwert (ohne Erschütterungen)							
bezogene Zeit	Mittelwert	Standardabweichung	5%-Quantilwert ¹⁾	Zeitpunkt	Mittelwert	Standardabweichung	5%-Quantilwert ¹⁾
$t/t_{E,eff}$	m	S		$t/t_{A,KB,eff}$	m	S	
[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]
SVB ohne Bewehrung				SVB ohne Bewehrung			
0,05	0,002	0,002	0,0005	0,075	0,002	0,002	0,001
0,15	0,005	0,003	0,0020	0,225	0,005	0,003	0,002
0,25	0,007	0,002	0,0038	0,375	0,006	0,003	0,003
0,35	0,035	0,048	0,0038	0,525	0,004	0,002	0,002
0,45	0,057	0,085	0,0053	0,675	0,025	0,039	0,002
0,55	0,096	0,134	0,0101	0,825	0,045	0,094	0,002
				0,975	0,045	0,090	0,002
				1,125	0,052	0,015	0,031
SVB mit Bewehrung				SVB mit Bewehrung			
0,05	0,006	0,007	0,001	0,075	0,005	0,006	0,001
0,15	0,013	0,014	0,002	0,225	0,009	0,006	0,003
0,25	0,074	0,031	0,035	0,375	0,009	0,005	0,003
0,35	0,131	0,052	0,065	0,525	0,019	0,014	0,005
0,45	0,409	0,171	0,195	0,675	-	-	-
0,55	0,361	0,170	0,156	0,825	0,216	0,169	0,055
				0,975	0,252	0,207	0,059
				1,125	0,220	0,078	0,117

¹⁾ unter Annahme einer logarithmischen Normalverteilung

Tabelle 4.11: Statistische Kennwerte der Reibungsbeiwerte mit und ohne Bewehrung, ermittelt aus den Versuchen mit Ablaufgruppe B (nur SVB-Rezepturen mit $s_m \geq 60$ cm)

Es ist ersichtlich, dass der Reibungswiderstand unter Verwendung der Bewehrung insbesondere zum vorgeschrittenen Zeitpunkt um ein Vielfaches höher ist als der Reibungswiderstand ohne Bewehrung. Des Weiteren unterliegen die ermittelten

Reibungskennwerte sehr starken Streuungen. Dies gilt sowohl für die Analyse auf Grundlage des Erstarrungsbeginns als auch des Erstarrungsendes.

4.5.7 Zusammenfassung der Untersuchungsergebnisse zur Reibung

Die Größe des Reibungswiderstandes zwischen Frischbeton und Schalungswand bzw. Bewehrung ist bei SVB insbesondere im frühen Stadium, d. h. $t/t_{E,eff} \leq 0,5$, von Interesse, da hier die Reibung eine signifikante Reduzierung des maximalen horizontalen Frischbetondrucks bewirken kann (vgl. Kapitel 4.4).

Es wurde festgestellt, dass die Größe der Reibung zwischen dem Frischbeton und einer Schalungsoberfläche bzw. Schalung und Bewehrung signifikant beeinflusst wird von:

- der zeitabhängigen Strukturbildung in der Leimphase (Ansteif- und Erstarrungsverhalten), beeinflusst durch das Fließmittel, das Wasser-Mehlkorn-Verhältnis, die Zementart und Art und Menge des Betonzusatzstoffs,
- dem Anteil an überschüssigem Wasser (im 3-Phasen-System) oder Leim (im 2-Phasen-System),
- dem Bewehrungsgehalt und dem Größtkorndurchmesser,
- der Richtung und dem Weg der Relativverschiebung zwischen dem Frischbeton und der betrachteten Oberfläche,
- der Erschütterungseinwirkung,
- den rheologischen Eigenschaften nach Mischungsfertigstellung (insbesondere bei Rüttelbetonen),
- dem Belastungsregime in der Schalung (Vertikallast konstant, wechselnd),
- der Wasserdichtigkeit der Schalungsoberfläche (nur exemplarisch experimentell untersucht); der Wasseraufnahme der Gesteinskörnung unter erhöhtem Normaldruck (nicht experimentell untersucht).

In etwa zum Zeitpunkt des Erstarrungsbeginns nach dem Knetbeutelverfahren war ein signifikanter Anstieg des Reibungswiderstandes von SVB festzustellen. Bei Verwendung der Bewehrung erfolgte zum Teil eine deutliche Zunahme des Reibungswiderstandes bereits weit vor dem Erstarrungsbeginn. Dies gilt insbesondere bei konstanter Vertikallastbeanspruchung.

Für eine Berechnung des Frischbetondrucks sollte bei günstiger Wirkung der Reibung (i. d. R. beim Betoneinbau von oben) stets Gleitreibung und nicht die höhere Haftreibung angesetzt werden. Es besteht die Gefahr, dass durch kurzzeitige stoßartige Belastung oder durch Zwangsbelastungen die Haftung zwischen Beton und Schalung aufgehoben wird. Bei ungünstiger Wirkung der Reibung (i. d. R. beim Betoneinbau von unten) ist die Haftreibung ggf. zu berücksichtigen.

In Tabelle 4.12 sind die in den eigenen Versuchen ermittelten Reibungsbeiwerte den Angaben aus verschiedenen Literaturquellen gegenübergestellt. Die nach Ausbreitmaßklassen unterteilten Werte wurden stets kurz nach Mischungsfertigstellung ermittelt.

Es ist ersichtlich, dass die in den eigenen Versuchen ermittelten Reibungsbeiwerte zum Teil deutlich unterhalb der Literaturangaben liegen. Begründet werden können die Abweichungen bei den Rüttelbetonen unter anderem mit der in den eigenen Versuchen gewählten lotrechten Reibungsebene, im Gegensatz zu der sonst üblichen horizontalen Anordnung. Bei den Selbstverdichtenden Betonen sind vermutlich die unterschiedlichen Prüfgeschwindigkeiten Grund für die Abweichungen. Vermutet wird weiterhin, dass die Widerstände der Prüfapparatur (Nullversuch) oftmals nur unzureichende Berücksichtigung fanden.

Reibungsbeiwert μ ¹⁾ [%]		Konsistenz					
		steif	plastisch	weich	sehr weich	fließfähig	selbstverdichtend
Konsistenzklasse		F1	F2	F3	F4	F5	SVB
glatte Schalung	Specht (1973)	29	29	0 - 23		-	-
	Böhm (1929)	15	12	0 - 9		-	-
	L'Hermite (1948)	-	25 - 34	-		-	-
	Schjödtt (1955)	35	60	-		-	-
	Hilvert ²⁾	14 - 15	10 - 11	8 - 9		-	-
	Vanhove (2001)	-	-	-		-	1,7 - 4,0
	Djelal et al. (2003)	-	-	-		-	3,0 - 10
	eigene Versuche ³⁾	5,0	-	1,0	-	0,3	0 - 0,5
	eigene Versuche mit Bewehrung ³⁾	13,5	-	2,0	1,0	1,5	0,1 - 1,0
¹⁾ Werte kurz nach Mischungsfertigstellung bzw. Beton im verarbeitbaren Zustand ²⁾ veröffentlicht in Specht (1973) ³⁾ für Normalspannungen von ca. 90 kN/m ²							

Tabelle 4.12: Vergleich der Versuchsergebnisse zur Reibung zum Zeitpunkt kurz nach Mischungsfertigstellung mit Literaturangaben

Während des Betoneinbaus „von oben“ ist die Relativgeschwindigkeit zwischen Frischbeton und Schalungswand nur sehr gering und wird bei Betonierunterbrechung zu null. Dies ist bei der experimentellen Ermittlung der Kontaktreibung zu beachten. Wird der Beton „von unten“ eingefüllt, liegt während des Betoneinbaus gegebenenfalls erhöhte Flüssigkeitsreibung vor (vgl. 2.4.4). Als Schmiermittel wirken hier entweder Wasser und Luft gegenüber allen Feststoffen, die Leimphase gegenüber der Gesteinskörnung oder der Mörtel gegenüber der groben Gesteinskörnung.

4.6 Zusätzliche Untersuchungen zur zielsicheren Quantifizierung des Ansteif- und Erstarrungsverhaltens

4.6.1 Allgemeines

Als wichtigste Einflussparameter auf den einwirkenden Frischbetondruck wurden in den vorhergehenden Kapiteln die Ansteif- und Erstarrungszeiten des Frischbetons identifiziert. Um in der praktischen Anwendung den Frischbetondruck berechnen zu können sowie eine Qualitätskontrolle zu erleichtern, ist eine einfache Quantifizierung der Erstarrungszeiten für den jeweiligen Beton erforderlich.

Es existieren verschiedene Prüfverfahren, die zur Bestimmung der Erstarrungszeiten angewandt werden können. Ziel der nachfolgend beschriebenen Untersuchungen war es, zu überprüfen, ob die jeweils ermittelten Erstarrungszeiten miteinander vergleichbar sind bzw. ob eindeutige Zusammenhänge zwischen den Kennwerten der Prüfverfahren bestehen.

4.6.2 Verwendete Prüfverfahren und Versuchsablauf

Zur Bestimmung der Erstarrungszeiten wurden die folgenden Verfahren eingesetzt:

- Vicat-Versuch nach DIN EN 480-2 (2006)
- Penetrometer-Verfahren nach ASTM C 403 (2005)
- Knetbeutelverfahren nach Reinhardt et al. (2001)
- Humm-Betonsonde nach DAfStb (1991)
- Kontinuierliche Messung der Probekörpertemperatur

Die Ermittlung der Erstarrungszeiten der beiden ersten Verfahren erfolgte am Mörtel, welcher von den zu untersuchenden Betonproben mit einem Sieb der Maschenweite 4 mm abgesiebt wurde. Bei den anderen Verfahren fand der ursprüngliche Beton Verwendung.

Eine zusammenfassende Beschreibung der Verfahren enthält Kapitel 2.3.9.3, detaillierte Angaben können Graubner&Kaiser&Proske (2006) entnommen werden. Bei der Prüfung der Erstarrungszeiten mit der Humm-Sonde wurde der Erstarrungsbeginn als Zeitpunkt definiert, bei dem die Sonde nach 15 Schlägen nicht tiefer als 50 mm in den Beton eindringt. Zum Erstarrungsende darf die Sonde nicht tiefer als 1 mm eindringen. Zur Temperaturaufzeichnung wurde ein analoger 6-Kanal-Punktschreiber eingesetzt. Bild 4.78 und Bild 4.79 zeigen die Anwendung der Verfahren bei der Prüfung von SVB.

Die Herstellung der Mischungen erfolgte nach dem bereits in Kapitel 4.3.2 erläuterten Ablaufschema. Neben den Erstarrungszeiten wurden folgende Kennwerte des Betons ermittelt und Versuchsbedingungen dokumentiert:

- Setzfließmaß sm (nach Mischungsfertigstellung)
- Trichterauslaufzeit t_v (nach Mischungsfertigstellung)
- Frischbetontemperatur und Lufttemperatur (zu verschiedenen Zeitpunkten)
- Ausbreitmaß nach DIN EN 12350-5 (2000) zum Zeitpunkt des Erstarrungsbeginns nach dem Knetbeutelverfahren $t_{A,KB}$, abweichend Einfüllen des Betons in den Kegelstumpf direkt nach Mischungsfertigstellung (a'')
- Würfeldruckfestigkeit (150 mm) $f_{c,w150}$ nach DIN EN 12390-3 (2002) zum Zeitpunkt des Erstarrungsendes nach Vicat-Versuch t_E



Bild 4.78: Prüfung der Erstarrungszeiten mit Vicat-Penetrationsversuch, mit Penetrationsversuch nach ASTM C 403 (2005) und mit Humm-Sonde (v.l.n.r)



Bild 4.79: Prüfung der Erstarrungszeiten mit dem Knetbeutelverfahren und Aufnahme des Temperaturverlaufs (v.l.n.r)

4.6.3 Untersuchte Betone

Die im Kapitel 4.6 durchgeführten Untersuchungen zum Erstarrungsverhalten werden als Versuchsgruppe 4-4 bezeichnet. Entsprechend der untersuchten Materialparameter untergliedern sich die Versuche in einzelne Versuchsserien. Für die Betone in der Versuchsgruppe 4-4 wurden die gleichen Ausgangsstoffe wie für die Betone der Versuchsgruppe 4-1 und 4-2 verwendet (vgl. Kapitel 4.3.3).

Versuchsserie	Untersuchter Parameter	Untersuchter Bereich
4/1	Wasser-Mehlkorn-Verhältnis (V_w/V_m)	0,58 - 0,97
4/2	Zementart	CEM I 32,5 R, CEM II A/S-52,5 R, CEM III A-32,5 N
4/3	Typ des Betonzusatzstoffs (BZS) und Masse, bezogen auf den Zement	SFA, KSM 0 - 100 M.-%
4/4	Fließmittel	MP, VC, ACE
4/5	Leimvolumen	367 - 437 l
4/6	Gesteinskörnungen (Größtkorn)	8 - 32 mm
4/7	Frischbetontemperatur	10 - 30°C
4/10	Rüttelbeton	-
4/11	Mischzeit/Transportzeit	0,25 - 2,25 h

Tabelle 4.13: Untersuchte Parameter in der Versuchsgruppe 4-4

Die Bezeichnung der einzelnen Mischungszusammensetzungen entspricht dem Schlüssel aus Kapitel 4.3.3. In Graubner&Kaiser&Proske (2006) sind die einzelnen Mischungszusammensetzungen im Detail dokumentiert.

4.6.4 Ermittelte Erstarrungszeiten und Vergleich der Verfahren

In den verschiedenen Versuchsserien wurde ein zum Teil signifikanter Einfluss der einzelnen Parameter auf die Erstarrungszeiten festgestellt. Dies betraf insbesondere das Wasser-Mehlkorn-Verhältnis, den Fließmitteltyp, die Frischbetontemperatur, die Zementart sowie die Masse des Betonzusatzstoffes. Das Leimvolumen sowie die Gesteinskörnungen hatten lediglich einen geringen Einfluss auf die Erstarrungszeiten. Die an den Betonen bestimmten Erstarrungszeiten sind in Anlage C, Tabelle A.25 und Tabelle A.26, zusammengefasst.

In Bild 4.80 ist von allen Versuchen der Versuchsgruppe 4-4 das Erstarrungsende nach Vicat [DIN EN 408-2 (2006)] dem Erstarrungsende nach ASTM C 403 (2005), Humm-Sonde sowie Knetbeutelverfahren gegenübergestellt. Die Erstarrungszeiten, welche mit den Verfahren nach ASTM C 403 (2005) ermittelt wurden, liegen stets oberhalb der Vicat-Werte. Demgegenüber wird das Erstarrungsende nach Humm und nach dem Knetbeutelverfahren deutlich zuvor erreicht. Es zeigt sich weiterhin eine gute Korrelation

zwischen den einzelnen Verfahren. Lediglich das Knetbeutelverfahren korreliert im Bereich geringer Erstarrungszeiten weniger gut.

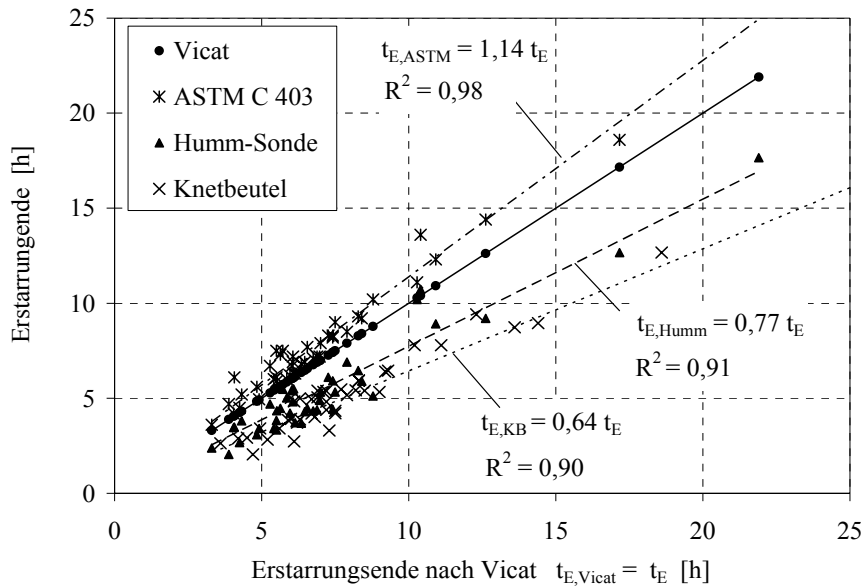


Bild 4.80: Vergleich des Erstarrungsendes nach Vicat [DIN EN 408-2 (2006)] mit dem Erstarrungsende nach ASTM C 403 (2005), nach Humm sowie dem Knetbeutelverfahren

Bei einem Vergleich des Erstarrungsendes nach Vicat t_E mit dem Erstarrungsbeginn aller Verfahren zeigten sich die gleichen Tendenzen wie beim Erstarrungsende (vgl. Bild 4.81).

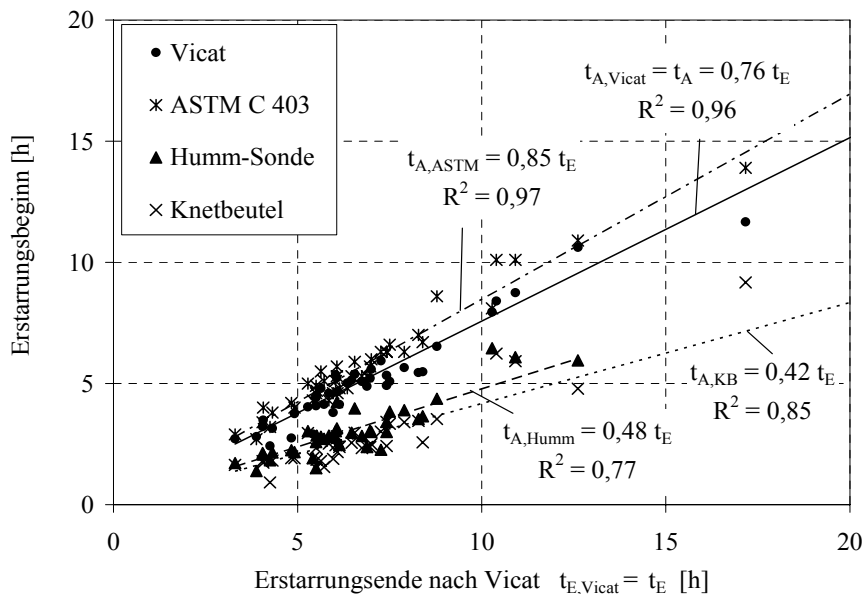


Bild 4.81: Vergleich des Erstarrungsendes nach Vicat [DIN EN 408-2 (2006)] mit dem Erstarrungsbeginn nach ASTM C 403 (2005), nach Humm sowie dem Knetbeutelverfahren

Während der Erstarrungsbeginn nach Vicat-Test und ASTM C 403 (2005) im Mittel lediglich 15 % bzw. 25 % früher als t_E eintritt, wird der mit der Humm-Sonde und nach dem Knetbeutelverfahren ermittelte Erstarrungsbeginn weitaus früher erreicht. Es ist zu bemerken, dass letztere Werte mit dem Erstarrungsende t_E vergleichsweise gering korrelieren.

Auf Grundlage der experimentellen Untersuchungen wurden folgende vereinfachte analytische Zusammenhänge zwischen dem Erstarrungsende $t_E = t_{E,Vicat}$ und den Erstarrungszeiten der weiteren verwendeten direkten Verfahren abgeleitet:

$$t_{E,KB} = 0,64 \cdot t_E \quad (R^2 = 0,90) \quad (4.17)$$

$$t_{E,Humm} = 0,77 \cdot t_E \quad (R^2 = 0,91) \quad (4.18)$$

$$t_{E,ASTM} = 1,14 \cdot t_E \quad (R^2 = 0,98) \quad (4.19)$$

$$t_{A,KB} = 0,42 \cdot t_E \quad (R^2 = 0,85) \quad (4.20)$$

$$t_{A,Humm} = 0,48 \cdot t_E \quad (R^2 = 0,77) \quad (4.21)$$

$$t_A = t_{A,Vicat} = 0,76 \cdot t_E \quad (R^2 = 0,96) \quad (4.22)$$

$$t_{A,ASTM} = 0,85 \cdot t_E \quad (R^2 = 0,97) \quad (4.23)$$

Eine Analyse des Erstarrungsverhaltens mit Hilfe der gemessenen Frischbetontemperaturen zeigte, dass bei einem signifikanten Anstieg der Betontemperatur stets der Erstarrungsbeginn t_A nach Vicat erreicht wird. Voraussetzung ist jedoch, dass die Umgebungstemperatur niedriger oder gleich der Frischbetontemperatur ist. Bei einer höheren Umgebungstemperatur würde der Wärmetransfer von außen nach innen einen zusätzlichen Anstieg der Frischbetontemperatur bewirken und es besteht die Gefahr der Fehlinterpretation des Temperaturverlaufs.

Tabelle 4.15 zeigt die statistische Auswertung der zum Erstarrungsbeginn $t_{A,KB}$ und zum Erstarrungsende t_E ermittelten Betoneigenschaften Ausbreitmaß a'' bzw. Würfeldruckfestigkeit $f_{c,w150}$.

SVB		a'' Ausbreitmaß zum Zeitpunkt $t_{A,KB}$	$f_{c,w150}$ Würfeldruckfestigkeit zum Zeitpunkt t_E
Mittelwert	m	45,7 cm	4,5 N/mm ²
Standardabweichung	S	8,9 cm	1,0 N/mm ²
Variationskoeffizient	V	0,19	0,23

Tabelle 4.14: Betoneigenschaften zum Zeitpunkt des Erstarrungsbeginns nach dem Knetbeutelverfahren und des Erstarrungsendes nach Vicat

Es wird deutlich, dass das Ausbreitmaß des Betons zum Erstarrungsbeginn nach dem Knetbeutelverfahren im Mittel ca. 45 cm beträgt und damit ca. 2/3 des mittleren Setzfließmaßes ($sm \approx 72$ cm) zum Zeitpunkt nach Mischungsfertigstellung erreicht.

Die festgestellte mittlere Würfeldruckfestigkeit zum Erstarrungsende liegt mit 4,5 N/mm² deutlich oberhalb des maximalen Vertikaldrucks, welcher bei Frischbeton in praxisüblichen Schalungen auftreten kann. Zum Vergleich betragen in einem 10 m hohen lotrechten Betonbauteil die Vertikalspannungen aus dem Eigengewicht nur ca. 0,25 N/mm².

Die Vor- und Nachteile aller untersuchten und bisher in der Praxis eingesetzten Verfahren zur Bestimmung der Erstarrungszeiten sind in Tabelle 4.15 zusammengestellt. Es wurden sowohl die Prüfgenauigkeit, die Anwenderfreundlichkeit und die Eignung für den Baustelleneinsatz bewertet als auch der Bezug zum Frischbetondruck hergestellt.

Verfahren	Vorteile	Nachteile
Vicat-Versuch [DIN EN 480-2 (2006)]	<ul style="list-style-type: none"> - genormtes Verfahren - ausreichende Genauigkeit - geeignet für die Bestimmung des Zeitpunktes der Eigenstandfestigkeit 	<ul style="list-style-type: none"> - Untersuchungen am Mörtel - Werte liegen weit vom Zeitpunkt des maximalen Frischbetondrucks entfernt. - signifikanter Einfluss der Gesteinskörnungen - ungeeignet für Baustelleneinsatz
Penetrometer-Verfahren [ASTM C 403 (2005)]	<ul style="list-style-type: none"> - genormtes Verfahren - hohe Genauigkeit bei der Bestimmung der Erstarrungszeiten - geeignet für die Bestimmung des Zeitpunktes der Eigenstandfestigkeit 	<ul style="list-style-type: none"> - Untersuchungen am Mörtel - Werte liegen weit vom Zeitpunkt des maximalen Frischbetondrucks entfernt - aufwendige Prüfung - ungeeignet für Baustelleneinsatz
Knetbeutelverfahren	<ul style="list-style-type: none"> - definierte Erstarrungszeiten für SVB - Erstarrungsbeginn im Bereich des Zeitpunktes des maximalen Frischbetondrucks - Untersuchungen am Beton - geringer Prüfaufwand - geeignet für Baustelleneinsatz und zur Überwachung 	<ul style="list-style-type: none"> - nicht genormt - Ergebnisse vom subjektiven Empfinden des Prüfers beeinflusst - Erstarrungsbeginn ist abhängig von der Beanspruchung des Betons während der Prüfung, daher genaue Regelungen zur Anwendung erforderlich
Humm-Betonsonde [DafStb (1991)]	<ul style="list-style-type: none"> - Erstarrungsbeginn in etwa im Bereich des Zeitpunktes des maximalen Frischbetondrucks - Untersuchungen am Beton - geeignet für Baustelleneinsatz 	<ul style="list-style-type: none"> - nicht genormt - keine klare Definition der Erstarrungszeiten - große Streuungen aufgrund des Einflusses der Gesteinskörnungen
Probekörpertemperatur	<ul style="list-style-type: none"> - gute Korrelation der charakteristischen Punkte des Temperaturverlaufs mit den Erstarrungszeiten nach Vicat und ASTM C 403 - geringer Prüfaufwand 	<ul style="list-style-type: none"> - nicht genormt - mögliche Fehlinterpretation durch Einfluss der Außentemperatur (indirektes Verfahren)
Ultraschall (Transmission und Reflektion)	<ul style="list-style-type: none"> - kontinuierliche Messung - zum Teil Messung direkt am Bauteil möglich - gute Korrelation charakteristischer Punkte der Wellenreflektion mit den Erstarrungszeiten nach Vicat 	<ul style="list-style-type: none"> - nicht genormt - vergleichsweise hohe Anschaffungskosten - hoher Einfluss der Randzone auf die Messergebnisse (Gefahr bei Verschiebungen) - Eingriff in die Schalung (bei Messung am Bauteil)

Tabelle 4.15: Gegenüberstellung der Verfahren zur Bestimmung der Erstarrungszeiten

4.6.5 Einfluss der Frischbetontemperatur auf die Erstarrungszeiten

Von besonderem Interesse im Rahmen der Untersuchungen war die Quantifizierung des Einflusses der Frischbetontemperatur auf die Erstarrungszeiten. Exemplarisch sind die Ergebnisse bei Variation der Fließmittelart in Bild 4.82 dargestellt. Weitere Ergebnisse enthält Anhang C, Tabelle A.25 und Tabelle A.26. Im untersuchten Temperaturbereich (10 °C – 30 °C) zeigte sich ein annähernd linearer Einfluss der Frischbetontemperatur sowohl auf den Erstarrungsbeginn als auch auf das Erstarrungsende. Lediglich bei einem hohen Anteil an Steinkohlenflugasche erfolgte ein überproportionaler Anstieg des Erstarrungsbeginns bei niedrigerer Frischbetontemperatur. Besonders deutlich wurde der verzögernde Einfluss einer niedrigeren Temperatur bei der Verwendung von Hochofenzement (vgl. Anlage C).

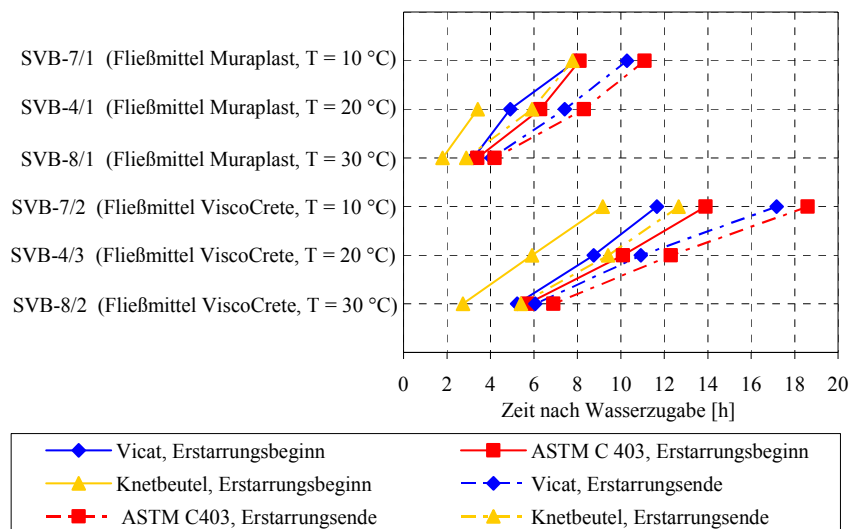


Bild 4.82: Ermittelte Erstarrungszeiten bei Variation der Frischbetontemperatur T_c (10 °C, 20 °C, 30 °C) und des Fließmittels

Bei den untersuchten Betonen verzögerten sich bei einer Temperaturreduzierung sowohl das Erstarrungsende nach Vicat als auch der Erstarrungsbeginn nach dem Knetbeutelverfahren gegenüber den Werten bei 20 °C um 3 % bis 7 % je °C. Beim Einsatz von CEM III betrug die Differenz sogar um bis zu 20 % je °C. Eine Temperaturerhöhung bewirkte gegenüber den Werten bei 20 °C bei allen Betonen einen früheren Erstarrungsbeginn und ein früheres Erstarrungsende um 1,5 % bis 5,5 % je °C Temperaturdifferenz.

Da ein direkter Zusammenhang zwischen den Erstarrungszeiten und dem Frischbetondruck besteht, zeigen die Ergebnisse, dass die Frischbetontemperatur signifikante Auswirkungen auf den Frischbeton hat. Es ist daher von großer Wichtigkeit,

dass bei der Berechnung des Frischbetondrucks die zu erwartende Frischbetontemperatur bzw. die entsprechenden Erstarrungszeiten berücksichtigt werden.

Wurden die Erstarrungszeiten eines Betons lediglich für eine bestimmte Frischbetontemperatur ermittelt, ist eine Umrechnung auf andere Temperaturen nur bei genauer Kenntnis der Zusammenhänge zu empfehlen. Insbesondere die temperaturabhängigen Auswirkungen infolge des Fließmittels in Verbindung mit den eingesetzten Zementen sind oftmals schwer vorherzubestimmen!

4.6.6 Zusammenhang zwischen den Erstarrungszeiten der Betone und der eingesetzten Zemente

Zusätzlich zu den Erstarrungszeiten der Betone wurden die Erstarrungszeiten der verwendeten Zemente sowie ausgewählter Kombinationen von Zement und Betonzusatzstoff ermittelt. Die Prüfung nach DIN 196-3 (2005) wurde sowohl an Proben mit der Normsteife als auch an Leimen mit variierendem Wassergehalt durchgeführt. Fließmittel kamen hierbei nicht zum Einsatz.

Die Ergebnisse zeigten einen eindeutigen Zusammenhang zwischen den Erstarrungszeiten der Zemente und Betone (vgl. Bild 4.83 und Anhang B, Tabelle A.4). Die Erstarrungszeiten der Betone lagen allerdings bei vergleichbarem Wassergehalt und Proben Temperaturen bis zu 50 % über denen der Leime. Dieses Verhalten ist insbesondere auf die leicht verzögernde Wirkung des Fließmittels (Muraplast 63.17) zurückzuführen. Bei sehr niedrigen Wassergehalten war infolge einer Überdosierung des Fließmittels sogar ein Anstieg der Erstarrungszeiten zu verzeichnen. Eine noch stärkere Verzögerung gegenüber den Werten am reinen Leim wurde durch den Einsatz des zweiten Fließmittels [ViscoCrete 1035 (VC)] hervorgerufen, hier betrug die Abweichungen der Erstarrungszeiten bis zu 150 %.

In der Praxis wird oftmals versucht, die Erstarrungszeiten des Betons von den Erstarrungszeiten des eingesetzten Zementes abzuleiten. Specht (1973) beispielsweise schlägt eine Erhöhung der Erstarrungszeiten des Zementes (bei Normsteife) um den Faktor 2,0 vor, um die Erstarrungszeiten des Betons zu erhalten. Diese Vorgehensweise ist bei Verwendung von SVB nicht zu empfehlen, da insbesondere die Fließmittel oftmals stark verzögernd wirken und wodurch die Erstarrungszeiten signifikant beeinflusst werden.

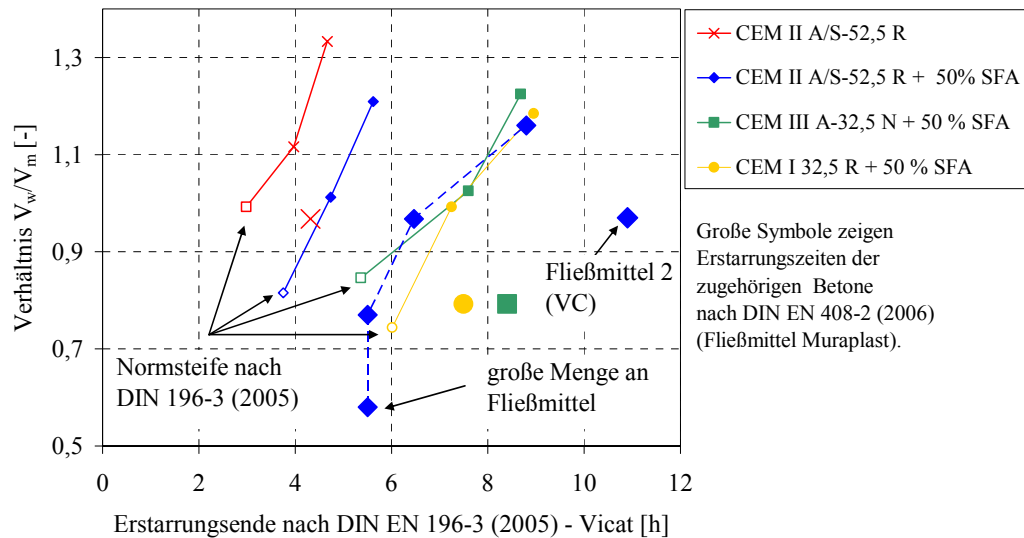


Bild 4.83: Vergleich der Erstarrungszeiten verwendeter Zemente bzw. Mehlkornanteile mit den Erstarrungszeiten geprüfter Betone mit gleicher Leimzusammensetzung (Fließmittel Muraplast 63.17)

4.6.7 Zusammenfassung der Untersuchungsergebnisse zur Prüfung des Erstarrungsverhaltens

Um die Erstarrungszeiten der Betone in Anhängigkeit des Wasser- und Fließmittelgehaltes zu ermitteln, sind nach bisherigem Wissensstand experimentelle Prüfungen am Beton unerlässlich. In gewissen Grenzen erscheint eine Interpolation der Erstarrungszeiten zwischen bereits bekannten Werten möglich. Eine Ableitung der Erstarrungszeiten des Betons von den Erstarrungszeiten des Zementes bzw. vom Leim ist nicht zu empfehlen.

Zur Bestimmung der Erstarrungszeiten am Beton existiert eine Reihe von Verfahren, wobei für den Einsatz auf der Baustelle das Knetbeutelverfahren als am besten geeignet scheint. Ebenso ist dieses Verfahren grundsätzlich zur Bestimmung des Erstarrungsbeginns zu empfehlen. Für Laboruntersuchungen eignen sich die Penetrationsverfahren nach Vicat [DIN EN 480-2 (2006)] sowie nach ASTM C 403 (2005). Eine gegenseitige Umrechnung der mit den Verfahren ermittelten Erstarrungszeiten ist bedingt möglich. Entsprechende Vorschläge wurden unterbreitet.

Bei variierender Frischbetontemperatur wurde ein näherungsweise linearer Zusammenhang zwischen den Erstarrungszeiten und der Frischbetontemperatur festgestellt. Allerdings gilt dies nur in den Grenzen von 10 °C bis 30 °C, nicht jedoch bei Einsatz von Hochofenzement.

Eine detaillierte Darstellung der Ergebnisse der vorgestellten Untersuchungen zum Erstarrungsverhalten von SVB enthält Graubner&Kaiser&Proske (2006).

4.7 Zusammenfassung

Die theoretischen und experimentellen Untersuchungen der relevanten Materialkenngrößen von SVB zur wirklichkeitsnahen Berechnung des Frischbetondrucks auf Schalungen liefern wichtige Aussagen zur zeitlichen Entwicklung der inneren Reibung des Betons bzw. des Seitendruckbeiwertes. Des Weiteren wurden wertvolle Erkenntnisse zum Reibungsverhalten zwischen dem Frischbeton und der Schalungsoberfläche sowie der Bewehrung gewonnen.

Es wurde festgestellt, dass sowohl die Mischungszusammensetzung als auch verschiedene Randbedingungen, wie zum Beispiel Erschütterungen und Einbauzeitpunkt, die einzelnen Materialparameter signifikant beeinflussen können (vgl. Tabelle 4.16). Als integrale Größe zur Beschreibung der Entwicklung der Materialeigenschaften und damit des Frischbetondrucks wurden die Erstarrungszeiten identifiziert. Damit entfällt die Notwendigkeit einer separaten Berücksichtigung einzelner Mischungskomponenten oder rheologischer Kennwerte bei der Berechnung der Schalungsbelastung.

Hinsichtlich der Entwicklung des Seitendruckbeiwertes und damit des Frischbetondrucks wurde weiterhin ein signifikanter Einfluss der Erschütterungen sowie der Schalungsverformungen nachgewiesen, wobei sich die erste Größe insbesondere auf den maximalen Frischbetondruck auswirkt und der zweite Parameter auf die Druckentwicklung nach dem Erstarrungsbeginn. Die eingeführte Kenngröße $\bar{\lambda}_{tot,E}$ beschreibt den maximal möglichen Frischbetondruck, bezogen auf das Produkt von Betoniergeschwindigkeit, Betonwichte und Erstarrungsende. Auf Grundlage der experimentellen Simulationsversuche wurde bei Verwendung von SVB ein Mittelwert von $\bar{\lambda}_{tot,E} \approx 0,3$ bestimmt. Eine mögliche Silowirkung ist hierbei nicht berücksichtigt.

Aus den Ergebnissen zum Seitendruckbeiwert wurde unter Ansatz bodenmechanischer Modelle die zeitliche Entwicklung des inneren Reibungswinkels des Frischbetons abgeleitet, wobei die Kohäsionswirkung in diesen Parameter integriert wurde.

In den Reibungsversuchen wurde festgestellt, dass der Reibungswiderstand zwischen einer glatten Schalungsoberfläche und dem Frischbeton signifikant geringer ist als der Widerstand bei einer Relativverschiebung von Frischbeton und Bewehrung. Erschütterungen können je nach Ansteif- und Erstarrungszustand den Reibungswiderstand deutlich reduzieren oder sogar vollständig aufheben.

Im Rahmen der Untersuchungen zum Ansteif- und Erstarrungsverhalten von SVB wurden weiterhin verschiedene Prüfverfahren zur Quantifizierung der Erstarrungszeiten hinsichtlich deren Aussagefähigkeit sowie deren Eignung für den Einsatz im Labor und auf der Baustelle überprüft.

Die in diesem Kapitel präsentierten Untersuchungsergebnisse bilden eine wesentliche Grundlage zur Ableitung eines wirklichkeitsnahen Berechnungsansatzes zur Schalungsbelastung durch SVB.

Auswirkungen bei Änderung der Einflussparameter						
Einflussparameter / Änderung		untersuchter Bereich	$\mu(t)$ ohne Bew.	$\mu(t)$ mit Bew.	$\sigma_{h,max}$	$\bar{\lambda}_{tot,E,eff}$
Wirksamkeitsdauer Fließmittel	↑	4)	--	--	++	0
Wasser-Mehlkorn-Verhältnis	↑	0,78 – 1,30	-	-	+	0
Einsatz von SFA	↑	0 – 100 % ³⁾	-	-	+	0
Einsatz von KSM anstelle von SFA		100 % ³⁾	+	+	- / 0	0
Zementart		4)	- / +	- / +	-- / +	-- / 0
Leimgehalt	↑	396 – 985 l/m ³	-	-	+	+ / ++ ²⁾
Größtkorn der Gesteinskörn. ¹⁾	↑	8 – 32 mm	0	++	0	0
Setzfließmaß sm ²⁾	↑	60 – 75 cm ⁵⁾	0	- / 0	- / 0	0
Ausbreitmaß a (Rüttelbeton)	↑	32 – 60 cm	+	++	+	+
Frischbetontemperatur T_c	↓	15 – 22 °C	k.U.	k.U.	+	- / 0
Einbauzeitpunkt Δt	↑	0,25 – 3,5 h	k.U.	k.U.	--	0
Schalungsverformung	↑	4)	k.U.	k.U.	- / 0	
Schalungsoberfläche / Trennmittel		4)	0	0	k. U.	
Belastungsgeschwindigkeit	↑	4)	k.U.	k.U.	+	- / 0
Erschütterungen	↑	4)	--	-	+ / ++	
Legende:						
↑ Erhöhung						
↓ Verringerung						
0 Einfluss vernachlässigbar						
+ / ++ geringe/starke Zunahme						
- / -- geringe/starke Abnahme						
k. U. Es liegen keine Untersuchungsergebnisse vor.						
¹⁾ bei optimierter Mischung						
²⁾ z. T. kein SVB nach DAfStb (2003)						
³⁾ bezogen auf den Zementgehalt (Masse)						
⁴⁾ vgl. Kapitel 4.3.1						
⁵⁾ Betone mit einem Setzfließmaß kleiner als $sm = 60$ cm nicht berücksichtigt						

Tabelle 4.16: Auswirkungen der Änderung von Einflussparametern auf den gemessenen maximalen horizontalen Frischbetondruck $\sigma_{h,max}$ sowie den bezogenen Frischbetondruck $\bar{\lambda}_{tot,E}$

5 BERECHNUNGSANSÄTZE ZUR ERMITTLUNG DES FRISCHBETONDRUCKS AUF SCHALUNGEN

5.1 Einführung

In den nachfolgenden Ausführungen werden neuartige Berechnungsmodelle zur Bestimmung des Frischbetondrucks auf lotrechte Schalungen vorgestellt. Die zunächst behandelten analytischen Berechnungsmodelle beruhen grundsätzlich auf dem in Kapitel 2.6.5 vorgestellten Scheibenelementverfahren bzw. der (Silo-)Theorie nach Janssen (1895).

Bisher wurden bei der Anwendung der Silotheorie zur Bestimmung von Druckzuständen stets zeitlich und örtlich unveränderliche Materialparameter λ und τ_w bzw. μ verwendet. Da bei SVB zum Zeitpunkt des Betoneinbaus der Seitendruckbeiwert ca. $\lambda = 1$ beträgt sowie zwischen Beton und der Schalungswand mit $\tau_w \approx 0$ praktisch keine Reibung vorliegt (vgl. Kapitel 4.5), ist dieses Modell zur wirklichkeitsnahen Berechnung des horizontalen Frischbetondrucks nicht geeignet. Für Selbstverdichtenden Beton ergäbe sich aus Gleichung (5.1) stets hydrostatischer Frischbetondruck nach Gleichung (5.2).

$$\sigma_h(h) = \frac{\gamma_c \cdot A}{U \cdot \mu} \left[1 - e^{-\frac{U \cdot \mu \cdot \lambda}{A} \cdot h} \right] \quad (\text{für } \lambda = \sigma_h / \sigma_v \text{ und } \mu \neq 0) \quad (5.1)$$

$$\sigma_h(h) = \sigma_v = \gamma_c \cdot h \quad (\text{für } \lambda = 1 \text{ und } \mu \rightarrow 0) \quad (5.2)$$

mit

γ_c Frischbetonwichte

h Betonierhöhe

A, U Fläche und Umfang des von der Schalung umschlossenen Betonquerschnitts

μ Reibungsbeiwert

Betoniervorgänge können zum Teil mehrere Stunden andauern. In dieser Zeit verändern sich infolge chemischer und physikalischer Prozesse die mechanischen Eigenschaften des Frischbetons grundlegend. Im Verlauf des Ansteifens und Erstarrens vergrößert sich der Winkel der inneren Reibung φ , der zum Zeitpunkt des Betoneinbaus $\varphi_c \approx 0$ beträgt. Gleiches gilt für die Kohäsion c . Entsprechende Abhängigkeiten bestehen beim Seitendruckbeiwert $\lambda = F(\varphi_{ges}, \sigma_n, t, \dots)$ sowie beim Reibungswiderstand zwischen Beton und Schalung bzw. Bewehrung $\mu = \mu_{ges} = F(\varphi_{ges}, \sigma_n, t, \dots)$.

Um diesen Sachverhalt auch bei der Berechnung der Schalungsbelastung nutzen zu können, wurden im Folgenden auf Basis der in Kapitel 2 erläuterten Grundlagen und der in Kapitel 3 und Kapitel 4 vorgenommenen experimentellen Untersuchungen Modelle zur Ermittlung des auf die Schalung einwirkenden Frischbetondrucks von SVB abgeleitet.

Durch die Erweiterung der klassischen Janssen-Theorie unter Berücksichtigung des zeitlich veränderlichen Verhaltens von Reibung und Seitendruckbeiwert wird der Druckzustand in einer Schalung wesentlich genauer als bisher abgebildet, vgl. auch Proske (2005) und Graubner&Proske (2005). Die für die Modelle erforderlichen Eingangsparameter können auf Grundlage der in Kapitel 4 beschriebenen Materialversuche festgelegt werden.

Das entwickelte analytische Modell zum Frischbetondruck auf lotrechte Schalungen wird anhand der eigenen Bauteilversuche und Literaturangaben auf seine Gültigkeit hin überprüft. Eine zusätzliche Überprüfung des Modells sowie die Erarbeitung der Anwendungsgrenzen erfolgen durch ergänzende numerische Untersuchungen. Die für die FE-Berechnung erforderlichen Materialparameter werden aus den in Kapitel 4 dargestellten Untersuchungen abgeleitet. Auf Grundlage der in den vorherigen Kapiteln vorgestellten Untersuchungen sowie zusätzlicher numerischer Simulationen können weiterhin die Zusammenhänge zwischen der Schalungsverformung und der Druckverteilung über die Schalungshöhe ermittelt sowie Möglichkeiten für die Berechnung des Frischbetondrucks bei geneigten Schalungen aufgezeigt werden.

5.2 Analytische Modelle zur Berechnung des Frischbetondrucks auf lotrechte Schalungen

5.2.1 Annahmen und Randbedingungen

Die entwickelten analytischen Modelle zur Berechnung des Frischbetondrucks auf lotrechte Schalungen basieren auf folgenden allgemeinen Annahmen und Randbedingungen:

- Die Schalungsoberfläche ist lotrecht angeordnet.
- Der Betoneinbau in die Schalung erfolgt von oben mit einer konstanten Steiggeschwindigkeit des Betonspiegels und der Beton erreicht kurz nach dem Betoneinbau seine endgültige Lage innerhalb der Schalung (kein Fließen in der Schalung über einen längeren Zeitraum).
- Die Materialparameter des Frischbetons verändern sich im zeitlichen Verlauf identisch, bezogen auf den jeweiligen Einbauzeitpunkt.
- Die Materialparameter Seitendruckbeiwert und Reibungsbeiwert sind von dem auf die Schalungen einwirkenden absoluten Normaldruck unabhängig. *Da diese Annahme nicht genau der Wirklichkeit entspricht, müssen Geltungsbereiche des Modells definiert werden.*
- Die Materialparameter des Frischbetons sind unabhängig vom Druckgefälle. Es finden somit keinerlei Entmischungen innerhalb der Schalung bzw. im Frischbeton statt (keine Sedimentation, Strömung und Konsolidierung). Folglich wird der Einfluss des Blutes oder von Schalungsundichtigkeiten auf den Frischbetondruck nicht direkt berücksichtigt.

Die Vernachlässigung der Konsolidierung führt im Allgemeinen zur Überschätzung des rechnerischen Frischbetondrucks insbesondere bei langen Erstarrungszeiten und instabilen Rezepturen. Bei in der Praxis eingesetzten Selbstverdichtenden Betonen wird jedoch der Einfluss der Konsolidierung als vergleichsweise gering eingeschätzt. Detaillierte Angaben zur Entwicklung des Porenwasserüberdrucks bei eindimensionaler Konsolidation enthalten beispielsweise Lang et al. (2003). Zur expliziten Berechnung sind allerdings genauere Kenntnisse über die Verformungsfähigkeit sowie die Durchlässigkeit des Frischbetons erforderlich.

- Über die gesamte Schalungshöhe wirkt zwischen Beton und Schalung eine Reibung entsprechend der angesetzten Reibungskenngrößen.
Damit die Reibung τ_w zwischen Frischbeton und Schalung bzw. Bewehrung aktiviert werden kann, ist eine geringe Relativverschiebung erforderlich. Sie wird in der Regel durch die Horizontalverformung der Schalung bzw. dem „Nachrutschen des Betons“ sowie die Volumenverringering infolge Kompression des Frischbetons erreicht.
- Für den verwendeten Gesamtreibungsbeiwert μ in der Grenzfläche Schalung-Beton gilt stets $\mu \leq \tan \varphi$.
- Die Vertikalspannungen sind in Querschnittsebene konstant (Dehnungskonstanz über den Querschnitt).

Die durch die Annahmen und Randbedingungen verursachten Modellungenauigkeiten werden bei der Berechnung der Bemessungslasten durch die gewählten Materialparameter (vgl. Kapitel 5.2.3.3) sowie die Sicherheitselemente (vgl. Kapitel 6.6) berücksichtigt.

5.2.2 Berechnungsansätze unter Berücksichtigung des Ansteif- und Erstarrungsverhaltens

Modellvorstellung 1

Ausgangspunkt für die Berechnung des horizontalen und vertikalen Spannungszustandes ist das in Kapitel 2.6.5 vorgestellte und in Gleichung (5.3) zusammengefasste Kräftegleichgewicht am Scheibenelement mit infinitesimaler Dicke, vgl. Bild 2.36.

$$A \cdot \sigma_v + \gamma_c \cdot A \cdot dh = A \cdot (\sigma_v + d\sigma_v) + \tau_w \cdot U \cdot dh \quad (5.3)$$

Die Veränderung der Füllhöhe dh kann über die Füllgeschwindigkeit v sowie die Betonierdauer t ausgedrückt werden:

$$dh = dt \cdot v \quad (5.4)$$

Nach Einführung des zeitabhängigen Materialparameters $\mu(t)$ zur Beschreibung der Reibung zwischen Frischbeton und der vertikalen Stützfläche sowie des Kennwertes $\lambda(t)$ zur Darstellung des zeitabhängigen Zusammenhangs zwischen Vertikalspannung und Horizontalspannung [vgl. Gleichungen (5.5) und (5.6)] und Umformung der Gleichung (5.3) ergibt sich für die Vertikalspannung σ_v eine lineare inhomogene Differentialgleichung 1. Ordnung nach Gleichung (5.7).

$$\tau_w = \sigma_h \cdot \mu(t) \quad (5.5)$$

$$\sigma_h = \sigma_v \cdot \lambda(t) \quad (5.6)$$

$$\frac{d\sigma_v}{dt} + \sigma_v \cdot \lambda(t) \cdot \mu(t) \cdot \frac{U}{A} \cdot v = \gamma_c \cdot v \quad (5.7)$$

Der in Gleichung (5.8) und (5.9) dargestellte Lösungsansatz nach Lagrange führt zur Bestimmungsgleichung (5.10), welche den vertikalen Frischbetondruck in Abhängigkeit der Betonierzeit t angibt.

$$y' + p(x) \cdot y = s(x) \quad (5.8)$$

$$y = e^{-\int p(x) \cdot dx} \cdot \left(\int s \cdot e^{\int p(x) \cdot dx} \cdot dx + C \right) \quad (5.9)$$

$$\sigma_v(t) = \frac{\gamma_c \cdot v \cdot \int_0^t e^{\frac{U}{A} \int_0^t \lambda(t) \cdot \mu(t) \cdot dt} \cdot dt + \sigma_{v0}}{e^{\frac{U}{A} \int_0^t \lambda(t) \cdot \mu(t) \cdot dt}} \quad (5.10)$$

Der Wert σ_{v0} beschreibt eine Randspannung an der Betonoberfläche ($h = 0$). In der Regel gilt $\sigma_{v0} = 0$. Gegebenenfalls ist mit σ_{v0} die Simulation einer zusätzlichen Auflast, z. B. infolge des Einfüllprozesses, möglich. Der horizontale Frischbetondruck errechnet sich durch Umformung der Gleichung (5.6) mit Gleichung (5.11). Dieser Modellansatz entspricht damit prinzipiell der in Kapitel 2.6.4 vorgestellten Modellvorstellung B.

$$\sigma_h(t) = \sigma_v(t) \cdot \lambda(t) = \frac{\gamma_c \cdot v \cdot \int_0^t e^{-\frac{U}{A} \int_0^t \lambda(t) \cdot \mu(t) \cdot dt} \cdot dt + \sigma_{v0}}{e^{-\frac{U}{A} \int_0^t \lambda(t) \cdot \mu(t) \cdot dt}} \cdot \lambda(t) \quad (5.11)$$

Bild 5.1 zeigt den prinzipiellen Verlauf des Frischbetondrucks über die Schalungshöhe. Die dargestellte Abnahme des Horizontaldrucks nach Überschreiten des Maximalwertes $\sigma_{h,max}$ bis zum Erstarrungsende ist nur dann möglich, wenn die im Beton vorhandene Vorspannung durch Fröhschwinden oder Schalungsverformung (z. B. Kriechen der Schalung) abgebaut werden kann. In der Praxis bildet sich ein Gleichgewichtszustand zwischen Verformung und Lasteinwirkung aus, wobei die Horizontalspannung von der Steifigkeit der Schalung beeinflusst wird.

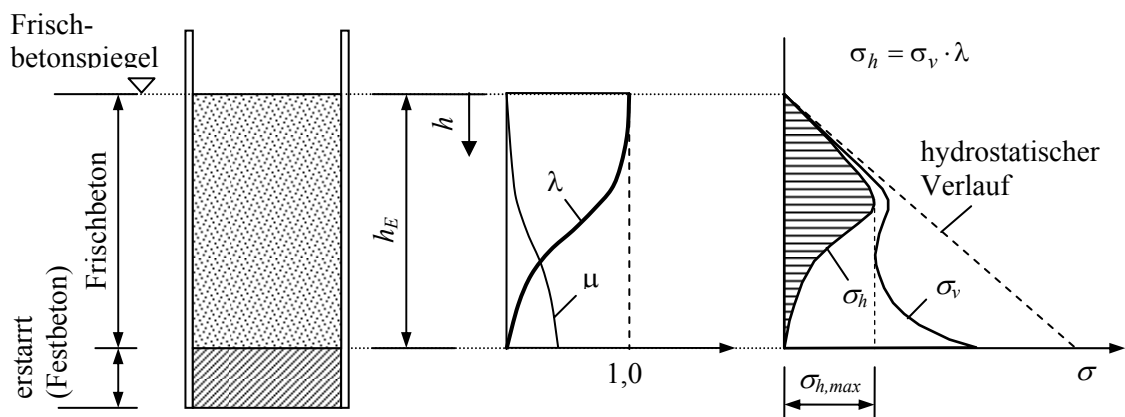


Bild 5.1: Mögliche Druckverläufe nach Modellvorstellung 1

Alternativ zur integralen Beschreibung der Reibung mit Gleichung (5.5), kann über Gleichung (5.12) das Reibungsverhalten differenzierter berücksichtigt werden. Die Kohäsion bzw. Adhäsion $c_w(t)$ wird in Gleichung (5.12) als zeitabhängige Konstante betrachtet und der lastabhängige Reibungsanteil als Reibungsbeiwert $\bar{\mu}(t)$ bezeichnet.

$$\tau_w(t) = c_w(t) + \sigma_h \cdot \bar{\mu}(t) \quad (5.12)$$

Unter Verwendung von Gleichung (5.3) und entsprechender Umformung ergibt sich die Differentialgleichung nach Gleichung (5.13).

$$\frac{d\sigma_v}{dt} + \sigma_v \cdot \lambda(t) \cdot \bar{\mu}(t) \cdot \frac{U}{A} \cdot v = \gamma_c \cdot v - c_w(t) \cdot \frac{U}{A} \cdot v \quad (5.13)$$

Deren Lösung nach Lagrange führt zu:

$$\sigma_v(t) = \frac{\gamma_c \cdot v \cdot \int_0^t \left(1 - c_w(t) \cdot \frac{U}{A}\right) \cdot e^{v \cdot \frac{U}{A} \cdot \int \lambda(t) \cdot \bar{\mu}(t) \cdot dt} \cdot dt + \sigma_{v0}}{e^{v \cdot \frac{U}{A} \cdot \int_0^t \lambda(t) \cdot \bar{\mu}(t) \cdot dt}} \quad (5.14)$$

und der Horizontaldruck schließlich zu:

$$\sigma_h(t) = \sigma_v(t) \cdot \lambda(t) = \frac{\gamma_c \cdot v \cdot \int_0^t \left(1 - c_w(t) \cdot \frac{U}{A}\right) \cdot e^{v \cdot \frac{U}{A} \cdot \int \lambda(t) \cdot \bar{\mu}(t) \cdot dt} \cdot dt + \sigma_{v0}}{e^{v \cdot \frac{U}{A} \cdot \int_0^t \lambda(t) \cdot \bar{\mu}(t) \cdot dt}} \cdot \lambda(t) \quad (5.15)$$

Modellvorstellung 2

Eine weitere Möglichkeit zur Bestimmung des Horizontaldrucks σ_h besteht darin, nicht die Vertikalspannungen, sondern direkt die Horizontalspannungen über die Schalungshöhe zu integrieren, wobei ein Zuwachs der Vertikalspannungsinckremente $d\sigma_v$ stets einen Zuwachs der Horizontalspannung $d\sigma_h$ mit folgendem Zusammenhang bewirkt:

$$d\sigma_h = d\sigma_v \cdot \hat{\lambda}(t) \quad (5.16)$$

Der Parameter $\hat{\lambda}(t)$ entspricht prinzipiell dem Wert $\lambda(t)$ aus Modellvorstellung 1. Mit dem Ansatz nach Gleichung (5.16) wird davon ausgegangen, dass eine im Beton aufgebaute horizontale Vorspannung (bzw. der Spannungsanteil) auch bei einer weiteren Schalungsverformung nicht mehr verringert werden kann. Diese Vorgehensweise entspricht prinzipiell der in Kapitel 2.6.4 vorgestellten Modellvorstellung A. Bei einer rechnerischen Reduzierung der Vertikalspannungsinckremente infolge Wandreibung (Silowirkung) vermindern sich jedoch bei dem vorliegenden Modell die Horizontalspannungen. Unter Ansatz der Gleichungen (5.3), (5.4), (5.5) sowie (5.16) ergibt sich das Kräftegleichgewicht am Scheibenelement nach Gleichung (5.17) und die Differentialgleichung für σ_h nach Gleichung (5.18).

$$A \cdot \sigma_v(t) + \gamma_c \cdot A \cdot dt \cdot v = A \cdot \left(\sigma_v(t) + \frac{d\sigma_h}{\hat{\lambda}(t)} \right) + \sigma_h \cdot \mu(t) \cdot U \cdot dt \cdot v \quad (5.17)$$

$$\frac{d\sigma_h}{dt} + \sigma_h \cdot \mu(t) \cdot \hat{\lambda}(t) \cdot \frac{U}{A} \cdot v = \gamma_c \cdot v \cdot \hat{\lambda}(t) \quad (5.18)$$

Der Lösungsansatz nach Lagrange führt zum horizontalen Frischbetondruck nach Gleichung (5.19).

$$\sigma_h(t) = \frac{\gamma_c \cdot v \cdot \int_0^t \hat{\lambda}(t) \cdot e^{\frac{U}{A} \int_0^t \hat{\lambda}(t) \cdot \mu(t) \cdot dt} \cdot dt + \sigma_{h0}}{e^{\frac{U}{A} \int_0^t \hat{\lambda}(t) \cdot \mu(t) \cdot dt}} \quad (5.19)$$

Für die Randbedingung, dass die Horizontalspannungen an der oberen Betonoberfläche null sind, folgt $\sigma_{h0} = 0$. Ein typischer Verlauf des Horizontaldrucks ist in Bild 5.2 dargestellt. Es ist zu bemerken, dass die Berechnung des Frischbetondrucks nach DIN 18218 (1980) auf dem beschriebenen Prinzip der Integration der Horizontalspannungen basiert, der Siloeffekt jedoch vernachlässigt wird ($\mu = 0$).

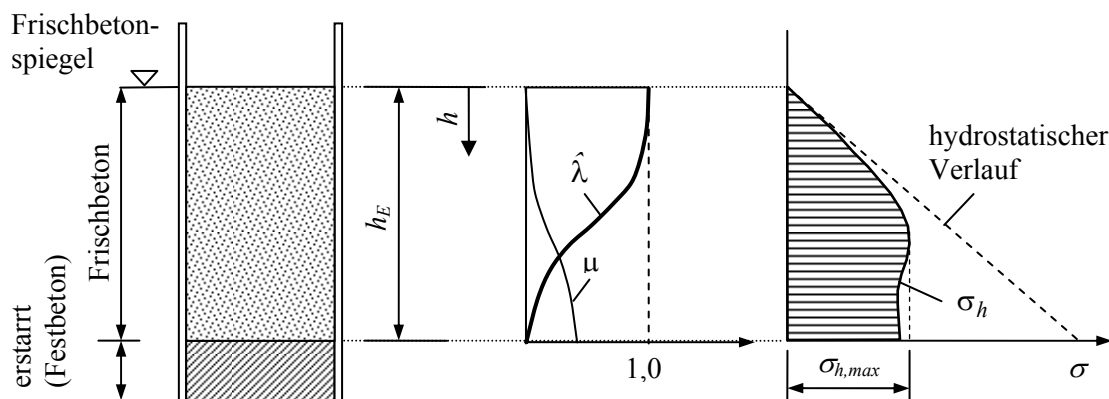


Bild 5.2: Möglicher Verlauf der Horizontalspannungen nach der Modellvorstellung 2

Die rechnerische Vertikalspannung nach dem Modell 2 ergibt sich unter der Randbedingung $\sigma_{h0} = \sigma_{v0} = 0$ nach der folgenden Beziehung:

$$\sigma_v(t) = \gamma_c \cdot v \cdot t - v \cdot \frac{U}{A} \cdot \int_0^t \sigma_h(t) \cdot \mu(t) \cdot dt \quad (5.20)$$

Es wird in dieser Gleichung der hydrostatische Frischbetondruck $\gamma_c \cdot v \cdot t$ durch den aus der Wandreibung $\tau_w = \sigma_h \cdot \mu(t)$ resultierenden Vertikalspannungsanteil vermindert. Durch diesen Ansatz können die rechnerischen Vertikalspannungen niedriger ausfallen als die Horizontalspannungen, womit $\lambda(t) = \sigma_h / \sigma_v$ in diesen Fällen auch Werte größer 1,0 annimmt.

5.2.3 Wirklichkeitsnahes Modell zur Bestimmung des maximalen Frischbetondrucks

5.2.3.1 Modellansatz

Die in Kapitel 5.2.2 vorgestellten Modellansätze stellen mögliche Grenzwerte des Frischbetondrucks dar. Der tatsächlich auftretende maximale horizontale Frischbetondruck wird jedoch von verschiedenen Randbedingungen beeinflusst und liegt daher zwischen den mit Modell 1 (unbegrenzte Verformung der Schalung) und Modell 2 (ideal starre Schalung ohne Dehnungsverkürzung) ermittelten Werten. Die nachfolgende Gleichung (5.21) ermöglicht eine Analyse des tatsächlichen Spannungszustandes bei lotrechten Schalungen. Sie gibt den Zusammenhang zwischen den Horizontalspannungsanteilen innerhalb einer Schalung, bei einer zunehmenden Vertikalspannung $\Delta\sigma_v$, wieder (vgl. Bild 5.3). Zugrunde gelegt wird in Gleichung (5.21) eine lineare Abhängigkeit der Schalungsverformung vom horizontalen Frischbetondruck entsprechend Gleichung (2.65a).

$$\Delta\sigma_h = \underbrace{\Delta\sigma_v \cdot \hat{\lambda}}_{\text{Querdehnung aus Vertikallastzunahme (Modellvorstellung 2)}} - \underbrace{\frac{\Delta b}{b} \cdot \overline{E_c}}_{\text{Betondehnung infolge Schalungsverformung}} - \underbrace{|\varepsilon_{cs}| \cdot \overline{E_c}}_{\text{Schwinden des Betons}} = \underbrace{\frac{\Delta b}{2} \cdot k}_{\text{Schalungsverformung}} \quad (5.21)$$

Annahme: linear-elastisches Materialverhalten

$$\sigma_h \geq \sigma_v \cdot \lambda \quad (\text{Modellvorstellung 1 bzw. Erreichen der Fließbedingung})$$

mit

$\Delta\sigma_h$ Zuwachs des horizontalen Frischbetondrucks im Beton [kN/m²]

$\hat{\lambda}$ Seitendruckbeiwert der Spannungszuwächse aus Materialversuchen (entsprechend Modellvorstellung 2); hier unter Annahme einer ideal steifen Schalung sowie ohne Spannungsanteile aus Schwinden des Betons [-]

λ Seitendruckbeiwert der Spannungszuwächse bei unbegrenzter Horizontalverschiebung (entsprechend Modellvorstellung 1) [-]

k effektive bezogene Federkonstante der Vertikalschalung (2-seitig) in horizontaler Richtung [kN/m je m² Schalungsoberfläche]

b Dicke des Betonbauteils [m]

Δb Änderung der Bauteildicke im betrachteten Zeitraum [m]

$\overline{E_c}$ mittlerer Verformungsmodul des Frischbetons [kN/m²]

ε_{cs} Frühschwinden des Betons (Dehnungen) im betrachteten Zeitraum [-]

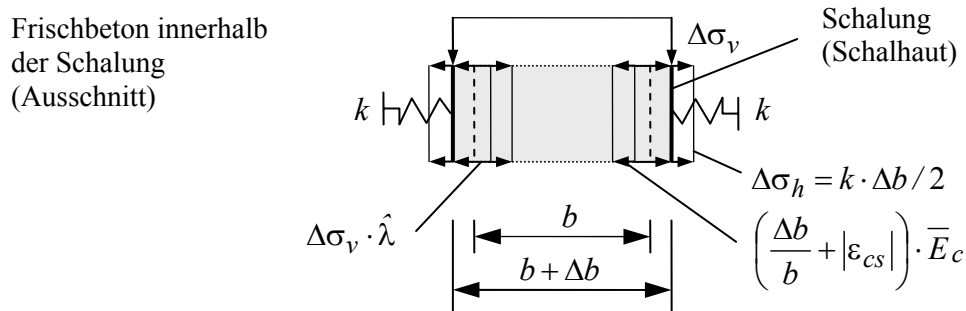


Bild 5.3: Horizontalspannungsanteile in einer Schalung infolge $\Delta\sigma_v$

Durch Lösung des Gleichungssystems (5.21) kann der Zuwachs des Frischbetondrucks ohne Kenntnis der Bauteilverformung Δb in Abhängigkeit der Bauteilbreite, der Änderung der Vertikalspannung, der Schalungssteifigkeit und der Materialparameter des Frischbetons ermittelt werden.

Bei der Analyse der Gleichung (5.21) zeigt sich weiterhin, dass bei einer sehr steifen Schalung und einem weichen Beton die Entwicklung der Horizontalspannungen näherungsweise den Rechenwerten der in Kapitel 5.2.2 vorgestellten Modellvorstellung 2 entspricht. Demgegenüber ergeben sich bei in der Praxis üblichen Schalungssteifigkeiten k und Bauteildicken d sowie bei bereits angesteiftem Beton Zuwächse der Horizontalspannung $\Delta\sigma_h$, welche signifikant geringer sind als nach Modellvorstellung 2. Ein Frühschwinden des Betons und ein weiteres Nachgeben der Schalung verstärkt diese Tendenz. Die maximale Horizontalspannung $\sigma_{h,max}$ entspricht somit in der praktischen Anwendung näherungsweise dem Wert nach Modellvorstellung 1.

Zur Berechnung des maximalen Frischbetondrucks wird nachfolgend die Modellvorstellung 1 bzw. Gleichung (5.10) bzw. (5.11) weiterverfolgt. Sowohl im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit als auch im Grenzzustand der Tragfähigkeit kann in der Regel von einer ausreichenden Verformungsfähigkeit des Schalungssystems ausgegangen werden, die eine Aktivierung des inneren Reibungswiderstandes ermöglichen. In diesem Fall ist ein geringerer horizontaler Maximaldruck, als Modellvorstellung 2 ausweist, erforderlich.

Lediglich bei Schalungswänden, welche im Bemessungsfall praktisch keine Horizontalverformungen bzw. sehr sprödes Bruchverhalten aufweisen, ist gegebenenfalls die Anwendung der Modellvorstellung 2 zu empfehlen; jedoch kann auch in Modellvorstellung 1 eine Behinderung der Querdehnung gegebenenfalls durch einen erhöhten Materialparameter $\lambda(t)$ Berücksichtigung finden.

In Modellvorstellung 1 wird zur Beschreibung der Reibung zwischen Beton und Schalung bzw. Beton und Bewehrung nachfolgend lediglich der Parameter $\mu(t)$ bzw. Gleichung (5.5) verwendet. Aus den Messergebnissen in Kapitel 4.5 wurde ersichtlich, dass der Kohäsionsanteil nach einer Relativverschiebung zwischen Frischbeton und

Schalungsoberfläche bzw. Bewehrung vergleichsweise klein ist und daher durch den Wert $\mu(t)$ hinreichend genau Berücksichtigung finden kann. Eine zusätzliche Differenzierung mit Hilfe des Parameters Kohäsion $c_w(t)$ ist daher nicht notwendig.

5.2.3.2 Erstarrungszeiten

Der Erstarrungsbeginn sowie das Erstarrungsende von Beton sind bisher noch nicht allgemeingültig definiert. Im vorliegenden Modell wird das Erstarrungsende t_E nach DIN EN 480-2 (2006) (Nadel-Eindringversuch nach Vicat) verwendet. Hierzu ist vom Frischbeton der Mörtel mit dem Sieb der Lochweite 4 mm abzusieben und zu prüfen. Die Probertemperatur im Versuch darf nicht höher sein als die in der Schalung zu erwartende Frischbetontemperatur.

Die Erstarrungszeiten werden durch das Erstarrungsverhalten des verwendeten Zementes in Verbindung mit den Betonzusatzstoffen sowie dem Wassergehalt des Betons gesteuert. Bei Selbstverdichtenden Betonen kann das Erstarrungsende durch den Einsatz von Betonzusatzmitteln, wie z. B. Fließmitteln, stark beeinflusst werden und liegt in der praktischen Anwendung meist zwischen 7 und 15 Stunden.

Das effektive Erstarrungsende $t_{E,eff}$ ist das Erstarrungsende t_E abzüglich des Zeitraums zwischen Mischungsfertigstellung und Einbaubeginn Δt [vgl. Gleichung (5.22)]. Beispielweise verringert sich bei längerer Transportzeit das effektive Erstarrungsende. Alternativ ist die Bestimmung des Erstarrungsendes t_E bzw. $t_{E,eff}$ über das Erstarrungsende nach Knetbeutelverfahren $t_{E,KB}$ möglich. Die entsprechende analytische Beziehung wurde auf Grundlage der Erstarrungszeiten der in Kapitel 4.3.3 aufgeführten Betone abgeleitet.

$$t_{E,eff} = t_E - \Delta t \text{ oder} \\ t_{E,eff} = 1,25 \cdot t_{E,KB} - \Delta t \quad (5.22)$$

Zur Ermittlung des maximalen Frischbetondrucks kann neben dem Erstarrungsende auch der Erstarrungsbeginn nach dem Knetbeutelverfahren Verwendung finden. Für $t_{E,eff}$ ist entsprechend der Ergebnisse aus Kapitel 4.6.4 der Term nach Gleichung (5.23) anzusetzen, wobei in diesem Fall die Transportzeit Δt unberücksichtigt bleibt. Die Berechnung des maximalen Frischbetondrucks über $t_{A,KB}$ ist vor allem dann empfehlenswert, wenn der Erstarrungsbeginn und das Erstarrungsende weit auseinander liegen, wie z. B. bei Verwendung verschiedener Zemente mit geringer Hydratationswärmeentwicklung.

$$t_{E,eff} = t_{A,KB} \cdot 2,35 \quad (5.23)$$

5.2.3.3 Zeitabhängige Modellparameter

Seitendruckbeiwert λ

Selbstverdichtender Beton weist oft noch lange nach dem Einbau eine hohe Fließfähigkeit auf und reagiert sehr empfindlich auf Erschütterungen. Daher kann nicht mehr von einem linearen Verlauf des Seitendruckbeiwertes - wie in DIN 18 218 (1980) für Rüttelbeton angenommen - ausgegangen werden.

Auf Grundlage der eigenen Materialuntersuchungen (vgl. Kapitel 4.4) wird der Verlauf des Seitendruckbeiwertes näherungsweise nach den Gleichungen (5.24) bis (5.26) beschrieben. Bei der Ableitung der Zusammenhänge wurden lediglich die Ergebnisse der Versuche an Selbstverdichtenden Betonen bei Simulation eines quasi-kontinuierlichen Betoniervorgangs (Versuchsablauf A1 und A3) einbezogen. Gleichung (5.24) spiegelt den zeitlichen Verlauf des 98%-Quantilwertes des Seitendruckbeiwertes ohne Erschütterungswirkung bei Annahme einer Normalverteilung wider, wobei λ auf den Höchstwert $\lambda_{max} = 1,0$ zu begrenzen ist. Die Mittelwerte der Seitendruckbeiwerte ohne Erschütterungen beschreibt Gleichung (5.25).

Ein oberer Quantilwert des Seitendruckbeiwertes aller Versuche ohne Erschütterungen für den frühen Zeitpunkt $t \leq 0,6 \cdot t_{E,eff}$ wird in Gleichung (5.26) durch die 5%-Quantilwerte bei logarithmischer Normalverteilung für den Wert $1 - \lambda(t)$ wiedergegeben. Damit liegen die Ergebnisse von $\lambda(t)$ stets unterhalb des Wertes 1,0. Gleichzeitig entspricht die entwickelte Funktion den 95%-Quantilwerten der Messwerte bei diskreter Verteilung von $\lambda(t)$. Im Bereich $t > 0,6 \cdot t_{E,eff}$ wurden die 95%-Quantilwerte von $\lambda(t)$, ermittelt in Versuchen mit nachgebender Schalung, bei Annahme einer Normalverteilung zugrunde gelegt. Bild 5.4 zeigt den zeitlichen Verlauf der Seitendruckbeiwerte sowie den Bereich der im Versuch ermittelten Messwerte.

Für die 98%-Quantilwerte (Normalverteilung) von $\lambda(t)$ aus allen Versuchen ohne Erschütterungswirkung [ohne (VIB)] im Zeitraum $0 \leq t / t_{E,eff} \leq 1$ gilt:

$$\begin{aligned} \lambda_1(t) = & 1 - 0,18 \cdot \frac{t}{t_{E,eff}} + 2,43 \cdot \left(\frac{t}{t_{E,eff}} \right)^2 - 9,14 \cdot \left(\frac{t}{t_{E,eff}} \right)^3 \\ & + 7,84 \cdot \left(\frac{t}{t_{E,eff}} \right)^4 - 1,79 \cdot \left(\frac{t}{t_{E,eff}} \right)^5 \end{aligned} \quad (5.24)$$

mit

$t_{E,eff}$ effektives Erstarrungsende des Betons

t Betonierdauer

Für die Mittelwerte von $\lambda(t)$ aus allen Versuchen ohne Erschütterungswirkung [ohne (VIB)] im Zeitraum $0 \leq t/t_{E,eff} \leq 1$ gilt:

$$\begin{aligned} \lambda_2(t) = & 1 + 0,11 \cdot \frac{t}{t_{E,eff}} - 2,23 \cdot \left(\frac{t}{t_{E,eff}}\right)^2 - 0,66 \cdot \left(\frac{t}{t_{E,eff}}\right)^3 \\ & + 3,46 \cdot \left(\frac{t}{t_{E,eff}}\right)^4 - 1,56 \cdot \left(\frac{t}{t_{E,eff}}\right)^5 \end{aligned} \quad (5.25)$$

Im Bereich $0 \leq t/t_{E,eff} \leq 0,6$ gilt für die 95%-Quantilwerte von $\lambda(t)$ ohne Erschütterungen [ohne (VIB)] und im Bereich $0,6 < t/t_{E,eff} \leq 0,9$ für die 95%-Quantilwerte aller Versuche mit nachgebender Schalung (NS):

$$\lambda_3(t) = 1 - \left(1,1 \cdot \frac{t}{t_{E,eff}}\right)^{2,3} \quad (5.26)$$

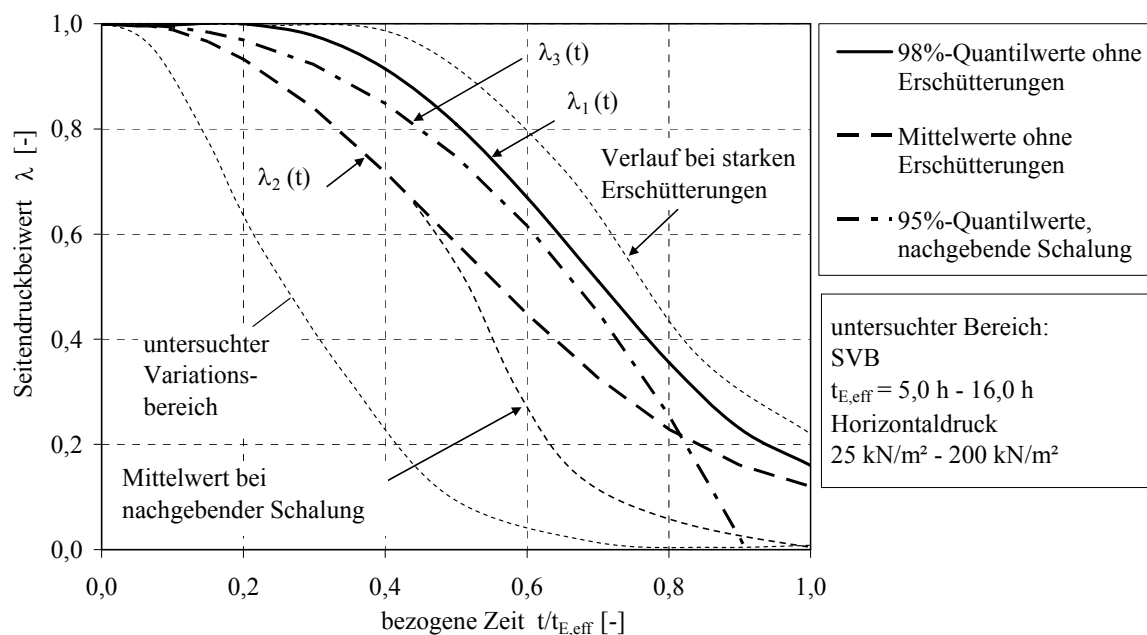


Bild 5.4: Zeitlicher Verlauf des Seitendruckbeiwertes bei SVB nach Gleichung (5.24) bis (5.26)

Reibungsbeiwert $\mu(t)$

Zunächst ist anzumerken, dass während des Betoniervorgangs an der Kontaktfläche Frischbeton-Schalungswand infolge Verformung der Schalung und Stauchung des Betons stets geringe Relativverschiebungen auftreten können. Daher sollte zur Berechnung des Frischbetondrucks die Gleitreibung $\mu = \mu_g$ angesetzt werden.

Auf Grundlage der in Kapitel 4.5 vorgenommenen Untersuchungen zum Reibungsbeiwert wurden die Gleichungen (5.27) und (5.28) aus den experimentell gewonnenen Kennwerten abgeleitet, wobei hier der 5%-Quantilwert der Reibungsbeiwerte bei Annahme einer logarithmischen Normalverteilung zugrunde gelegt wurde. Die Quantilwerte der Reibungsbeiwerte wurden jeweils für Zeitintervalle von $\Delta(t/t_{E,eff}) = 0,05$ berechnet. Eine entsprechende Lösung für die Mittelwerte der Versuchsergebnisse gibt Gleichung (5.29) wieder, um im Zuge der Modellkalibrierung auch ein mittleres Materialverhalten zu erfassen.

Bei unbewehrten Bauteilen kann Gleichung (5.27) Verwendung finden, wenn lediglich geringe Erschütterungen während des Betoniervorgangs vorliegen. Zum frühen Zeitpunkt $t/t_{E,eff} < 0,1$ wird aufgrund der hohen Sensibilität gegenüber Erschütterungen praktisch keine Reibung berücksichtigt. Die Gleichung (5.28) bzw. (5.29) kann zur Berücksichtigung der Silowirkung verwendet werden, wenn die Bauteile eine ausreichende Vertikal- und Horizontalbewehrung aufweisen und keine starken Erschütterungen während des Einfüllprozesses auftreten. Sind während des Betoniervorgangs starke Erschütterungen zu erwarten, sollte $\mu(t)$ zu null gesetzt werden.

Für die 5%-Quantilwerte von $\mu(t)$ ohne Bewehrung, mit lediglich sehr geringen Erschütterungen, gilt im Bereich $0 \leq t/t_{E,eff} \leq 1$:

$$\begin{aligned} \mu_1(t) = & -0,143 \cdot \frac{t}{t_{E,eff}} + 2,30 \cdot \left(\frac{t}{t_{E,eff}}\right)^2 - 11,4 \cdot \left(\frac{t}{t_{E,eff}}\right)^3 \\ & + 24,4 \cdot \left(\frac{t}{t_{E,eff}}\right)^4 - 21,9 \cdot \left(\frac{t}{t_{E,eff}}\right)^5 + 7,0 \cdot \left(\frac{t}{t_{E,eff}}\right)^6 \end{aligned} \quad (5.27)$$

mit

$t_{E,eff}$ effektives Erstarrungsende des Betons

t Betonierdauer

Für die 5%-Quantilwerte von $\mu(t)$ gilt bei Bauteilen mit einer Horizontalbewehrung und einem Bewehrungsabstand von mindestens $s_h = 12,5$ cm bei keinen bis geringen Erschütterungen im Bereich $0 \leq t/t_{E,eff} \leq 0,5$:

$$\mu_2(t) = 1,5 \cdot \left(\frac{t}{t_{E,eff}} \right)^3 \leq 0,2 \quad (5.28)$$

Für die Mittelwert von $\mu(t)$ gilt bei Bauteilen mit einer Horizontalbewehrung und einem Bewehrungsabstand von mindestens $s_h = 12,5$ cm bei keinen bis geringen Erschütterungen im Bereich $0 \leq t / t_{E,eff} \leq 0,4$:

$$\mu_3(t) = 2 \cdot \left(\frac{t}{t_{E,eff}} \right)^{2,5} \leq 0,2 \quad (5.29)$$

Bild 5.5 zeigt den zeitlichen Verlauf des Reibungsbeiwertes der gewählten Gleichungen. Dargestellt sind weiterhin die ermittelten Messwerte des Reibungsbeiwertes für SVB bei einer Vertikalspannung von ca. 90 kN/m². Die einzelnen unterhalb der Funktionen liegenden Messwerte sind vertretbar, da diese Proben infolge der zyklischen Vertikalbelastung im Versuch einen geringeren Widerstand aufwiesen, als unter stetiger Belastungszunahme zu erwarten ist.

Eine Gegenüberstellung der Funktionen $\mu_1(t)$ und $\mu_2(t)$ mit den 5%-Quantilwerten der Messwerte (vgl. Kapitel 4) enthält Bild 5.6.

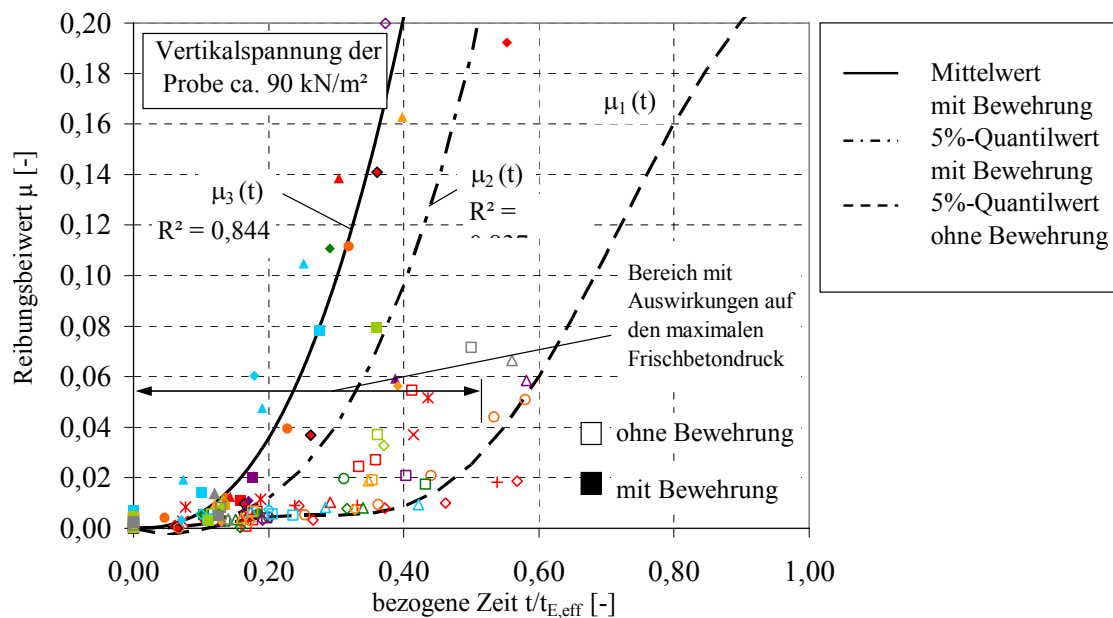


Bild 5.5: Gewählte Funktionen zum zeitlichen Verlauf des Reibungsbeiwertes zwischen Beton und Schalung bzw. Bewehrung sowie Messwerte für SVB

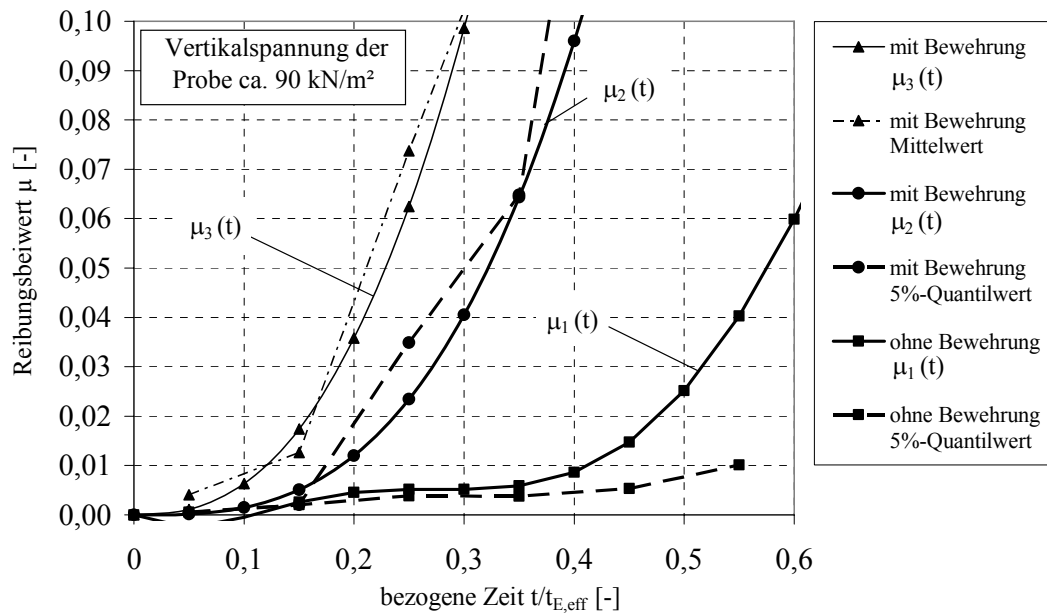


Bild 5.6: Vergleich der gewählten Funktionen zum Reibungsbeiwert bei SVB mit den zugehörigen Quantilwerten der Versuchswerte im für die Berechnung des maximalen Frischbetondrucks maßgebenden Bereich

In Bild 5.7 ist der theoretisch maximale Reibungsbeiwert μ_{max} auf Grundlage der $\lambda(t)$ -Funktionen nach Gleichung (5.25) und (5.26) unter Annahme von aktivem Erddruck dargestellt und den aus den Versuchswerten ermittelten Reibungsbeiwerten gegenübergestellt. Die Berechnung wurde nach folgender Gleichung durchgeführt:

$$\mu_{max} = \tan \varphi_{ges} = \tan \left(2 \cdot \left(-\arctan(\sqrt{\lambda}) + \frac{\pi}{4} \right) \right) \quad (5.30)$$

Es ist ersichtlich, dass die aus $\lambda_2(t)$ [Gleichung (5.25)] errechneten Reibungsbeiwerte sehr gut mit den im Versuch ermittelten Werten $\mu_3(t)$ (mit Bewehrung) übereinstimmen. Dies ist erstaunlich, da die Bewehrung lediglich in der Mitte des Schalungsschwertes angeordnet wurde. Es ist jedoch davon auszugehen, dass infolge von Dilatationsvorgängen im Bereich der Bewehrungselemente lokal größere Reibungswiderstände aktiviert, als im Mittel rechnerisch angesetzt, werden. Des Weiteren kann bei den Versuchen mit Bewehrung, aufgrund der Dehnungsbehinderung an den Schalungswänden (senkrecht zur Richtung der Verschiebung), ein größerer Widerstand auftreten, als unter der Annahme einer Scherfuge parallel zur Verschiebungsrichtung rechnerisch maximal möglich ist. Insgesamt ist jedoch davon auszugehen, dass bei hohem Bewehrungsgehalt die gesamte innere Reibung des Frischbetons für die Silowirkung aktiviert werden kann.

Weiterhin ist aus Bild 5.7 ersichtlich, dass der Maximalwert der Reibung auf Grundlage der 95%-Quantilwerte von $\lambda(t)$ ebenfalls annähernd den 5%-Quantilwerten des Reibungsbeiwertes mit Bewehrung entspricht. Demgegenüber erreicht die reine Oberflächenreibung (ohne Bewehrung) die rechnerischen Maximalwerte $\mu_{max}(t)$ lediglich zum frühen Zeitpunkt. Ab einem Zeitpunkt $t/t_{E,eff} = 0,25$ liegen die rechnerischen Maximalwerte $\mu_{max}(t)$ deutlich oberhalb der im Versuch festgestellten Reibungswiderstände. In der Kontaktzone Frischbeton-Schalung kann demnach kein Reibungswiderstand mit der Größe der inneren Reibung des Frischbetons auftreten.

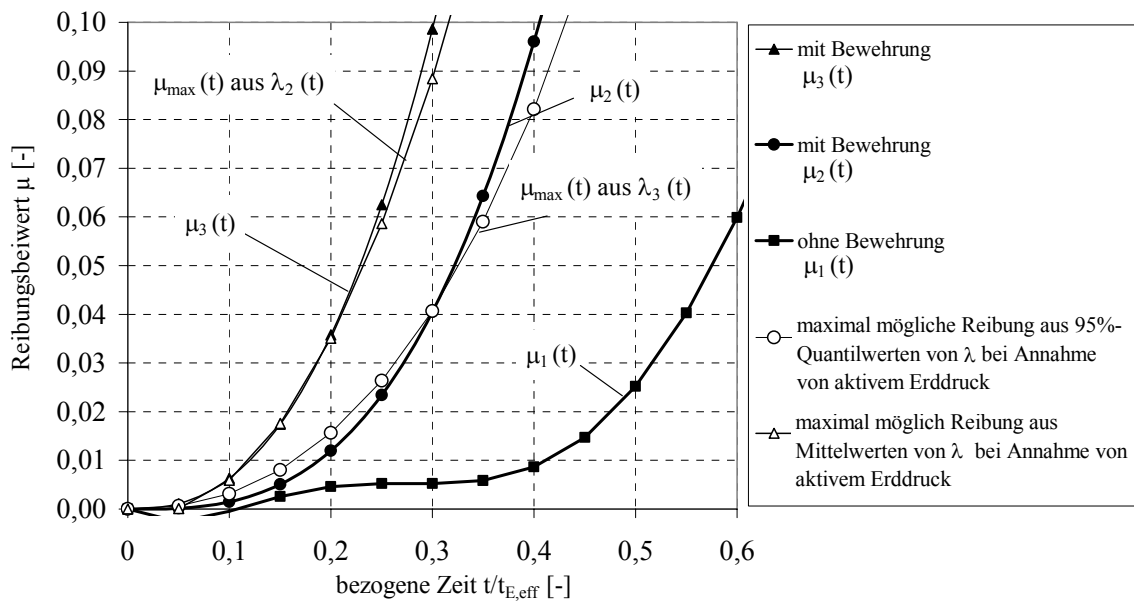


Bild 5.7: Theoretisch maximal möglicher Reibungsbeiwert $\mu_{max}(t)$ auf Grundlage der gewählten Funktionen für den Seitendruckbeiwert $\lambda(t)$ und Vergleich mit den gewählten Ansätzen zum Reibungsbeiwert $\mu(t)$

5.2.3.4 Zeitlich unveränderliche Modellparameter

Betoniergeschwindigkeit (Steiggeschwindigkeit) v

Im vorliegenden Modell wird eine konstante Steiggeschwindigkeit über den gesamten Betoniervorgang vorausgesetzt. Die erreichbare Betoniergeschwindigkeit bei Verwendung von SVB hängt im Wesentlichen von der Einbauleistung (Betonpumpe) und den Abmessungen des Bauteils ab. Die üblichen Betoniergeschwindigkeiten unter Verwendung von SVB variieren zwischen 0,5 m/h – 10 m/h bei massigen Bauteilen, wie z. B. Wänden, und 10 m/h – 100 m/h bei schlanken Bauteilen, wie z. B. Stützen.

Querschnittsabmessungen

Im Betonbau werden Bauteile mit einer großen Bandbreite von Querschnittsabmessungen hergestellt. Bei langen Wänden gilt näherungsweise Gleichung (5.31), wobei die Breite b in der Regel zwischen 0,15 m und 0,5 m liegt. Die maximale Breite von Stützen beträgt in der Regel 0,20 m bis 1 m.

$$\frac{U}{A} \approx \frac{2}{b} \quad (\text{für Wände, } b - \text{Bauteil- bzw. Schalungsbreite}) \quad (5.31)$$

Frischbetonwichte

Die Frischbetonwichte bei Normalbetonen ist nach DIN 1055-1 (2002) als konstant wirkend mit $\gamma_c = 25,0 \text{ kN/m}^3$ anzusetzen. Werden Schwer- und Leichtbetone eingesetzt, ist die Frischbetonwichte ggf. entsprechend zu korrigieren.

5.3 Verifizierung des analytischen Modells anhand von Versuchsergebnissen

5.3.1 Allgemeines

Für die Integrale der Gleichungen (5.10), (5.14) und (5.19) können unter Verwendung der gefundenen Beziehung für $\mu(t)$ und $\lambda(t)$ nach Gleichung (5.27) bis (5.29) bzw. (5.24) bis (5.26) keine geschlossenen Lösungen aufgestellt werden. Damit ist zur Berechnung der Druckzustände eine numerische Integration erforderlich. Die nachfolgenden Berechnungen wurden mit dem Programmsystem MathCad 2000-Professional durchgeführt. Die Überprüfung der Gültigkeit der favorisierten Modellvorstellung 1 erfolgte anhand der in Kapitel 3 vorgestellten Versuche und anderer veröffentlichter Messergebnisse.

Die bessere Aussagefähigkeit der gewählten Modellvorstellung 1 im Vergleich zum verworfenen Modell 2 wurde anhand der Versuchsergebnisse zum Seitendruckbeiwert (vgl. Kapitel 4.4) nachgewiesen. Mit Modellvorstellung 2 ergäbe sich bei Ansatz der

Materialwerte $\lambda(t)$ nach Gleichung (5.24) unter Vernachlässigung der Reibung zwischen Frischbeton und Schalung ein bezogener Horizontaldruck von $\bar{\lambda}_{E,tot} = 0,70$ gegenüber dem gemessenen Wert von $\bar{\lambda}_{E,tot} = 0,41$, welcher auch der Modellvorstellung 1 entspricht. Selbst bei Annahme der mit nachgebender Schalung ermittelten Materialwerte $\lambda(t)$ nach Gleichung (5.26) ergäben sich nach Modellvorstellung 2 noch unrealistisch große bezogene Horizontaldrücke von $\bar{\lambda}_{E,tot} = 0,63$ gegenüber den gemessenen Werten (Vergleichswerten) bzw. Modellvorstellung 1 bei starrer Schalung mit $\bar{\lambda}_{E,tot} \approx 0,40$ und verschieblicher Schalung mit $\bar{\lambda}_{E,tot} = 0,38$.

5.3.2 Vergleich mit eigenen Messergebnissen

Bild 5.8 und Bild 5.9 zeigen einen Vergleich der Rechenergebnisse zum Frischbetondruck mit dem in den eigenen Versuchen gemessenen Werten (vgl. Kapitel 3.2). Die Berechnung erfolgte unter Ansatz der Mittelwerte der Reibung aus den Versuchen mit Bewehrung, vgl. Gleichung (5.29), sowie der Mittelwerte des Seitendruckbeiwertes nach Gleichung (5.25), da diese dem im Kapitel 4 festgestellten Materialverhalten des Bauteilbetons SVB-101 weitestgehend entsprechen. Bei den bewehrten Stützen wurde aufgrund der dichten Verbügelung und der damit verbundenen Reduzierung der Nettoquerschnittsfläche eine rechnerische Stützenbreite von $b' = b - 2 \cdot c_{nom} = 24 \text{ cm}$ angesetzt.

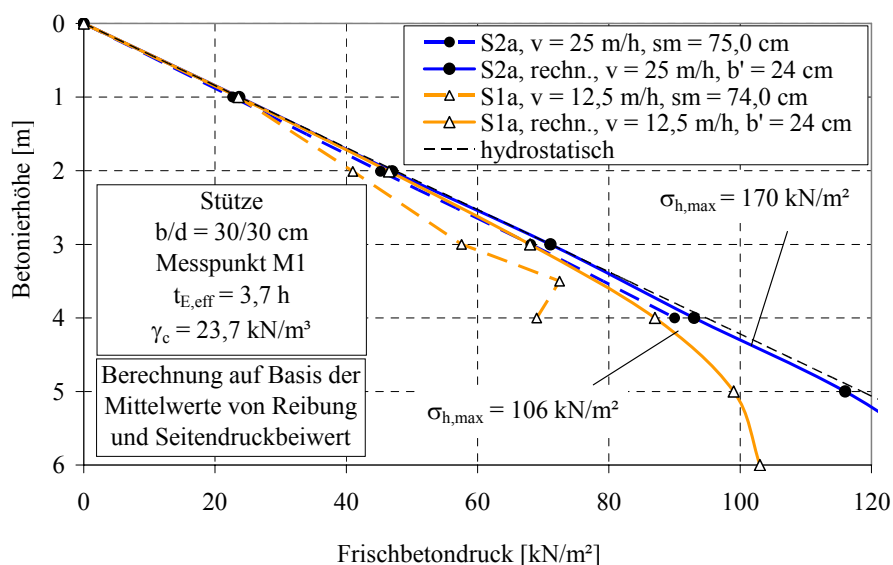


Bild 5.8: Vergleich der Messwerte der Stützenversuche mit den Rechenergebnissen bei Ansatz der Mittelwerte des Reibungs- und des Seitendruckbeiwertes

Festzustellen ist, dass der berechnete Druckverlauf prinzipiell recht gut mit den Messwerten übereinstimmt. Die größeren Rechenwerte sind damit zu begründen, dass die Reibungskennwerte der Materialversuche die Gleitreibung repräsentieren und unter zyklischer Vertikallast ermittelt wurden. In den Stützen lag dagegen keine signifikante

dynamische Beanspruchung vor, die innere Struktur des Betons konnte sich hier vergleichsweise ungestört aufbauen und den Frischbetondruck entsprechend reduzieren.

Im Gegensatz zu den schlanken Stützen wurden bei der 10 m hohen Wand W1 (vgl. Kapitel 3.3.2) für die Reibungsbeiwerte die 5%-Quantilwerte und für die Seitendruckbeiwerte die 98%-Quantilwerte aus den in Kapitel 4 vorgestellten Messwerten verwendet, da diese Mischungsrezepturen im Materialversuch nicht explizit untersucht wurden. Des Weiteren wurde das Schalungssystem durch den Einfüllprozess mittels Betonpumpe, verbunden mit den zum Teil extrem hohen Fallhöhen, erheblichen dynamischen Beanspruchungen ausgesetzt. Daher ist der Ansatz der genannten Quantilwerte realitätsnaher als der Ansatz von Mittelwerten.

Die Berechnung des maximalen Frischbetondrucks erfolgte getrennt für den unteren und mittleren Schalungsbereich, da hier unterschiedliche Randbedingungen hinsichtlich des effektiven Erstarrungsendes sowie des Bewehrungsgehaltes vorlagen. In Bild 5.9 sind die Rechenwerte den gemessenen maximalen Frischbetondrücken gegenübergestellt. Es ist die sehr gute Übereinstimmung der Maximalwerte des horizontalen Frischbetondrucks mit und ohne Ansatz der Bewehrung ersichtlich. Bei Vernachlässigung der Reibung zwischen Beton und Schalung ergäbe sich ein maximaler Frischbetondruck von ca. 175 kN/m². Dies würde ebenfalls noch eine sinnvolle Abschätzung darstellen.

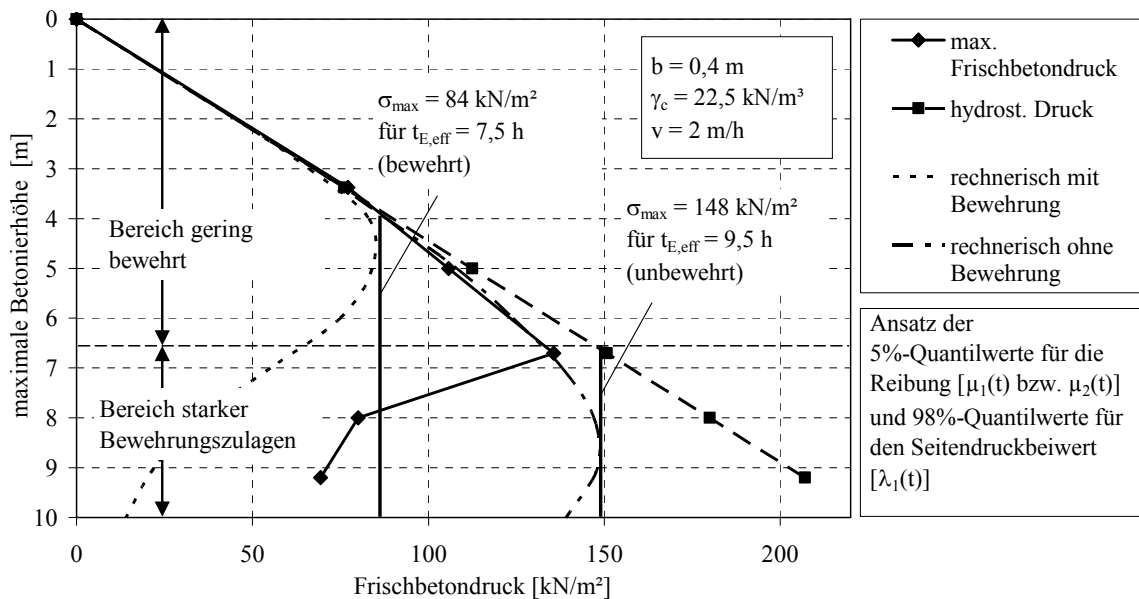


Bild 5.9: Vergleich der Messwerte des Wandversuchs W1 mit den Rechenergebnissen

Auch an Wand W2 (vgl. Kapitel 3.3.3) wurde eine analoge Untersuchung durchgeführt, wobei eine hinreichende Übereinstimmung der rechnerischen Werte mit den Messwerten festgestellt werden konnte.

5.3.3 Vergleich mit Messergebnissen aus der Literatur

Die Gültigkeit der Berechnungsansätze wurde neben den eigenen Versuchen auch anhand verschiedener Literaturangaben überprüft. Oftmals fehlten Angaben verschiedener Randbedingungen, wie z. B. zum Erstarrungsverhalten und Bewehrungsgehalt. Daher wurden bei der Auswertung der Versuche stets die Mittelwerte für die Materialparameter $\mu(t)$ und $\lambda(t)$ angesetzt. In der Regel wurde bei den Berechnungen von bewehrten Bauteilen ausgegangen. Bild 5.10 zeigt einen Vergleich der Druckmessungen von Brameshuber&Uebachs (2003-2) mit den Rechenwerten. Das Erstarrungsende wurde auf Grundlage von Gleichung (5.23) ermittelt, da Erstarrungsbeginn und Erstarrungsende weit auseinander liegen. Es ist ersichtlich, dass der Druckverlauf bis zum Erreichen des Erstarrungsendes mit den Rechenansätzen gut abgebildet wird. Die Rechenwerte liegen hierbei stets oberhalb der Messwerte.

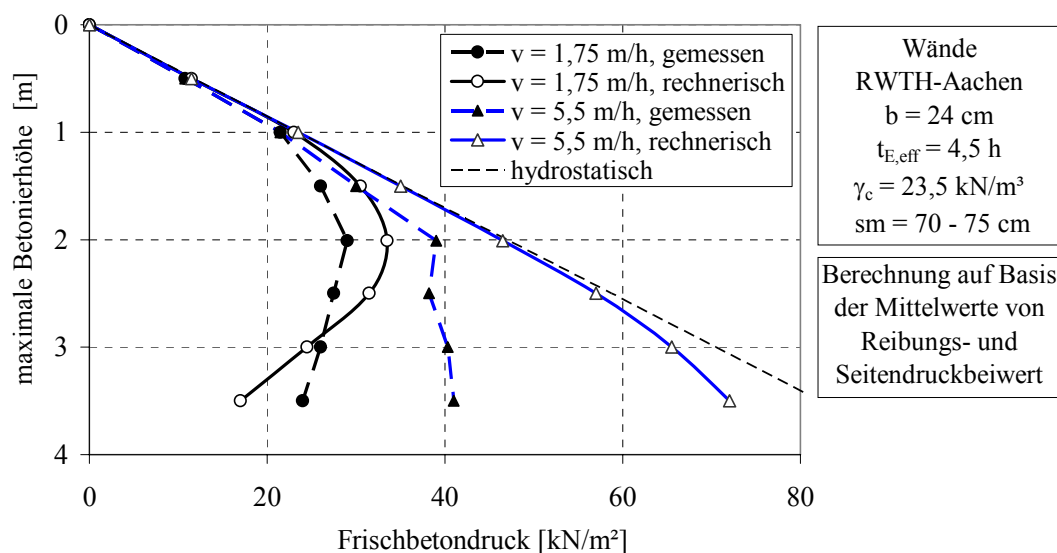


Bild 5.10: Vergleich der Versuchsergebnisse von Brameshuber&Uebachs (2003-2) mit den Rechnergebnissen

Ein Vergleich der Rechenergebnisse mit den Messwerten von Vanhove (2001) bestätigt die prinzipielle Gültigkeit des Rechenmodells auch bei sehr großen Betonierhöhen, vgl. Bild 5.11. Die Erstarrungszeit $t_{E,eff}$ wurde, auf der sicheren Seite liegend, mit 5 Stunden angesetzt. Die Messwerte, sowohl beim Betoneinbau mittels Kübel als auch mit Betonpumpe, liegen stets unterhalb der Rechenwerte.

Eine gute Übereinstimmung der Maximalwerte des gemessenen und berechneten Frischbetondrucks zeigt ebenfalls Bild 5.12. Die Abweichungen im unteren Schalungsbereich sind darauf zurückzuführen, dass die in der Schalung vorhandenen Spannungen infolge eingepprägter Vorverformung des Systems mit dem analytischen Modell nicht abgebildet werden. Da jedoch bei der Bemessung von Schalung und Rüstung das analytische Modell als Wanderlast in Abhängigkeit der Betonierhöhe

angesetzt werden muss, sind die maximal einwirkenden Horizontalspannungen stets abgedeckt.

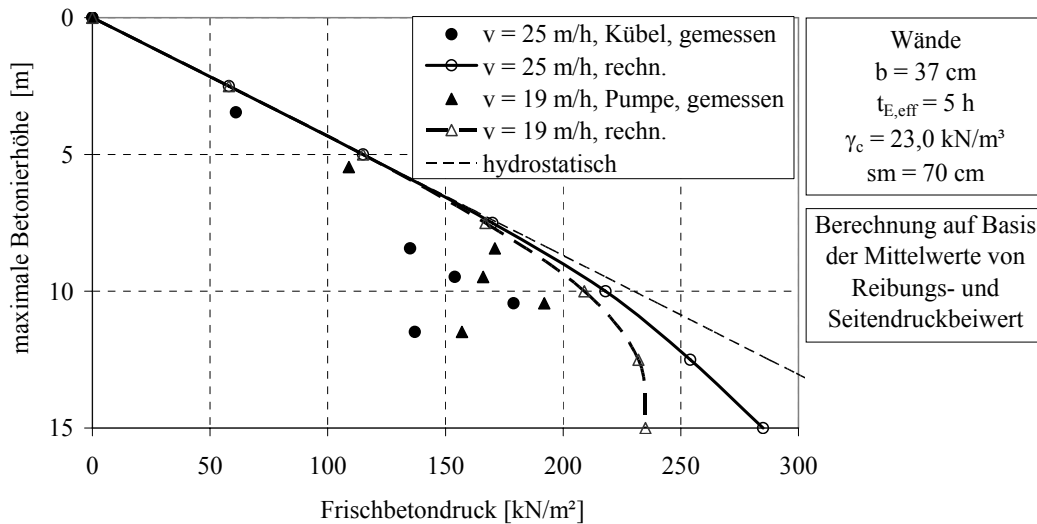


Bild 5.11: Vergleich der Versuchsergebnisse von Vanhove (2001) mit den Rechenwerten

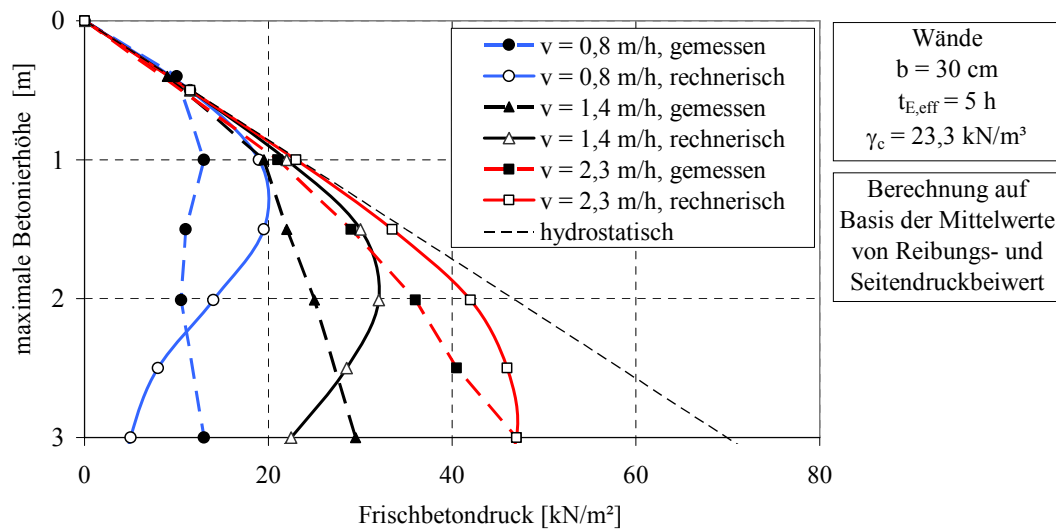


Bild 5.12: Vergleich der Versuchsergebnisse von Billberg (2002) mit den Rechenwerten

Die Ergebnisse der Auswertung aller zur Verfügung stehenden Messwerte des Frischbetondrucks zeigt Bild 5.13. Die Berechnung des maximalen Frischbetondrucks im Bereich der tatsächlichen Betonierhöhe wurde auf Grundlage der Mittelwerte der Materialparameter $[\mu_3(t)]$ und $[\lambda_2(t)]$ durchgeführt. Es zeigt sich deutlich, dass die Messwerte des maximalen Frischbetondrucks sehr gut mit den Rechenwerten übereinstimmen. Die gute Eignung des Modells bestätigen die in Tabelle 5.1 aufgeführten statistischen Kenngrößen.

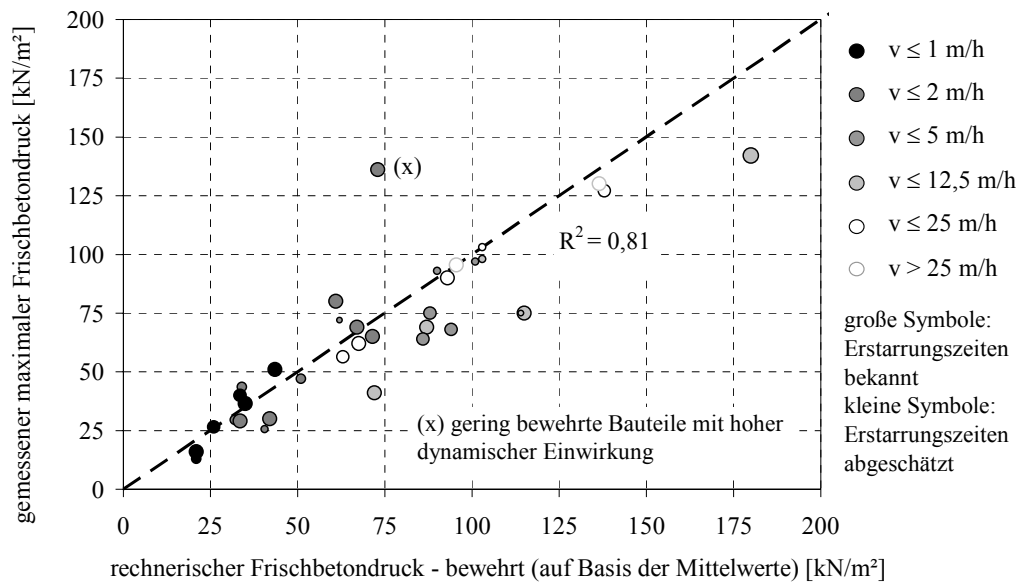


Bild 5.13: Gemessener maximaler Frischbetondruck und rechnerischer Frischbetondruck (Maximaldruck im Bereich der tatsächlichen Betonierhöhe) auf Basis der Mittelwerte der Materialparameter

Bei dem Ansatz der Quantilwerte der Materialparameter unter Annahme eines bewehrten Bauteils liegen die Messwerte stets unterhalb der Rechenergebnisse, wenn während des Versuchs keine starken Erschütterungen auftraten (vgl. Bild 5.14).

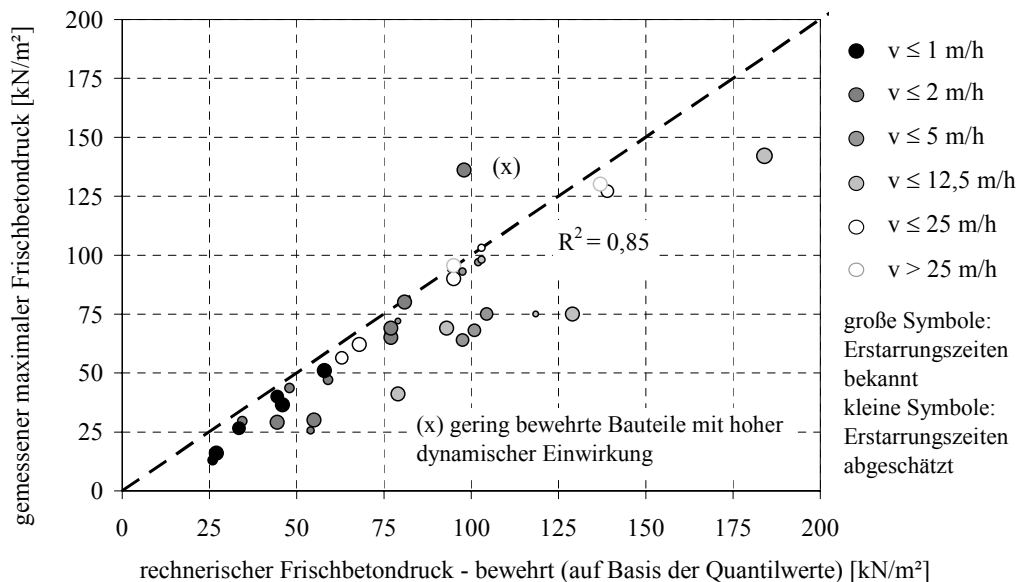


Bild 5.14: Gemessener maximaler Frischbetondruck und rechnerischer Frischbetondruck (Maximaldruck im Bereich der tatsächlichen Betonierhöhe) auf Basis der Quantilwerte der Materialparameter

Die Rechenwerte sind stets größer als alle maximalen Messwerte $\sigma_{h,mess,max}$, wenn die Reibung $\mu(t)$ unberücksichtigt bleibt und der von der absoluten Schalungshöhe

unabhängige rechnerisch maximal mögliche Wert $\sigma_{h,max}$ auf Grundlage der Mittelwerte von $\lambda(t)$ bestimmt wird. Es wurde dabei angenommen, dass der rechnerische Frischbetondruck den hydrostatischen Frischbetondruck $\sigma_{h,hydro}$ nicht übersteigt (vgl. auch Tabelle 5.1).

Vergleich von Mess- und Rechenwerten (Modellunsicherheiten)			$\frac{\sigma_{h,mess,max}}{\sigma_{h,rechn}}$	$\frac{\sigma_{h,mess,max}}{\min \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{h,max} \\ \sigma_{hydro} \end{array} \right\}}$	
Ansätze für die Berechnung			Mittelwerte $\lambda(t)$ und $\mu(t)$, bewehrt, Gl. (5.29), (5.25)	5%-Quantilwerte von $1 - \lambda(t)$ und $\mu(t)$, bewehrt, Gl. (5.28), (5.26)	Mittelwert von $\lambda(t)$, $\mu(t) = 0$ Gl. (5.25)
Verteilung			Normalverteilung	Normalverteilung	Normalverteilung
Mittelwert	m	[-]	0,90	0,74	0,75
Standardabweichung	S	[-]	0,18	0,16	0,20
Variationskoeffizient	V	[-]	0,21	0,21	0,24

Tabelle 5.1: Modellunsicherheiten bei der Ermittlung des Frischbetondrucks bei SVB

5.3.4 Schlussfolgerungen

Die Verifikation des analytischen Berechnungsmodells für lotrechte Schalungen zeigte eine gute Übereinstimmung des mit dem analytischen Modell (Modellvorstellung 1) berechneten und gemessenen maximalen Frischbetondrucks auf lotrechte Schalungen. Auch hinsichtlich des Druckverlaufs bis zum Erreichen des maximalen Frischbetondrucks besteht eine sehr gute Aussagefähigkeit. Zum Zeitpunkt nach dem Erreichen des Maximalwertes des Horizontaldrucks ist zu beachten, dass der Druckzustand innerhalb der Schalung sehr stark von den Verformungen des Schalungssystems bzw. der eingepprägten Vorverformung beeinflusst wird. Daher stellt sich der mit dem analytischen Modell ermittelte Druckzustand nur bei ausreichender Verformung der Schalung und/oder Schwinden des Frischbetons ein.

Insgesamt ist festzustellen, dass auf Grundlage des gewählten analytischen Modells ein Berechnungsvorschlag für den maximalen Frischbetondruck abgeleitet werden kann. Im Gegensatz dazu ist der Vorschlag zur Druckverteilung über die Schalungshöhe sowohl auf Grundlage des analytischen Modells, theoretischer Überlegungen als auch mit Hilfe der im nachfolgenden Kapitel 5.4 vorgestellten FE-Berechnungen zu erarbeiten.

Die bei der Verifizierung festgestellten Abweichungen zwischen rechnerischem und gemessenem Druck sind bei der Festlegung der bemessungsrelevanten Sicherheitselemente als Modellunsicherheit zu berücksichtigen.

5.4 Numerische Verfahren zur Berechnung des Frischbetondrucks

5.4.1 Allgemeines

Im Rahmen dieser Arbeit wurde der Frischbetondruck auch mithilfe numerischer Methoden berechnet, um das analytische Modell anhand entsprechender Berechnungsergebnisse zu verifizieren sowie den Geltungsbereich des Modells zu identifizieren. Weiterhin sollten Berechnungen des Frischbetondrucks bei geneigten Schalungswänden ermöglicht werden, da diese mit den vorgestellten analytischen Modellen nicht abgebildet werden können.

Verwendung fand das EDV-Programm Sofistik, welches die Berechnungen auf Basis der Finite-Elemente-Methode (FE-Methode) durchführt. Gewählt wurde eine 2-dimensionale Abbildung der Bauteilgeometrie (Frischbeton), der Schalung und der geometrischen Randbedingungen.

5.4.2 Beschreibung des gewählten Systems und der Materialparameter

Im Sofistik-Programmmodul GENF erfolgte zunächst die Definition des Systems. Das Material (Frischbeton) wurde durch 2-D-Scheibenelemente (QUAD) abgebildet und zwischen elastisch gebetteten Stabelementen (STAB) eingebaut, welche die Schalhaut abbildeten, vgl. Bild 5.15. Je nach Betonierfortschritt können die QUAD-Elemente lagenweise in die Berechnung eingebunden werden, wobei die Untergliederung in maximal 16 horizontale Schichten vorgenommen wurde. Es besteht die Möglichkeit, den einzelnen Schichten jeweils unterschiedliche Materialparameter zuzuweisen.

Die Verbindung zwischen dem Frischbeton und der Schalhaut wurde durch Feder-Kontaktelemente [FEDE (1)] realisiert. Die Abbildung der horizontalen Lagerung der Schalhaut bzw. der Stabelemente sowie die vertikale Lagerung des Frischbetons erfolgte durch Auflagerfedern [FEDE (2) + (3)].

Nachfolgend sind die gewählten Systemeigenschaften zusammengestellt:

- Die Koppelfedern zwischen Frischbeton und Schalhaut [FEDE (1)] übertragen Druck- und Schubspannungen, jedoch keine Zugkräfte. Die Federsteifigkeit ist in beide Richtungen unendlich groß. Bei den Simulationen unter Vernachlässigung der Schalungsreibung beträgt die Federsteifigkeit in Richtung der Schalungsebene $k = 100 \text{ kN/m je } 1 \text{ m}^2 \text{ Schalungsoberfläche}$.
- Die durch den Frischbeton belastete Schalhaut wird durch ein 3 cm dickes durchlaufendes (Holz-) Element beschrieben, mit $E = 10.000 \text{ MN/m}^2$ und $G = 500 \text{ MN/m}^2$.
- Die Steifigkeit der Auflagerfedern normal zur Schalungsoberfläche [FEDE (2)] beträgt, wenn nichts anderes angegeben, je $1 \text{ m}^2 \text{ Schalungsoberfläche}$ $k = 20.000 \text{ kN/m}$. Dies entspricht einer Schalung mit einem

Verformungsvermögen von $s = 0,5 \text{ mm}$ je Spannungsdifferenz von $\Delta\sigma_h = 10 \text{ kN/m}^2$. Die Federsteifigkeit in Richtung der Schalungsebene (Querfeder) ist unendlich groß.

- Am Boden (horizontales Auflager) ist der Beton direkt auf vertikal unverschieblichen Auflagerfedern [FEDE (3)] abgestützt. Die mögliche Reibung in der Auflagerebene entspricht der inneren Reibung des Frischbetons (da in der Regel von einer rauen bzw. bewehrten Anschlussfuge ausgegangen werden kann).
- Veränderliche Systemparameter sind die Wandbreite b , die Elementanzahl in der Wanddicke ($n < 10$), die Wandhöhe bzw. die Schichtdicke und der Neigungswinkel der Schalung.

FE-Modell

Detail A

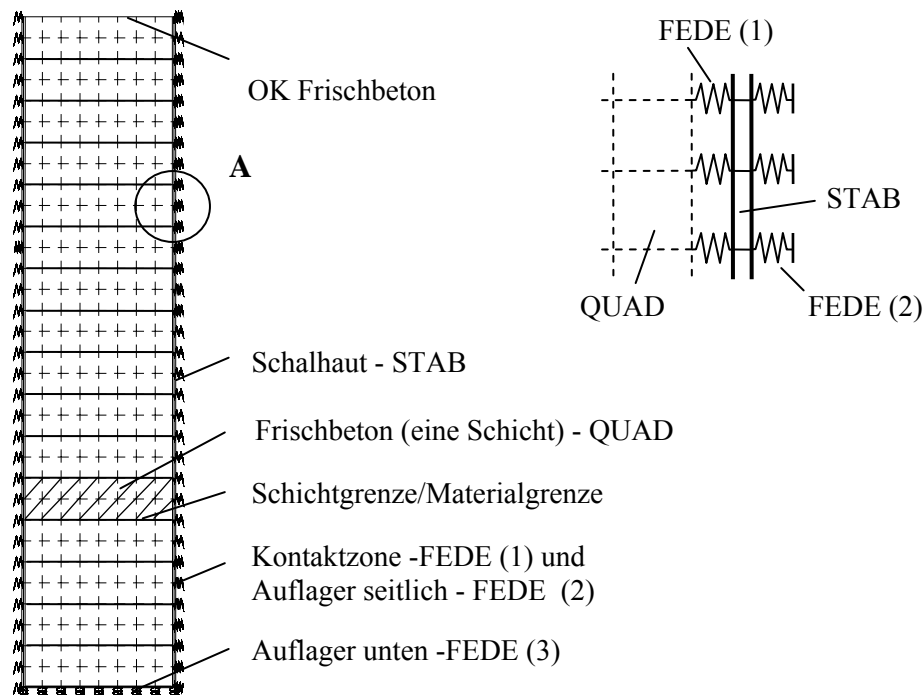


Bild 5.15: Aufbau des FE-Modells zur Simulation von Schalung und Frischbeton

Die Simulation des Betoniervorgangs wurde jeweils auf zwei verschiedenen Wegen durchgeführt:

- *Einbau des Betons Schicht für Schicht in 16 Lagen (FE-schichtweise)*. Beim Einbau einer neuen Schicht wurden die Materialparameter entsprechend dem zeitlichen Fortschritt angepasst. Bei der folgenden Berechnung wurde der jeweilige Vorspannungszustand (Primärspannungszustand) aus dem vorherigen Berechnungsschritt übernommen. Die oberste Schicht wies das höchste und die unterste Schicht das geringste Verformungsverhalten auf

- *Einbau des Betons in einem Guss (FE-gesamt).* Hierbei wurden alle Schichten gleichzeitig eingebaut und die Berechnung ohne Primärspannungszustand durchgeführt. Die einzelnen Schichten wiesen jedoch entsprechend der gewählten Betoniergeschwindigkeit die gleichen Materialparameter wie bei schichtweisem Einbau auf.

Der Betoniervorgang wurde jeweils an einem 1 m langen Schalungsabschnitt (Wandabschnitt) simuliert. Entsprechend war bei der Berechnung der Spannungen im Frischbeton der ebene Dehnungszustand anzusetzen. Die Berechnungen wurden mit dem Programmmodul TALPA durchgeführt, wobei die jeweilige Materialdefinition im vorangestellten Modul AQUA erfolgte.

Die eigentliche Herausforderung bestand in der Wahl der Parameter sowohl für den Frischbeton selbst als auch für die Kontaktzone Frischbeton-Schalhaut. Das Materialverhalten des Frischbetons wurde mithilfe des Gesetzes nach Mohr-Coulomb (siehe Bild 5.16 sowie Kapitel 2.4.6) abgebildet, wobei elastisch-plastisches Materialverhalten mit einer prismatischen Fließfläche vorliegt. Die absoluten Druckspannungen wurden nicht begrenzt und die aufnehmbaren Zugspannungen entsprechend Bild 5.16 zu null gesetzt.

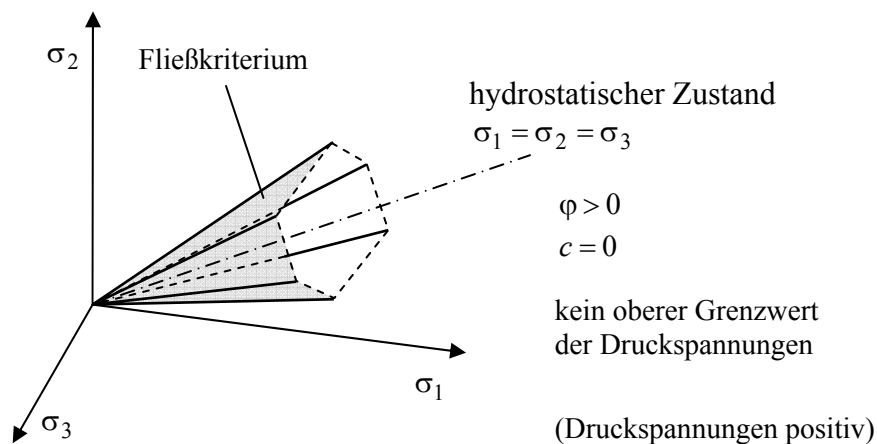


Bild 5.16: Gewähltes Mohr-Coulomb-Materialgesetz im Hauptspannungsraum

Die Bruchdehnungen des Frischbetons wurden nicht begrenzt und der Reibungswinkel im Nachbruchverhalten nicht verändert. Der Dilatationswinkel wurde zunächst mit dem Wert null in Ansatz gebracht.

Der zeitlich veränderliche Reibungswinkel des Frischbetons wurde aus dem Seitendruckbeiwert nach Gleichung (5.26) (95%-Quantilwerte von λ) unter Ansatz der Gleichungen für den aktiven Erddruck nach Kapitel 4.6.6 berechnet. Damit ergibt sich φ_{ges} nach Gleichung (5.32), vgl. auch Bild 5.17. Die Kohäsion wird, auf der sicheren Seite liegend, vernachlässigt bzw. ist im inneren Reibungswinkel φ_{ges} enthalten. Durch diese Annahmen ist eine Berechnung auf Grundlage der eigenen Messwerte bis zu einem

horizontalen Frischbetondruck von 175 kN/m^2 auf der sicheren Seite liegend durchführbar.

$$\varphi_{ges} = -2 \cdot \arctan \left(\left(1 - 1,245 \cdot \left(t / t_{E,eff} \right)^{2,3} \right)^{0,5} \right) + 0,5 \cdot \pi$$

[rad]
für $0 \leq \sigma_h \leq 175 \text{ kN/m}^2$

(5.32)

Die im linear-elastischen Bereich relevante Querdehnzahl ν_c wurde von anfänglich 0,499 (Flüssigkeit) auf 0,25 zum Erstarrungsende (Quasi-Festbeton) nichtlinear abnehmend angenommen, vgl. Gleichung (5.33) und (5.34) sowie Bild 5.17.

$$\nu_c = 0,499 - 0,25 \cdot \left(t / t_{E,eff} \right)^3 \quad \text{für } 0 \leq t / t_{E,eff} \leq 1 \quad (95\% \text{-Quantilwerte}) \quad (5.33)$$

$$\nu_c = 0,499 - 0,25 \cdot \left(t / t_{E,eff} \right)^{1,5} \quad \text{für } 0 \leq t / t_{E,eff} \leq 1 \quad (\text{Mittelwerte}) \quad (5.34)$$

Die Plausibilität der Annahmen von ν_c wurde anhand eigener Untersuchungen zum Seitendruckbeiwert bei unnachgiebiger Schalung (ohne Vorbelastung) überprüft, wobei der gemessene Seitendruckbeiwert λ Gleichung (5.35) genügen musste.

$$\nu_c \geq \frac{\lambda}{1 + \lambda} \quad \text{bzw.} \quad \lambda \leq \frac{\nu_c}{1 - \nu_c} \quad (5.35)$$

Der zeitliche Verlauf des Kompressions- bzw. Elastizitätsmoduls ab dem Zeitpunkt des Erstarrungsbeginns wurde auf Grundlage der Angaben für Rüttelbeton aus Wierig&Gollasch (1982) sowie Gröbl et al. (2001) abgeleitet, vgl. Gleichungen (5.36) und (5.37) sowie Bild 5.17.

$$E = 0,25 \cdot e^{\left(5 \cdot t / t_{E,eff} \right)^{1,3}} \quad [\text{MN/m}^2] \quad \text{für } 0 \leq t / t_{E,eff} \leq 1 \quad (5.36)$$

$$E_s = E \cdot \frac{1 - \nu_c}{1 - \nu_c - 2 \cdot \nu_c^2} \quad [\text{MN/m}^2] \quad (5.37)$$

Zum frühen Zeitpunkt sowie im Bereich der Bruchspannungen unter mehraxialer Beanspruchung sind keine Untersuchungen zum Verformungsverhalten des Frischbetons bekannt. Der Kompressionsmodul und damit der Elastizitätsmodul des Frischbetons zum frühen Zeitpunkt wurde auf Grundlage des Zusammenhangs zwischen Druck und Volumen von Gasen [Gesetz von Boyle-Mariotte, vgl. Gleichung (5.38)] abgeschätzt. Beispielsweise ergibt sich in einer Flüssigkeit unter Annahme eines Luftgehaltes von 2 % und einem Überdruck von 100 kN/m^2 (ca. 4 m Betonierhöhe) der Kompressionsmodul zu $E_s = \Delta \varepsilon / \Delta \sigma = 20.000 \text{ kN/m}^2$ wenn die Flüssigkeit selbst als inkompressibel angenommen wird.

$$\sigma_1 \cdot V_1 = \sigma_2 \cdot V_2 \quad (5.38)$$

Durch die Variation der Schichtdicke des Frischbetons sowie der Materialparameter ist die Simulation verschiedener Betoniergeschwindigkeiten, Betonierhöhen und Erstarrungszeiten möglich.

Zur Simulation der Reibung zwischen Frischbeton und Schalhaut sowie Frischbeton und horizontalem Auflager (Boden) wurden folgende, aus Kapitel 4.5 abgeleitete, Ansätze verwendet:

- Reibungsbeiwert μ zwischen Frischbeton und Schalungsoberfläche inklusive Bewehrung nach Gleichung (5.28) (5%-Quantilwerte) siehe Bild 5.17
- Reibungsbeiwert μ zwischen Frischbeton und Schalungsoberfläche ohne Bewehrung nach Gleichung (5.27) (5%-Quantilwerte)
- keine Reibung

Mögliche Verformungen aus Kriechen, Schwinden und Relaxation des Frischbetons wurden aus Mangel an Versuchsdaten in den Berechnungsansätzen nicht berücksichtigt.

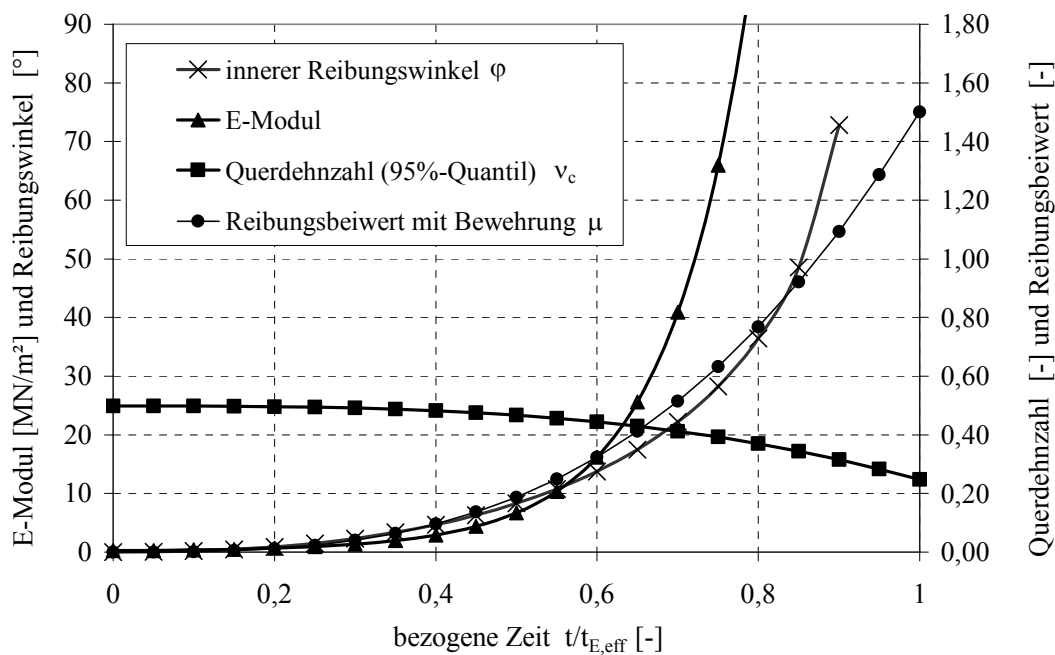


Bild 5.17: In der EDV-Berechnung angenommener zeitlicher Verlauf der Materialparameter des Frischbetons E-Modul, Reibungswinkel und Querdehnzahl sowie der Reibungsbeiwert zwischen Frischbeton und Schalung mit Bewehrung

Aufgrund der nichtlinearen Materialeigenschaften sowie der nichtlinearen Federeigenschaften war eine iterative Berechnung des Systems notwendig. Die Lösung erfolgte mithilfe der in Sofistik implementierten Methode der Anfangsspannungen mittels eines modifizierten Newton-Verfahrens mit konstanter Systemsteifigkeit, vgl. Sofistik (2003). Die Geschwindigkeit bei der Lösung von bis zu 5000 Iterationsschritten wurde durch einen Beschleunigungsalgorithmus nach Crisfield erhöht.

5.4.3 Untersuchungsumfang und Vorauswertung

In den Untersuchungen wurden verschiedene Schalungstypen betrachtet, welche in Bild 5.18 definiert sind. Die am erarbeiteten FE-Modell durchgeführten Untersuchungen gliedern sich wie folgt.

- Berechnung des maximalen horizontalen Frischbetondrucks auf lotrechte Schalungen mit und ohne Ansatz der Reibung zwischen Frischbeton und Schalhaut bzw. Berücksichtigung der Bewehrung und Vergleich mit den Ergebnissen bei Verwendung des in Kapitel 5.2.3 vorgestellten analytischen Modells.
- Berechnung der auf die Schalhaut einwirkenden Normalspannungen bei geneigter Schalhaut (ohne Berücksichtigung der Reibung zwischen Frischbeton und Schalung bzw. Bewehrung).
- Berechnung des maximalen Frischbetondrucks bei geneigten Bauteilen (ohne Berücksichtigung der Reibung zwischen Frischbeton und Schalung bzw. Bewehrung).
- Simulation der in Kapitel 4 beschriebenen Versuche zum Seitendruckbeiwert
- Untersuchungen zum Druckverlauf über die Bauteilhöhe in Abhängigkeit des statischen Systems der Primärtragglieder und der Auflagerverformung (Sekundärtragglied), vgl. Kapitel 5.5.3 sowie 6.3.

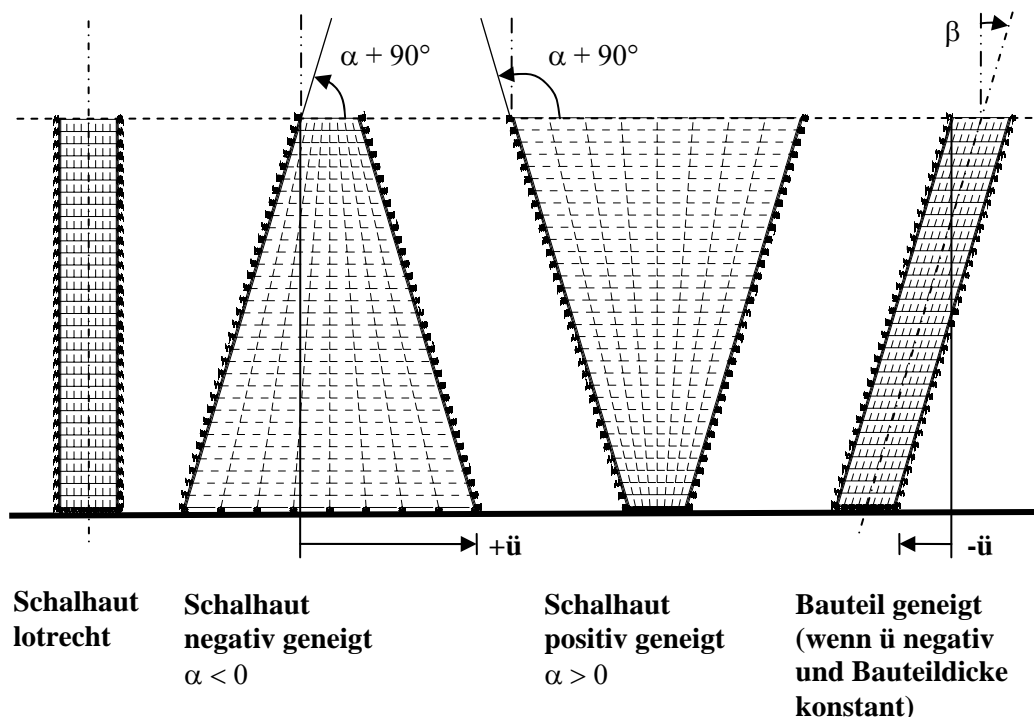


Bild 5.18: Definition der Schalungstypen und entsprechenden FE-Modelle

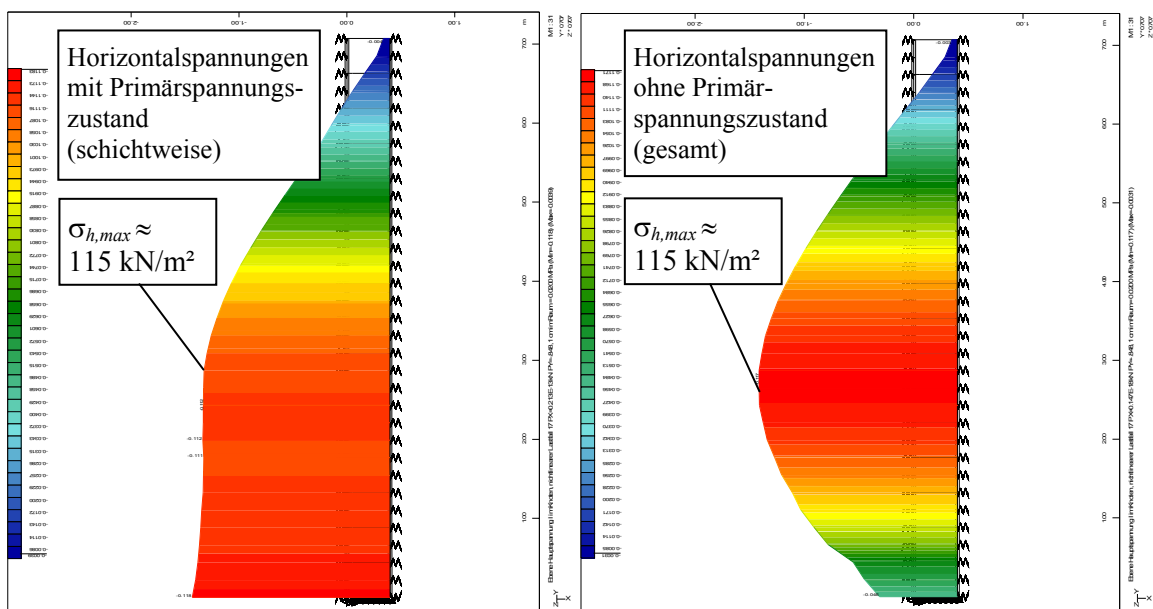
5.4.4 Ergebnisse der numerischen Untersuchungen

Frischbetondruck auf lotrechte Schalungen und Vergleich mit den Ergebnissen des analytischen Modells

Wie bereits erwähnt, wurde bei den Untersuchungen das Material (Frischbeton) sowohl schichtweise als auch in einem Guss eingebaut. Es zeigte sich, dass bei schmalen lotrechten Schalungen der maximale horizontale Frischbetondruck zwischen den beiden Simulationsverfahren nur sehr geringfügige Abweichungen aufweist (vgl. Bild 5.19). Allerdings bleibt der Druck nach dem Erreichen des Maximalwertes nahezu konstant. Nur durch eine Horizontalverformung der Schalungswände (z. B. infolge Schalungskriechen) oder durch ein Zusammenziehen des Betons (z. B. Schwinden) wäre eine Verringerung des Frischbetondrucks innerhalb der Schalung möglich.

Gegenüber dem schichtweisen Einbau fällt beim Einbau in einem Guss der Rechenwert des Frischbetondrucks zum Wandfuß hin signifikant ab.

Die Ergebnisse bestätigen die Beobachtungen von Messungen des Frischbetondrucks an realen Bauteilen. Zum Beispiel verringert sich der auf das Schalsystem wirkende Druck durch Lösen von Verankerungen, vorausgesetzt der Frischbeton weist bereits eine gewisse Stabilität auf.



$v = 2 \text{ m/h}$, $H = 10 \text{ m}$, $b = 0,4 \text{ m}$, $t_E = 10 \text{ h}$, $\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$,
 $k = 25.000 \text{ kN/m}$ Federsteifigkeit je m^2 Schalungsoberfläche, stark bewehrtes Bauteil,
 Materialparameter $\mu(t)$ und $\lambda(t)$ auf Basis von 5%- bzw. 95%-Quantilwerten

Bild 5.19: Horizontaler Frischbetondruck einer stark bewehrten Wand bei Berechnung mit Vorspannungszustand (links) und ohne Vorspannungszustand (rechts)

Hinsichtlich des maximalen Frischbetondrucks zeigen die numerischen Berechnungen mittels Sofistik im Bereich üblicher Bauteildicken von bis zu 0,5 m stets eine sehr gute Übereinstimmung mit den Ergebnissen der analytischen Lösung, vgl. Bild 5.20. Dies gilt sowohl bei Vernachlässigung der Reibung als auch unter deren Berücksichtigung. Ebenfalls hat die Art des Simulationsvorgangs (Einbau schichtweise bzw. in einem Guss) keine signifikanten Auswirkungen auf den maximalen Frischbetondruck.

Bei Bauteildicken über 0,5 m übersteigen die FE-Ergebnisse bei schichtweisem Einbau die analytisch ermittelten Werte signifikant. Die Ursache liegt in den abnehmenden Querdehnungen infolge größerer Wanddicken bei näherungsweise gleich bleibender horizontaler Schalungsverformung.

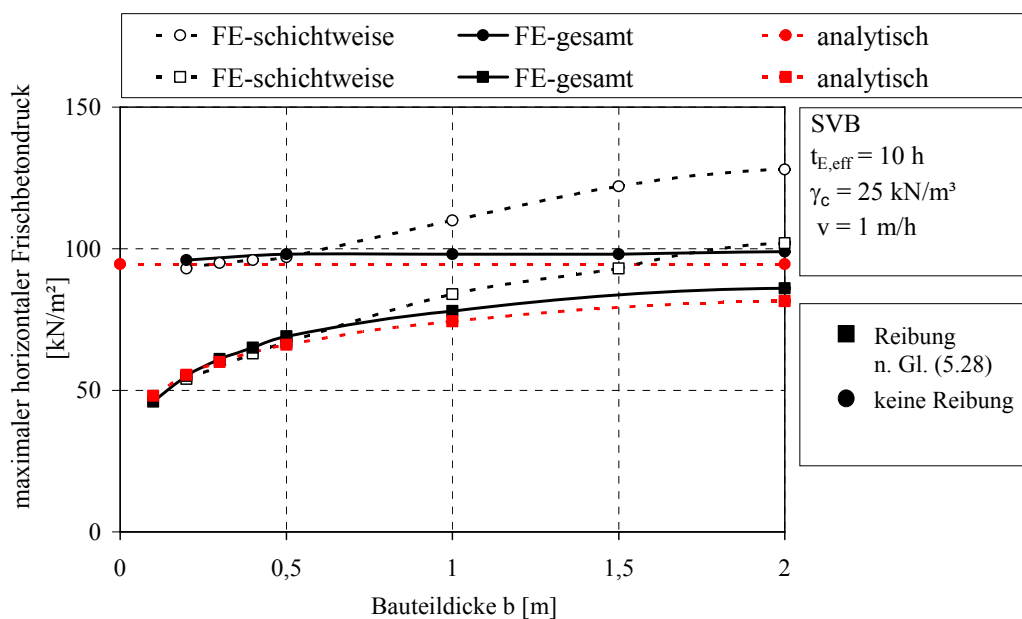


Bild 5.20: Vergleich der Ergebnisse der FE-Berechnung mit dem maximalen Frischbetondruck nach dem analytischen Modell

Die in Bild 5.21 exemplarisch zusammengestellten Ergebnisse zusätzlicher Untersuchungen zeigen den signifikanten Einfluss der Schalungssteifigkeit auf den Druckzustand. Unter den gewählten Parametern ist der rechnerische Druck bei ideal starrer Schalung um bis zu 150 % größer als bei üblicher Steifigkeit. Demgegenüber kann sich der Horizontaldruck durch horizontale Schalungsverformungen (nach außen) nach dem Erreichen des Maximaldrucks weiter reduzieren. Bereits bei einer simulierten Horizontalverschiebung von 1 mm reduzierte sich in der Regel der rechnerische Horizontaldruck auf die Ergebnisse des analytischen Verfahrens, wenn die Bauteilbreiten 2 m nicht überstiegen. Die Eignung des gewählten analytischen Modells zur Berechnung des Frischbetondrucks auf lotrechte Schalungen kann damit bestätigt werden.

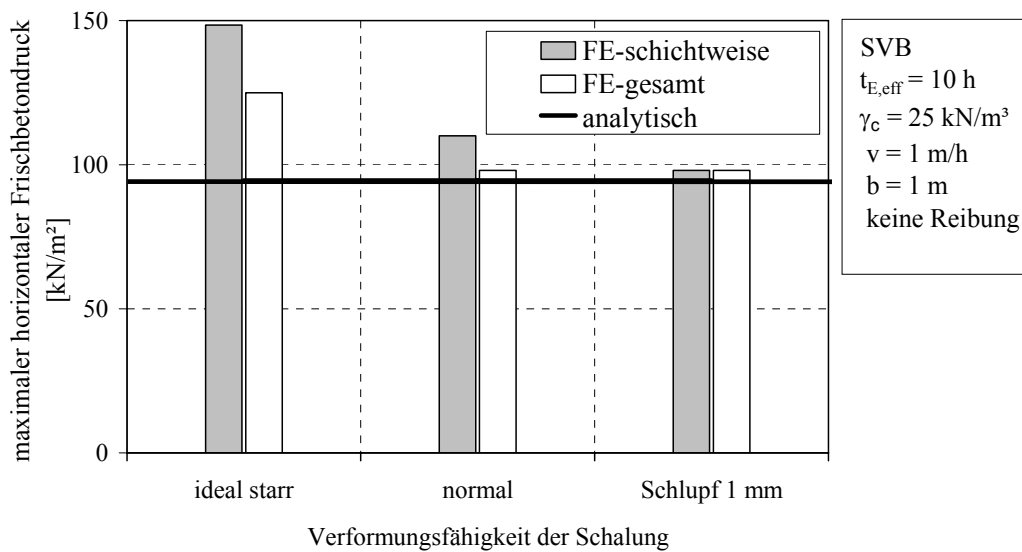


Bild 5.21: Einfluss der Verformungsfähigkeit der Schalung auf den maximalen Frischbetondruck

Frischbetondruck bei geneigter Schalhaut

Bei den Berechnungen mit geneigter Schalhaut wurde die Reibung zwischen Frischbeton und Schalungsoberfläche bzw. der Einfluss der Bewehrung, auf der sicheren Seite liegend, vernachlässigt. Es ist festzustellen, dass der maximale Frischbetondruck signifikant durch den Neigungswinkel der Schalung α beeinflusst wird, vgl. Bild 5.22. Bei einem negativen Neigungswinkel (Kegelform) reduziert sich in der Regel der Frischbetondruck, wohingegen ein positiver Neigungswinkel (Trichterform) den Frischbetondruck signifikant erhöht.

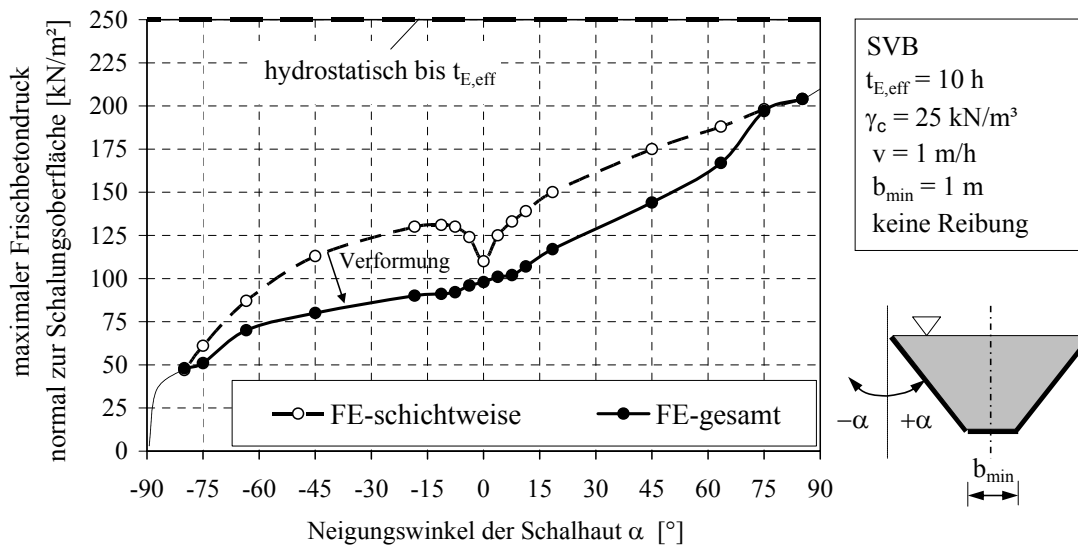


Bild 5.22: Maximaler rechnerischer Frischbetondruck in Abhängigkeit des Neigungswinkels der Schalhaut

Unterschiede bestehen auch bei den geneigten Schalungen hinsichtlich des Einbauprozesses bzw. der Schalungsverformung. Infolge der Zunahme der Schalungsbreite erhöht sich bei negativem Neigungswinkel und schichtweisem Einbau der Frischbetondruck gegenüber den Ergebnissen bei lotrechter Schalung. Eine zusätzliche Schalungsverformung von ca. 1 bis 3 Millimetern bewirkt jedoch einen Abbau des Frischbetondrucks auf die Werte des Eingusszustandes (FE-gesamt), vgl. Bild 5.22.

Bei den Berechnungen mit geneigter Schalhaut unter Vernachlässigung der Reibung war bei einer Neigung von $-65^\circ \leq \alpha \leq 65^\circ$ näherungsweise ein linearer Zusammenhang zwischen der Betoniergeschwindigkeit und dem maximalen Frischbetondruck festzustellen. Der rechnerische Frischbetondruck auf geneigte Schalungen beschreibt daher im entsprechenden Wertebereich in etwa folgende Gleichungen, wenn eine ausreichende Schalungsverformung vorausgesetzt werden kann.

$$\sigma_{max,\alpha} = \sigma_{h,max,\alpha=0} \cdot (1 + \alpha \cdot 0,0045) \quad \text{für } -65^\circ \leq \alpha \leq 0 \quad [^\circ] \quad (5.39)$$

$$\sigma_{max,\alpha} = \sigma_{h,max,\alpha=0} \cdot (1 + \alpha \cdot 0,011) \quad \text{für } 0 \leq \alpha \leq 65^\circ \quad [^\circ] \quad (5.40)$$

Bei Abweichungen von mehr als 65° von der Lotrechten ergeben sich überproportionale Änderungen des Frischbetondrucks. Bei einer Schalungsneigung von $\alpha \rightarrow -90^\circ$ tendiert der Frischbetondruck bei der gewählten Funktion für φ_{ges} gegen den Wert null. Wird zum frühen Stadium über einen gewissen Zeitraum der Reibungswinkel zu $\varphi_{ges} = 0$ angesetzt, nimmt der Betondruck einen Grenzwert größer null an.

Bei einer Schalungsneigung von $\alpha \rightarrow 90^\circ$ erreicht der Frischbetondruck in etwa den hydrostatischen Wert, bezogen auf die Betonierhöhe beim Erreichen des Erstarrungsendes t_E . Voraussetzung ist, dass der Beton zum Zeitpunkt t_E alle einwirkenden Lasten aufnehmen kann.

$$\lim_{\alpha \rightarrow -90} \sigma_{max} = 0 \quad (5.41)$$

$$\lim_{\alpha \rightarrow 90} \sigma_{max} \approx \gamma_c \cdot t_{E,eff} \cdot v \quad (5.42)$$

Frischbetondruck bei geneigten Bauteilen

Ist das gesamte Bauteil geneigt (vgl. Bild 5.18), so erhöht sich der rechnerische Frischbetondruck auf die untere Schalungsoberfläche mit zunehmender Neigung des Bauteils, vgl. Bild 5.23. Der Zuwachs des Frischbetondrucks ist im Vergleich zur Einwirkung bei einer lotrechten Schalung abhängig von der Bauteilbreite b_β . Bei geringen Bauteildicken ist der Druckzuwachs jedoch signifikant kleiner als bei den um den Winkel α geneigten Schalungsoberflächen nach Bild 5.22.

Bei der oberen Schalung reduziert sich der Frischbetondruck mit zunehmender Bauteilneigung. Allerdings ist die Verminderung des Druckes bei geringeren Bauteilbreiten signifikant geringer als bei geneigter Schalung nach Bild 5.22.

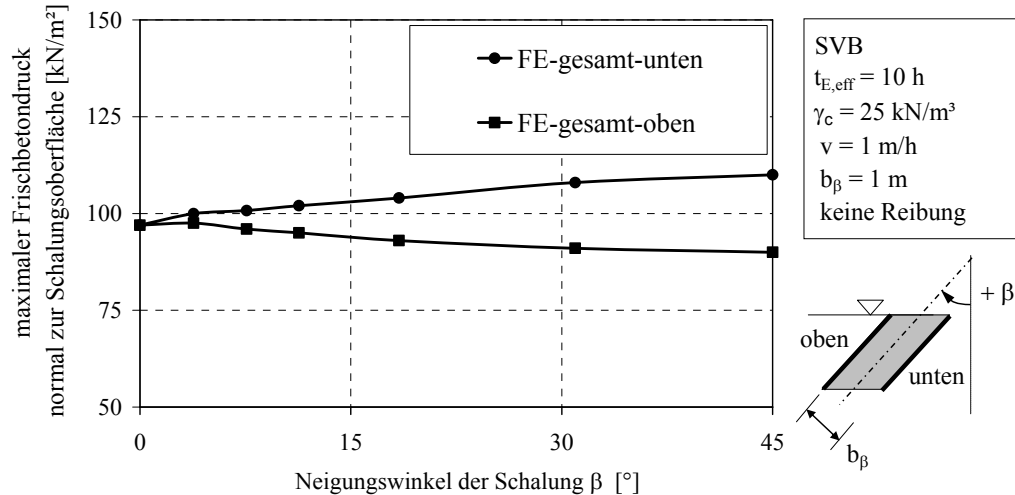


Bild 5.23: Maximaler rechnerischer Frischbetondruck bei geneigten Schalungen

Für die Berechnung der unteren Schalung wird die in E DIN 4085 (2002) verankerte verallgemeinerte Erddrucktheorie nach Müller-Breslau (1906) für den aktiven Erddruck auf geneigte Schalungen angewendet. Weiterhin wird angenommen, dass der auf die Schalung wirkende maximale Schalungsdruck bei einem Reibungswinkel des Frischbetons von zirka $\varphi = 10^\circ$ erreicht wird (wie bei den lotrechten Schalungen) und der zugehörige Vertikaldruck an der maßgebenden Stelle dem der lotrechten Schalung entspricht. Damit berechnet sich der Frischbetondruck in Abhängigkeit der Bauteilneigung und des maximalen horizontalen Frischbetondrucks bei lotrechter Schalung nach Gleichung (5.43). Zu beachten ist, dass bei dem Ansatz für die untere Schalung die Bauteilbreite auf $b_\beta \leq h_s / 4$ zu begrenzen ist, da ansonsten die zuvor getroffenen Annahmen ihre Gültigkeit verlieren.

$$\sigma_{max,\beta} = \sigma_{h,max,\beta=0} \cdot X_\beta \quad (5.43)$$

mit

für die untere Schalung mit $b_\beta \leq h_s / 4$:

$$X_\beta = \frac{K_{agh,\beta,\varphi=10^\circ}}{K_{agh,\beta=0,\varphi=10^\circ}} = \frac{\cos^2(10^\circ - \beta)}{\cos^2 \beta \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{\sin^2 10^\circ}{\cos^2 \beta}}\right)^2} \quad (5.44)$$

$$X_\beta \approx (1 + |\beta| \cdot 0,0052) \quad -90 \leq \beta \leq 90^\circ$$

β [°]

für die obere Schalung: $X_\beta = 1$

Simulation der Materialversuche zum Seitendruckbeiwert

In gesonderten Untersuchungen wurden die in Kapitel 4.4 beschriebenen Dauerlastversuche zum Seitendruckbeiwert an einem angepassten FE-Modell simuliert. Zu modifizieren waren hier insbesondere die Schalungsgeometrie, die Lasteinleitungszone zum Aufbringen der verschiedenen Laststufen sowie das Verformungsverhalten der Schalung.

Unter Beachtung der Erstarrungszeiten der verwendeten Betone und der jeweiligen Belastungsgeschwindigkeit ergab sich eine sehr gute Übereinstimmung zwischen den rechnerischen Werten des horizontalen Frischbetondrucks und den Versuchsergebnissen. Aufgrund der Vernachlässigung des Frühschwindens in der FE-Berechnung lagen die Rechenwerte allerdings etwas über den Messwerten, wenn mit der tatsächlichen Schalungssteifigkeit gerechnet wurde.

5.5 Ergänzende Betrachtungen

5.5.1 Einfluss des Einfüllprozesses auf den Frischbetondruck

Beim Einfüllen des Frischbetons von oben mittels Pumpe oder Kübel wird das System Frischbeton und Schalung zusätzlich belastet. Die Einwirkung hat dabei sowohl statischen als auch dynamischen Charakter. Die dynamische Einwirkung erfolgt durch eine Anregung der Bewehrung und der Schalung, insbesondere beim Einfüllen mittels Pumpe infolge der wechselnden Einfüllgeschwindigkeit (diskontinuierlicher Volumenstrom). Die statische Belastung wird insbesondere durch die Geschwindigkeitsreduktion des Betons nach dem Erreichen der Oberfläche des Bauteils hervorgerufen (vgl. Bild 5.24).

Die Ausgangsgeschwindigkeit v_{f0} bei Betonierbeginn bei Betonieren mittels Kübel ist null, wird jedoch nachfolgend insbesondere vom Kübeltyp und den rheologischen Eigenschaften des Betons bestimmt. Demgegenüber weist der Beton beim Einfüllen mittels Pumpe eine Geschwindigkeit auf, die insbesondere von der Einbauleistung der Betonpumpe abhängt. Beispielsweise beträgt bei einer Fördermenge von $56 \text{ m}^3/\text{h}$ und einem Durchmesser der Förderleitung von 10 cm die Fördergeschwindigkeit $v_{f0} = 2,0 \text{ m/s}$.

Die Gesamtgeschwindigkeit am Betonspiegel v_{f1} des Bauteils berechnet sich unter Vernachlässigung des Luftwiderstandes nach Gleichung (5.45).

$$v_{f1} = \sqrt{v_{f0}^2 + 2 \cdot h_{f0} \cdot g} \quad (5.45)$$

Beträgt die freie Einfüllhöhe beispielsweise $h_{f0} = 3 \text{ m}$, erhöht sich die Fallgeschwindigkeit des Betons mit $g = 9,81 \text{ m/s}^2$ auf $v_{f1} = 7,9 \text{ m/s}$. Diese Geschwindigkeitszunahme bedingt allerdings eine Verringerung der Querschnittsfläche des Betonstrahls oder ein Abreißen des Betons.

Die Reduzierung der Geschwindigkeit des Frischbetons in der Schalung erfolgt durch Umwandlung der kinetischen Energie des Frischbetons E_{kin} durch die Scherbeanspruchungen im Frischbeton. Eine höhere Scherspannung sowie eine höhere Schergeschwindigkeit führen dabei zu einer höheren Energieadsorption. Dies beeinflusst die Abklinglänge h_{f1} (vgl. Bild 5.24).

$$E_{kin} = \frac{m}{2} \cdot v_{f1}^2 \quad (5.46)$$

Bei Annahme einer linearen Abminderung der Geschwindigkeit über die Abklinglänge h_{f1} errechnet sich die einwirkende Vertikalkraft $F_{v,f}$ prinzipiell nach:

$$F_{v,f} = m \cdot a = m \cdot \frac{v_{f1}^2}{2 \cdot h_{f1}} \quad (5.47)$$

Die Berücksichtigung der Masse des Frischbetons m im betrachteten Zeitabschnitt nach (5.48) führt zur einwirkenden Vertikalkraft nach Gleichung (5.49).

$$m = \bar{m} \cdot \Delta t = (v_{f0} \cdot A_{f0} \cdot \rho_c) \cdot \left(\frac{2 \cdot h_{f1}}{v_{f1}} \right) \quad (5.48)$$

$m = \text{Massestrom} \cdot \text{zugehörige Zeit}$

$$F_{v,f} = v_{f0} \cdot A_{f0} \cdot \rho_c \cdot v_{f1} = \bar{m} \cdot v_{f1} \quad (5.49)$$

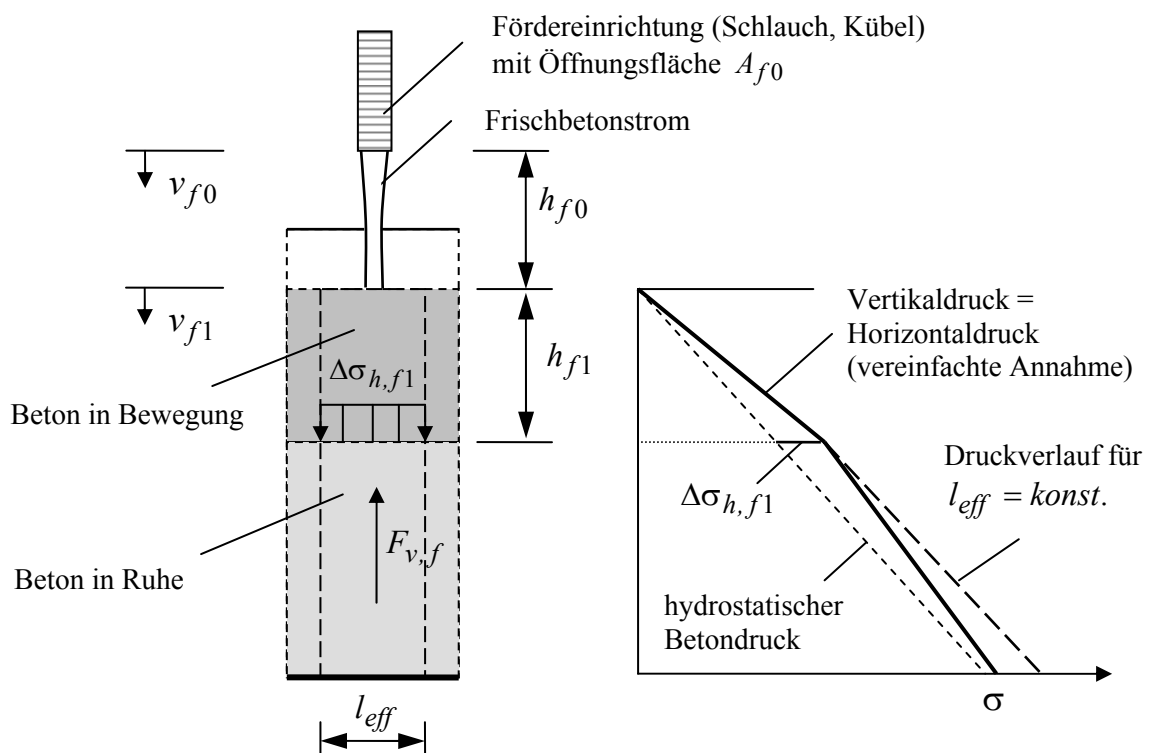


Bild 5.24: Prinzipielle Darstellung der Auswirkungen des Einfüllprozesses auf den Frischbetondruck

Dies bedeutet, dass die einwirkende Vertikalkraft infolge des Einfüllvorgangs $F_{v,f}$ unabhängig von der Abklinglänge innerhalb der Schalung h_{f1} ist und lediglich durch den Massestrom \bar{m} sowie die Einfüllgeschwindigkeit v_{f1} beeinflusst wird. In dem gewählten Beispiel ergäbe sich eine Vertikalkraft infolge des Einfüllprozesses von $F_{v,f} \approx 0,3 \text{ kN}$.

Gleichung (5.49) bzw. $F_{v,f}$ entspricht bei Vernachlässigung der Geschwindigkeitszunahme von v_{f0} auf v_{f1} der von Beitzel (2006) mit Gleichung (2.65b) vorgestellten Beziehung zur Bestimmung einer durch den Einfüllvorgang hervorgerufenen Impulskraft.

Für die Schalungsdimensionierung ist der Spannungszuwachs infolge des Einfüllprozesses von Interesse. Unter Annahme eines hydrostatischen Verhaltens und einer mitwirkenden Schalungslänge l_{eff} von zirka der minimalen Bauteilbreite b ergibt sich der Druckzuwachs $\Delta\sigma_{h,f1}$ nach (5.50).

$$\Delta\sigma_{h,f1} = \frac{F_{v,f}}{l \cdot b} = \frac{F_{v,f}}{b^2} \quad (5.50)$$

Bei einer Schalungsbreite von ca. 0,2 m folgt für das vorliegende Beispiel eine örtliche Druckerhöhung von $\Delta\sigma_{h,f} = 7,5 \text{ kN/m}^2$. Der Druckanteil nimmt jedoch mit zunehmender Betontiefe bzw. größerer effektiver Länge l_{eff} signifikant ab. Es ist zu bemerken, dass der errechnete Beispielwert sehr gut mit dem Druckzuschlag nach CIB-CEB-FIB-Bulletin (1977) bei Einfüllhöhen größer 2 m übereinstimmt (vgl. Kapitel 2.6.9).

Wird der Endschlauch fälschlicherweise in den Frischbeton eingetaucht, muss mit weit über dem hydrostatischen Ansatz reichenden Drücken gerechnet werden, da der Frischbeton nicht schnell genug abfließen kann und daher lokal ein signifikanter Druckaufbau durch die Pumpe erfolgt.

Die statische Belastung infolge des Betoneinbaus stellt in der Regel keine bemessungsrelevante Einwirkungsgröße dar. Demgegenüber können die Spannungswechsel infolge des Betoneinbaus eine dynamische Anregung von Schalung und Frischbeton hervorrufen und somit die Veränderung des Verformungsverhaltens des Frischbetons hervorrufen. Dies hat entsprechende Auswirkungen auf den horizontalen Frischbetondruck.

5.5.2 Vertikale Belastung der Schalung infolge Reibung

Die Schubspannungen τ_w , welche zwischen Frischbeton und Schalungswand bzw. Frischbeton und Bewehrung auftreten, müssen vom Schalungssystem bzw. der Bewehrung aufgenommen und in den Baugrund abgeleitet werden. Mit zunehmendem Reibungsbeiwert μ und Horizontaldruck σ_h vergrößert sich die aufzunehmende Schubspannung τ_w . Die Ermittlung der vertikalen Belastung (Streckenlast je umlaufenden Meter) p_{vs} kann durch eine Integration von τ_w über die Betonierhöhe h nach (5.51) erfolgen. Mit Gleichung (5.4) bzw. (5.12) und (5.5) ergibt sich Gleichung (5.52).

$$p_{vs} = \int \tau_w \cdot dh \quad (5.51)$$

$$p_{vs} = \int \sigma_v(t) \cdot \lambda(t) \cdot \mu(t) \cdot v \cdot dt \quad (5.52)$$

Mit σ_v unter Ansatz der Modellvorstellung 1 nach Gleichung (5.10) (ohne Kohäsion) errechnet sich p_{vs} schließlich mit Gleichung (5.53). Die Spannungen an der oberen Betonoberfläche sind im Allgemeinen $\sigma_{v0} = 0$.

$$p_{vs}(t) = \int_0^t \left[e^{-\frac{U}{A} \cdot v \cdot \int \lambda(t) \cdot \mu(t) \cdot dt} \cdot \left(\int \gamma_c \cdot v \cdot e^{\frac{U}{A} \cdot \int \lambda(t) \cdot \mu(t) \cdot dt} \cdot dt + \sigma_{v0} \right) \cdot \lambda(t) \cdot \mu(t) \right] dt \cdot v \quad (5.53)$$

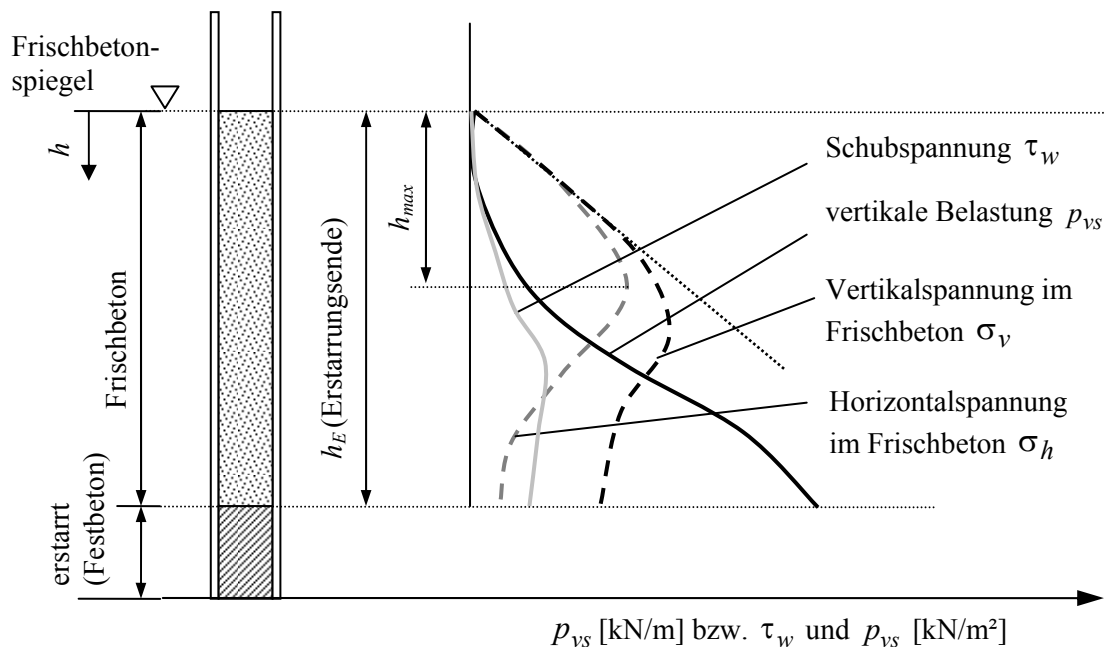


Bild 5.25: Beispiel für den rechnerischen Verlauf der vertikalen Belastung p_{vs} auf Schalung bzw. Bewehrung

Die maximalen rechnerischen Vertikallasten auf die Schalung entstehen am Bauteilfuß, da die Einwirkungen über die Schalungshöhe größer (aufintegriert) werden. Zur Bemessung ist jedoch vor allem die Einwirkung an der Stelle des maximalen Horizontaldrucks (h_{max}) von Interesse. Unterhalb dieses Punktes kann ggf. die Vertikallast auf den Frischbeton umgelagert werden, solange der maximale horizontale Frischbetondruck nicht überschritten wird.

5.5.3 Einfluss der Systemsteifigkeit auf die Druckverteilung

Aus Kapitel 5.4.3 wurde deutlich, dass der Normaldruck auf die Schalung und damit auch die Druckverteilung über die Schalungshöhe signifikant vom Verformungsverhalten der

Schalung beeinflusst wird. In der praktischen Anwendung kann ebenfalls nicht von einer gleichmäßigen Verformungsfähigkeit der Schalungsoberflächen ausgegangen werden, da die konstruktive Durchbildung von Schalung und Rüstung zu Auflagerbereichen mit hoher bzw. niedriger Steifigkeit führt.

Für weitere Betrachtungen werden die Tragelemente von Schalung und Rüstung zunächst in Primär- und Sekundärtragglied unterteilt. Das Primärtragglied befindet sich in der Lasteinwirkungsebene (Schalbretter, Rahmen, Riegel). Das Sekundärtragglied stützt die Lasteinwirkungsebene, in verschiedenen Punkten verteilt, über die Schalungshöhe. Im Falle einer doppelhäufigen Schalung stellen die Schalungsanker das Sekundärtragglied dar. Des Weiteren ist zu unterscheiden, ob Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit oder zur Sicherstellung der Gebrauchstauglichkeit durchgeführt werden.

Während des Betoniervorgangs baut sich infolge des Frischbetondrucks eine Vorverformung im Primärtragglied (und auch im Sekundärtragglied) auf, vgl. Bild 5.26. Diese eingeprägte Vorverformung belastet auch nach dem Erstarren des Frischbetons das Gesamtsystem der Schalung, wenn die Vorverformung nicht durch ein Nachgeben des Sekundärtraggliedes (z. B. durch zusätzliche Belastung oder Fließen des Stahls) abgebaut wird (Fall 1). Der Abbau der Vorverformung ist in der Regel nur dann möglich, wenn die Verformungsfähigkeit des Primärtraggliedes im Vergleich zum Sekundärtragglied gering ist (Fall 2) oder bei sehr steifem Sekundär- und Primärtragglied die Vorverformung durch Schwinden des Betons abgebaut werden kann.

Es stellt sich in jedem Fall ein Gleichgewicht zwischen der Verformung des Systems und der Belastung ein. Bei den Nachweisen im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit ist zu beachten, dass der Abbau des Betondrucks ggf. nicht unbegrenzt möglich ist, da die Grenzwerte der Verformung einzuhalten sind.

Bild 5.26 zeigt anhand eines Beispiels die Auswirkung der Schalungssteifigkeit auf den Verlauf des horizontalen Frischbetondrucks. Im Gegensatz zu Fall 1 reduziert sich bei Fall 2 der Horizontaldruck nach Erreichen des Erstarrungsendes auf einen sehr geringen Wert.

Zur genauen Verifizierung des Druckverlaufs über die Schalungshöhe in Abhängigkeit des Verformungsverhaltens von Primär- und Sekundärtragglied wurden umfangreiche Berechnungen mit dem FE-Programm Sofistik auf Grundlage des in Kapitel 5.3 vorgestellten Modells durchgeführt. Um die Einflüsse des Verformungsverhaltens genauer untersuchen zu können, wurden das statische System, die Auflagersteifigkeit sowie die Querschnittswerte des Primärtraggliedes variiert. Des Weiteren wurden zusätzliche Auflagerverschiebungen simuliert und es erfolgte eine Analyse des Einflusses der Betoniergeschwindigkeit.

Hinsichtlich des statischen Systems wurden Durchlaufträger und gelenkig gelagerte gekoppelte Systeme mit 1, 2 und 8 Feldern untersucht. Das Verhältnis der Gesamthöhe

der Schalung zum Wert h_E (Betonierhöhe bei Erstarrungsende) variierte zwischen 0,5 bis 8,0. Die zusätzlichen Auflagerverschiebungen wurden stets nach dem Erreichen der maximalen Betonierhöhe aufgebracht.

Es zeigte sich ein signifikanter Einfluss des statischen Systems sowie der Betoniergeschwindigkeit (in Verbindung mit der Feldlänge) auf den Verlauf des Horizontaldrucks. Des Weiteren ergab sich ein signifikanter Einfluss der Auflagerverschiebungen auf den Frischbetondruck, wenn das Betonalter ca. $0,5 \cdot t_E$ überschritten hatte.

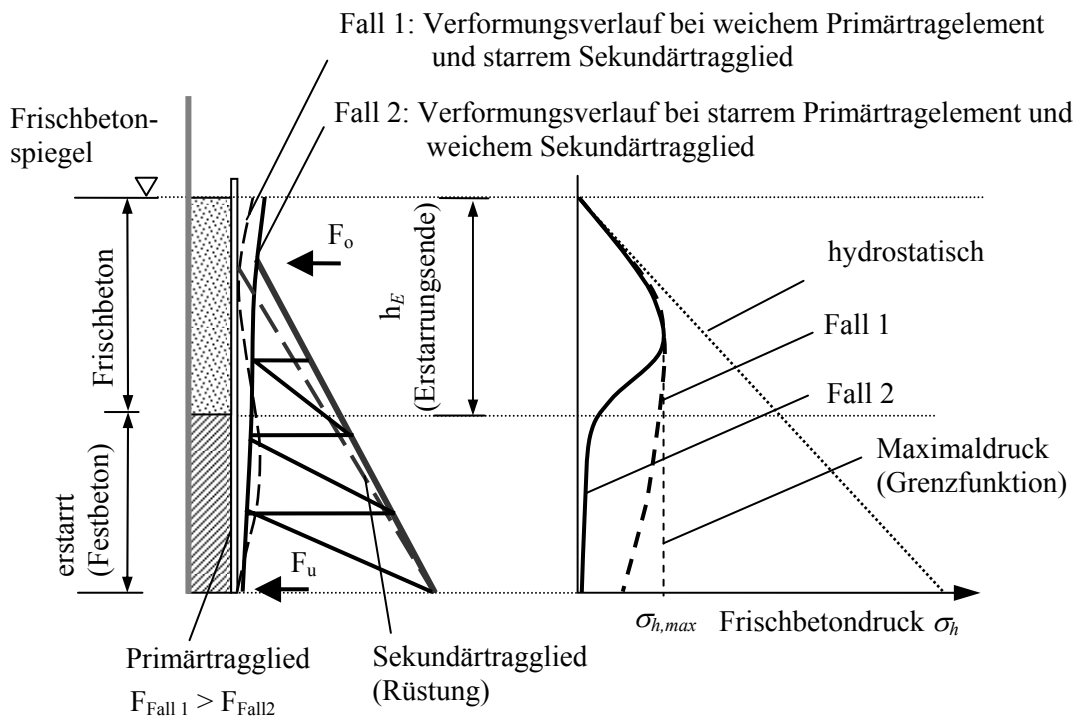


Bild 5.26: Druckverteilung in Abhängigkeit der Schalungssteifigkeit

Bild 5.27 zeigt typische Druckverläufe in Abhängigkeit des statischen Systems sowie einen Vergleich mit den Angaben nach DIN 18218 (1980), wobei eine starre Lagerung des Primärtraggliedes vorliegt und die maximalen Durchbiegungen im Feld $s_{f,max}$ zirka 10 mm betragen.

Während beim Einfeldträger nach dem Erstarrungsende des Betons aufgrund der geringen eingepägten Vorverformung kein nennenswerter Druck mehr einwirkt, zeigen die Mehrfeldträger signifikante Belastungen im unteren Schalungsbereich. Beim 2-Feld-Durchlaufträger erhöhen sich sogar die Spannungen signifikant gegenüber den Vergleichswerten des Maximaldrucks. Die Ursache liegt in der Bettung des Schalungsträgers auf dem bereits erstarrten Beton. Obwohl der Druck nicht aktiv wirkt, besteht ein nicht zu vernachlässigender Einfluss auf die Auflagerreaktionen bzw. das Sekundärtragglied (hier auf das Mittelaufleger).

Der Berechnungsansatz nach DIN 18218 (1980) kann die festgestellten Zusammenhänge nur unzureichend abbilden und liegt auf der unsicheren Seite, wenn im Bemessungsfall die eingeprägte Vorverformung nicht abgebaut werden kann.

Durch eine planmäßig aufgebrachte Verformung der Auflager verringerte sich die Belastung im Bereich des erstarrten Betons signifikant bzw. reduzierte sich auf den Wert null. Bei ausreichender Verformungsfähigkeit bzw. Duktilität der Schalung ist somit der Ansatz nach DIN 18218 (1980) bzw. ein weiter reduzierter Lastansatz möglich.

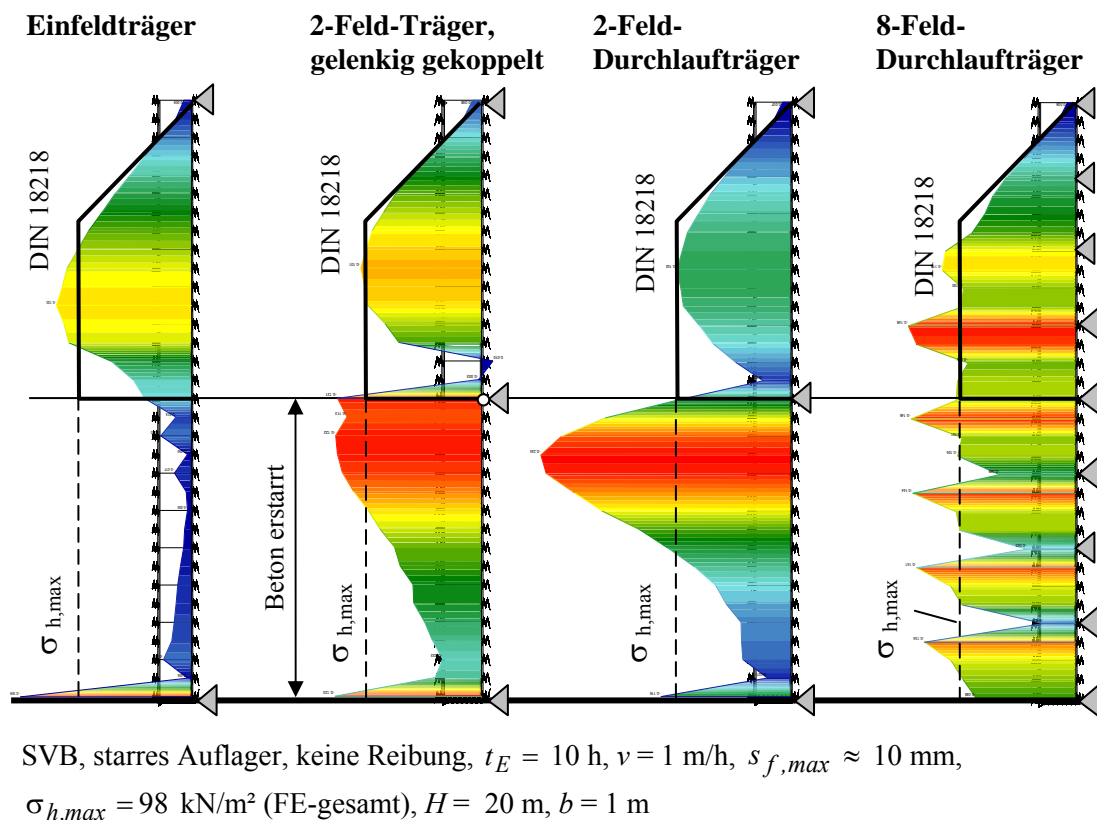


Bild 5.27: Beispiele berechneter Druckverteilungen bei starrem Auflager (FE-Programm Sofistik)

Auf Basis der Untersuchungen wurde ein Berechnungsvorschlag erarbeitet, welcher mögliche Druckverläufe in Abhängigkeit des statischen Systems des Primärtragglieds und der Schalungsverformungen beschreibt, vgl. Kapitel 6.3.

5.6 Zusammenfassung

Im vorliegenden Kapitel wurde ein eigenes analytisches Modell zur Berechnung des Frischbetondrucks auf lotrechte Schalungen vorgestellt. Es basiert auf der Silotheorie und ist in der Lage, die zeitlich veränderlichen Eingangsparameter Reibung und Seitendruckbeiwert wirklichkeitsnah zu berücksichtigen. Das theoretische Modell ist grundsätzlich für alle Betone anwendbar, allerdings müssen für die konkrete Anwendung genaue Angaben über alle Eingangsparameter vorliegen, was insbesondere bei Vibrationseinwirkungen Schwierigkeiten hervorruft. Zur Berechnung des Frischbetondrucks bei Selbstverdichtendem Beton wurden Vorschläge zum Ansatz der Modelleingangsparameter unterbreitet, wobei die Materialparameter aus den in Kapitel 4 vorgenommenen Untersuchungen abgeleitet wurden.

Die Berechnungen zeigen, dass der auf die Schalungen einwirkende maximal mögliche Frischbetondruck im Wesentlichen durch die Betoniergeschwindigkeit, die Erstarrungszeiten sowie die Frischbetonwichte beeinflusst wird. Weiterhin bestehen signifikante Auswirkungen der Querschnittsabmessungen im Zusammenhang mit dem Bewehrungsgehalt des Bauteils.

Die Eignung des abgeleiteten analytischen Modells zur Bestimmung des maximalen Frischbetondrucks von SVB auf lotrechte Schalungen wurde anhand eigener Lastmessungen und veröffentlichter Messergebnisse nachgewiesen.

Die Verifizierung verschiedener Anwendungsgrenzen des analytischen Modells erfolgte anhand von Simulationsrechnungen mit Hilfe der Finite-Elemente-Methode (FE-Methode). Die FE-Berechnungen wurden auf Grundlage der in Kapitel 4 abgeleiteten Materialparameter ermöglicht. Zur Bestimmung des maximalen horizontalen Frischbetondrucks ist das gewählte analytische Modell prinzipiell uneingeschränkt anwendbar, sofern die Schalungen in horizontaler Richtung eine ausreichende Verformungsfähigkeit aufweisen. Diese Bedingung ist in der Regel bei doppelhäuptigen Schalungen mit gegenseitiger Verspannung (vgl. Kapitel 2.5.1) und bei einhäuptigen Schalungen mit nicht knickgefährdeten Stahlstreben eingehalten, wenn die kleinsten Bauteilabmessungen 1 m nicht überschreiten. Im Zweifelsfall muss das in Kapitel 5.2.2 vorgestellte Modell 2 Anwendung finden oder eine konkrete FE-Simulation durchgeführt werden.

Während das analytische Modell sehr präzise den Druckzustand bis zum Erreichen des Maximaldrucks beschreibt, kann mit der Finite-Elemente-Methode insbesondere der Druckzustand zum späteren Zeitpunkt unter Berücksichtigung der eingepprägten Vorverformungen von Schalung und Frischbeton abgebildet werden.

Durch die Anwendung der FE-Methode besteht auch die Möglichkeit, geneigte Schalungen in die Untersuchungen einzubeziehen. Die im Rahmen dieser Arbeit

durchgeführten Berechnungen zeigen einen signifikanten Einfluss der Schalungsneigung auf die Schalungsbelastung.

Es kann weiterhin festgestellt werden, dass das in DIN 18218 (1980) enthaltene Druckverteilungsdiagramm lediglich bei ausreichender Verformungsfähigkeit der Schalungen, im jeweils betrachteten Grenzzustand, zur Berechnung der Einwirkungen geeignet ist. Insbesondere bei großen eingepprägten Vorverformungen ergeben sich wesentlich größere Einwirkungen auf Schalung und Rüstung als in DIN 18218 (1980) angegeben sind.

6 VORSCHLAG ZUR BESTIMMUNG DES FRISCHBETONDRUCKS IN DER BAUPRAXIS

6.1 Einführung

Mit den nachfolgenden Berechnungsvorschlägen soll eine sichere und wirtschaftliche Bemessung von Schalung und Rüstung ermöglicht werden. Der abgeleitete Vorschlag zur Bestimmung des Frischbetondrucks von SVB untergliedert sich in die Berechnung des maximalen Horizontaldrucks sowie die Druckverteilung über die Schalungshöhe. Zusätzlich wird ein Vorschlag zur Bestimmung des Frischbetondrucks auf geneigte Schalungen unterbreitet.

Im Berechnungsvorschlag werden nicht alle in den durchgeführten Untersuchungen identifizierten Einflussparameter als explizite Eingangsgrößen berücksichtigt. Lediglich die Parameter, welche signifikante Auswirkungen auf den Frischbetondruck haben und deren Größe steuerbar und vorhersehbar ist, werden in die Berechnungsgleichungen aufgenommen. Dazu gehören die Betoniergeschwindigkeit (Steiggeschwindigkeit), die absolute Betonierhöhe und die Frischbetonrohichte.

Für die praktische Anwendung wurden verschiedene Berechnungsgleichungen entwickelt, welche jeweils alternativ angewendet werden können. Alle Berechnungsvorschläge sind in einem einzigen Bemessungskonzept integriert, was die Übersichtlichkeit erleichtert.

Zur Ermittlung des maximalen Frischbetondrucks auf lotrechte Schalungen werden drei verschiedene obere Grenzwerte vorgeschlagen, die sich hinsichtlich der expliziten Berücksichtigung verschiedener Randbedingungen und Materialparameter unterscheiden:

- hydrostatischer Grenzwert
- Grenzwert infolge Erstarrung des Betons
- Grenzwert infolge Erstarrung des Betons und Siloeffekt

Die für die Bemessung der Schalungen erforderlichen Sicherheitselemente werden auf Grundlage der in Kapitel 6.5 dargestellten Überlegungen zur Sicherheit und Zuverlässigkeit abgeleitet.

6.2 Maximaler Frischbetondruck auf Schalungen

6.2.1 Berechnungskonzept für lotrechte Schalungen

Nachfolgend wird ein Konzept zur Bestimmung des Frischbetondrucks auf lotrechte Schalungen vorgestellt. Der als Bemessungswert anzusetzende maximale Horizontaldruck $\sigma_{h,max,d}$ übersteigt entsprechend Gleichung (6.1) nicht die angegebenen drei rechnerischen Grenzwerte. Dies sind zum einen der hydrostatische Grenzwert $\sigma_{h,max,1} \cdot \gamma_{F1}$, der Grenzwert ohne Berücksichtigung der Silotheorie (vereinfachtes Verfahren) $\sigma_{h,max,2} \cdot \gamma_{F2}$ und der Grenzwert unter Berücksichtigung der Silotheorie (genaueres Verfahren) $\sigma_{h,max,3} \cdot \gamma_{F3}$.

$$\sigma_{h,max,d} = \min \begin{cases} \sigma_{h,max,1} \cdot \gamma_{F1} & \rightarrow \text{hydrostatischer Grenzwert} \\ \sigma_{h,max,2} \cdot \gamma_{F2} & \rightarrow \text{Erstarrung} \\ \sigma_{h,max,3} \cdot \gamma_{F3} & \rightarrow \text{Erstarrung + Silowirkung} \end{cases} \quad (6.1)$$

Die charakteristischen Größen $\sigma_{h,max,1}$, $\sigma_{h,max,2}$ und $\sigma_{h,max,3}$ können mithilfe der in den nachfolgenden Kapiteln dargestellten Gleichungen ermittelt werden. Durch sicherheitstheoretische Untersuchungen ist eine Abschätzung der Teilsicherheitsbeiwerte γ_{F1} , γ_{F2} und γ_{F3} möglich. Die entsprechenden Ergebnisse können Kapitel 6.6 entnommen werden. Es ist zu bemerken, dass in Gleichung (6.1) aufgrund der unterschiedlichen Teilsicherheitsbeiwerte jeder der drei Grenzwerte bemessungsrelevant werden kann.

6.2.2 Hydrostatischer Grenzwert

Der hydrostatische Grenzwert basiert auf der Annahme, dass sich der Frischbeton in der Schalung wie eine Newton'sche Flüssigkeit ohne innere Reibung mit der Dichte des Frischbetons verhält. Die Basisvariablen des Modells sind die Frischbetonwichte γ_c und die planmäßige maximale Betonierhöhe H .

$$\sigma_{h,max,1} = \gamma_c \cdot H \quad (6.2)$$

6.2.3 Grenzwert nach dem vereinfachten Verfahren - Erstarrungsmodell ohne Silowirkung

Das Erstarrungsmodell ohne Silowirkung basiert auf dem in Kapitel 5.2.3 gewählten Modell 1.

Für SVB beschreibt Gleichung (6.3) den von der Betonierhöhe unabhängigen oberen Grenzwert des horizontalen Frischbetondrucks, wobei $\mu(t) = 0$ beträgt. Der totale Seitendruckbeiwert $\bar{\lambda}_{tot,E}$ stellt den in den Materialversuchen ermittelten 98%-Quantilwert von $\bar{\lambda}_{tot,E} = 0,42$ (aller Versuche mit SVB und Ablauftyp A1 und A3

entsprechend Kapitel 4) dar und entspricht näherungsweise dem aus der Funktion für $\lambda(t)$ nach Gleichung (5.24) abgeleiteten Wert $\bar{\lambda}_{tot,E} = 0,41$. Weitere Basisvariablen des Modells sind die Betoniergeschwindigkeit v , die Frischbetonwichte γ_c und das effektive Erstarrungsende $t_{E,eff}$ nach Gleichung (5.22).

$$\begin{aligned}\sigma_{h,max,2} &= \bar{\lambda}_{tot,E} \cdot \gamma_c \cdot h_E = \bar{\lambda}_{tot,E} \cdot \gamma_c \cdot v \cdot t_{E,eff} \\ &= 0,42 \cdot \gamma_c \cdot v \cdot (t_E - \Delta t) \quad [\text{kN/m}^2] \\ &\geq 10\end{aligned}\quad (6.3)$$

Entsprechend Gleichung (5.23) ist die Berechnung des maximalen Frischbetondrucks auch auf der Grundlage des Erstarrungsbeginns $t_{A,KB}$ und damit des zugehörigen Gesamtseitendruckbeiwertes als 98%-Quantilwert $\bar{\lambda}_{tot,A,KB} = 1,0$ möglich.

$$\begin{aligned}\sigma_{h,max,2} &= 0,42 \cdot \gamma_c \cdot v \cdot 2,35 \cdot t_{A,KB} \\ &= \bar{\lambda}_{tot,A,KB} \cdot \gamma_c \cdot v \cdot t_{A,KB} \quad [\text{kN/m}^2] \\ &= 1,0 \cdot \gamma_c \cdot v \cdot t_{A,KB} \\ &\geq 10\end{aligned}\quad (6.4)$$

Die den Erstarrungszeiten t_E und $t_{A,KB}$ zugrunde liegende Frischbetontemperatur darf während des Ansteif- und Erstarrungsvorgangs nicht unterschritten werden. In den Gleichungen (6.3) und (6.4) ist die Möglichkeit der Einwirkung geringer Erschütterungen bereits berücksichtigt. Bei der Gefahr von starken Erschütterungen bis zum Erreichen des Erstarrungsendes des Betons sollten die Maximalwerte des Frischbetondrucks um mindestens 20 % erhöht werden. Ebenfalls sollte $\sigma_{h,max,2}$ um 20 % gesteigert werden, wenn die kleinste Bauteilabmessung 1 m übersteigt. Es ist jeweils nur einer der beiden Erhöhungsfaktoren erforderlich, da sich Erschütterungen bei massigen Bauteilen nicht so stark auswirken wie bei schlanken Konstruktionen.

$$\sigma_{h,max,2,dyn} \text{ oder } \sigma_{h,max,2,b>1m} \geq 1,20 \cdot \sigma_{h,max,2} \quad (6.5)$$

Neben der Berechnung von $\bar{\lambda}_{tot}$ über den in experimentellen Simulationen des Betonierprozesses erreichten maximalen Horizontaldruck ist auch eine allgemeine Ableitung von $\bar{\lambda}_{tot}$ möglich, wenn der zeitliche Verlauf des Seitendruckbeiwertes $\lambda(t)$ bekannt ist bzw. anhand von Versuchen abgeleitet wurde. Die allgemeine Bedingung für das Erreichen des maximalen Horizontaldrucks zum Zeitpunkt $t = t_{max}$ ist:

$$\frac{d\sigma_h(t)}{dt} = 0 \quad (6.6)$$

Unter Vernachlässigung der Silowirkung gilt für SVB Gleichung (4.4) und damit (6.7) bzw. (6.8). In Bild 6.1 sind der Zusammenhang zwischen der Entwicklung des Seitendruckbeiwertes $\lambda(t)$ und dem maximalen Frischbetondruck bzw. Gleichung (6.8)

grafisch dargestellt. Der auf das Erstarrungsende bezogene Gesamtseitendruckbeiwert $\lambda_{tot,E}$ ermittelt sich somit nach Gleichung (6.9).

$$\frac{d\sigma_h(t)}{dt} = \frac{d(v \cdot \gamma \cdot \lambda(t) \cdot t)}{dt} = v \cdot \gamma \cdot \left(\lambda(t) + \frac{\lambda(t)}{dt} \cdot t \right) = 0 \quad (6.7)$$

$$\lambda(t) = -\frac{\lambda(t)}{dt} \cdot t \quad (6.8)$$

$$\bar{\lambda}_{tot,E} = \lambda(t_{max}) \cdot \frac{t_{max}}{t_E} = \lambda(h_{max}) \cdot \frac{h_{max}}{h_E} \quad (6.9)$$

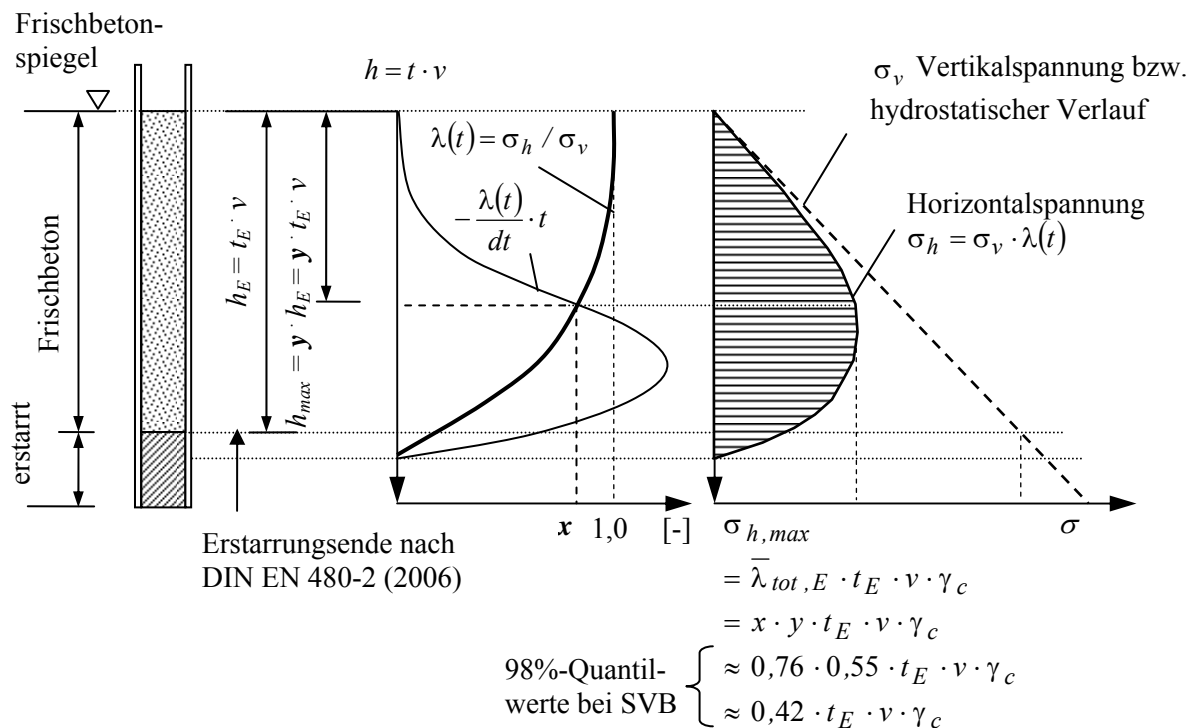


Bild 6.1: Zusammenhang zwischen dem Seitendruckbeiwert $\lambda(t)$ und dem maximalen Frischbetondruck bei SVB

6.2.4 Grenzwert nach dem genaueren Verfahren - Erstarrungsmodell mit Silowirkung

Für den maximalen horizontalen Frischbetondruck unter Berücksichtigung der Silowirkung wurden Berechnungshilfsmittel in grafischer Form erstellt (vgl. Bild 6.2 sowie Anhang D). Der Betondruck kann hier in Abhängigkeit der Steiggeschwindigkeit v sowie der kleinsten Bauteilbreite b (Dicke bei Wänden) abgelesen werden. Grundlage bildet die Modellvorstellung 1 unter Ansatz der Gleichungen (5.26) und (5.27) bzw. (5.28). Die Hilfsmittel gelten für das jeweilige Erstarrungsende $t_{E,eff}$ nach Gleichung (5.22) bzw. (5.23). Alle Schalungsoberflächen können Verwendung finden. Unterschieden wird weiterhin zwischen unbewehrten bzw. leicht bewehrten Bauteilen

sowie stark bewehrten Bauteilen. Bei stark bewehrten Bauteilen muss der Abstand der Horizontalbewehrung und der Abstand der Vertikalbewehrung $s_w \leq 12,5 \text{ cm}$ betragen. Die Horizontalbewehrung sollte einen Minstdurchmesser von 8 mm aufweisen, die Vertikalbewehrung 12 mm . Starke mechanische Beanspruchungen während des Betoniervorgangs, wie z. B. Vibrationen, müssen ausgeschlossen sein. Auch ist die freie Einfüllhöhe des Betons beim Einbau mit Betonpumpe auf weniger als 1 m zu begrenzen. Zur Bestimmung des Frischbetondrucks bei Stützen darf der Eingangswert b nach Gleichung (6.10) berechnet werden.

$$b = \frac{b_{s1} \cdot b_{s2}}{b_{s1} + b_{s2}} \quad (6.10)$$

mit

b_{s1}, b_{s2} Querschnittslänge und Breite des betrachteten Bauteils

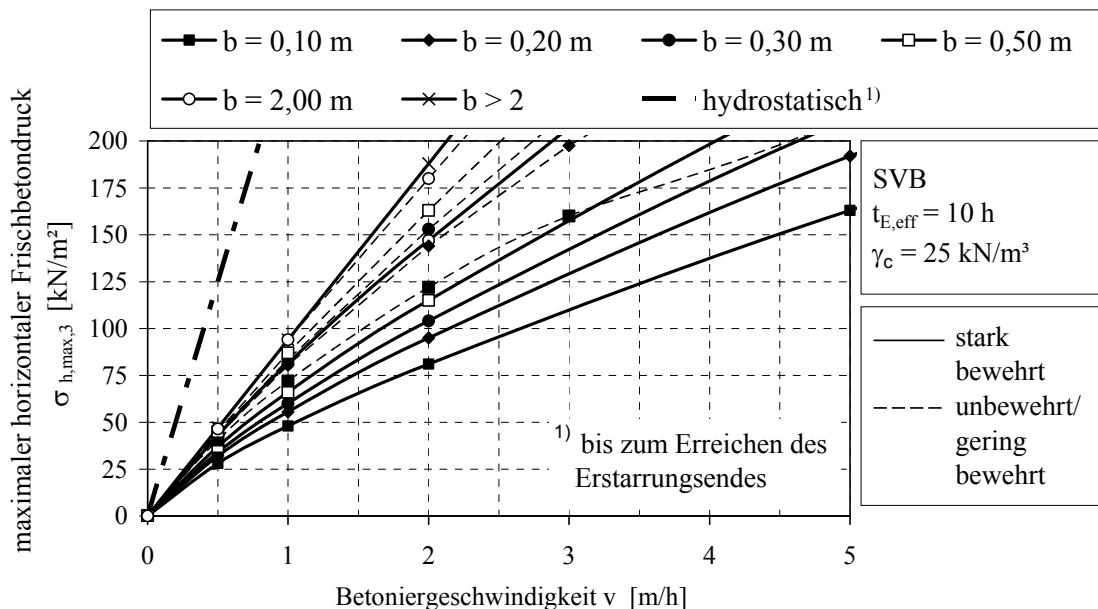


Bild 6.2: Rechnerischer maximaler Frischbetondruck $\sigma_{h,max,3}$ in Abhängigkeit der Steiggeschwindigkeit v und der Schalungsbreite b für stark bewehrte und unbewehrte bzw. gering bewehrte Bauteile, Erstarrungsende 10 Stunden

Das Erstarrungsende beeinflusst den auftretenden Frischbetondruck in der Regel signifikant. Aufgrund der Berücksichtigung der Schalungsreibung besteht jedoch zwischen diesen beiden Größen theoretisch kein linearer Zusammenhang. Exakte Resultate liefert dagegen eine Berücksichtigung des veränderten Erstarrungsendes gegenüber den Angaben in Bild 6.2 mit Gleichung (6.11) über eine Modifizierung der tatsächlichen Betoniergeschwindigkeit v . Auf Grundlage des Eingangswertes $v_{Diagramm}$ kann der maximale Frischbetondruck in Bild 6.2 abgelesen werden.

$$\sigma_{h,max,3} = \sigma_{h,max,3,Diagramm} \quad \text{mit} \quad v_{Diagramm} = \frac{t_E}{10 h} \cdot v \quad (6.11)$$

Die Werte für den bezogenen maximalen horizontalen Frischbetondruck $\bar{\lambda}_{tot,E}$ für stark bewehrte und gering oder unbewehrte Bauteile unter Berücksichtigung der Silowirkung sind in Anhang D, Bild A.25 und Bild A.26, zusammengestellt.

Aus den in Bild 6.2 dargestellten Kurvenscharen wurde für die stark bewehrten Bauteile eine zusammenfassende analytische Funktion durch Approximation entwickelt, in welcher der maximale Frischbetondruck in Abhängigkeit der Betoniergeschwindigkeit, der Querschnittsbreite des Bauteils, der Frischbetonwichte, sowie der Erstarrungszeiten des Betons ermittelt werden kann. Für Gleichung (6.12) gelten keine weiteren Anwendungsgrenzen hinsichtlich der Eingangsparameter, wenn in der Praxis übliche Schalungen und Rüstungen bemessen werden. Die Abweichungen der approximierten Gleichung (6.12) von den exakt ermittelten Werten liegen unter 2 %.

$$\sigma_{h,max,3} = \left(v \cdot \frac{t_{E,eff}}{10} \right)^{(0,72+0,178 \cdot \arctan(b))} \cdot \arctan\left(\left(b \cdot 12\right)^{0,45}\right) \cdot 2,37 \cdot \gamma_c \quad [\text{kN/m}^2] \quad (6.12)$$

$$\geq 10$$

für stark bewehrte Bauteile mit

$$b \geq 0,10 \text{ m}, 0,5 \text{ m} \leq v \cdot t_{E,eff} \leq 100 \text{ m}$$

$$b \text{ [m]}, v \text{ [m/h]}, \gamma_c \text{ [kN/m}^3], t_E \text{ [h]}$$

Wie in Bild 6.2 ersichtlich, liegt bei unbewehrten Bauteilen der charakteristische Grenzwert $\sigma_{h,max,3}$ in der Regel nicht signifikant unter dem Frischbetondruck ohne Berücksichtigung der Reibung zwischen Beton und Schalung. Des Weiteren ergeben sich bei diesen Bauteilen durch den vergleichsweise großen Sicherheitsbeiwert γ_{F3} (gegenüber γ_{F2}) keine signifikant niedrigeren Bemessungswerte gegenüber dem vereinfachten Verfahren. Da der Reibungswiderstand weiterhin sehr empfindlich auf Erschütterungen reagiert, ist zu empfehlen, den Wert $\sigma_{h,max,3}$ bei unbewehrten Bauteilen nicht zu berücksichtigen.

6.2.5 Vergleich des Vorschlages mit anderen Berechnungsansätzen

Die charakteristischen Einwirkungen des maximalen Horizontaldrucks $\sigma_{h,max}$ bzw. $\sigma_{h,max,3}$ nach dem Bemessungsvorschlag für SVB sind in Bild 6.3 den Angaben nach DIN 18218 (1980) für Rüttelbeton mit fließfähiger Konsistenz (F4) gegenübergestellt. Es ist ersichtlich, dass sich für Betoniergeschwindigkeiten $v < 0,5 \text{ m/h}$ nach dem Berechnungsvorschlag für SVB oftmals geringere Frischbetondrücke ergeben als nach DIN 18218 (1980) bei Rüttelbetonen der Konsistenzklasse F4. Dagegen übersteigen bei Steiggeschwindigkeiten von $v = 0,5 \text{ m/h}$ die Werte des Berechnungsvorschlages zum

Teil deutlich den normativ angegebenen Frischbetondruck. Insbesondere bei großen Querschnittsabmessungen b weicht der rechnerische Frischbetondruck von SVB signifikant von DIN 18218 (1980) ab. Es ist jedoch zu erkennen, dass bei stark bewehrten Bauteilen mit geringer Bauteilbreite die Abweichungen moderat ausfallen.

Bei einem Vergleich auf Basis der Mittelwerte der Materialparameter ist eine noch bessere Übereinstimmung der Rechenwerte für SVB mit DIN 18218 (1980) festzustellen. Die Beobachtungen, dass der Frischbetondruck von SVB oftmals die normativen Regelungen unterschreitet, können somit bestätigt werden. Deutlich werden hier der signifikante Einfluss der jeweiligen Randbedingungen und die Streuungen der Materialeigenschaften auf das Ergebnis.

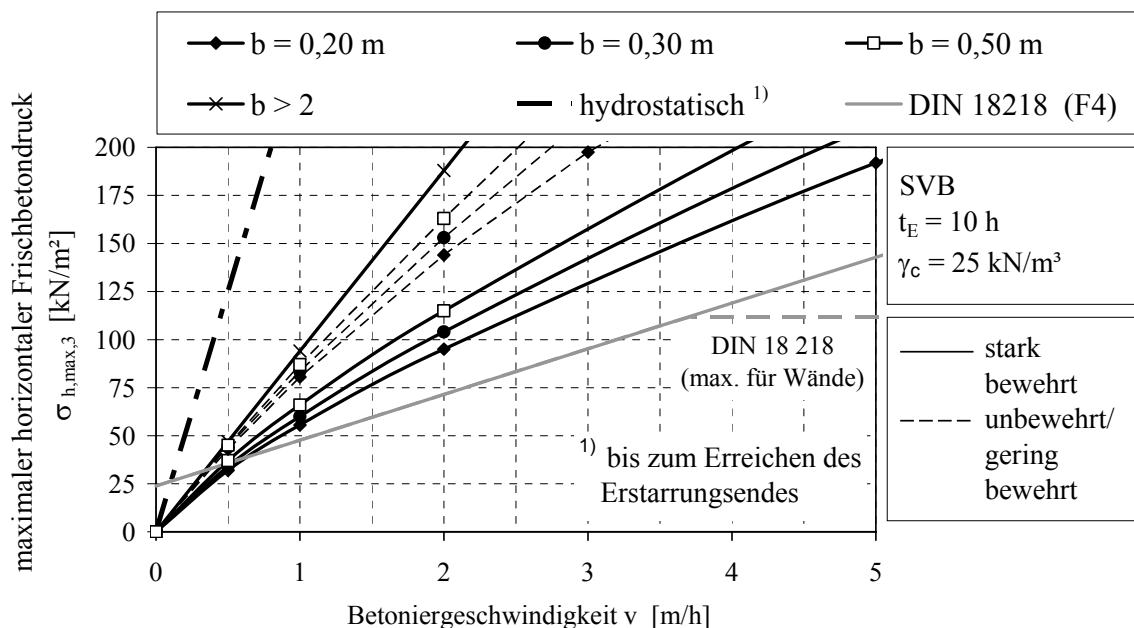


Bild 6.3: Vergleich der charakteristischen Einwirkungen $\sigma_{h,max,3}$ (genaueres Verfahren) zur Bestimmung des maximalen Frischbetondrucks für SVB mit den Angaben nach DIN 18218 (1980) für Rüttelbeton der Konsistenzklasse F4

Bild 6.4 zeigt einen Vergleich der charakteristischen Werte der Einwirkungen $\sigma_{h,max,2}$ (vereinfachtes Verfahren) mit der Gesamtheit der zur Verfügung stehenden Messergebnisse von SVB und ausgewählter Berechnungsverfahren für Rüttelbeton. Es wird ersichtlich, dass die Rechenwerte des vereinfachten Verfahrens stets über den Messwerten liegen. Dagegen decken die Werte der DIN 18218 (1980) und die weiteren Verfahren die Messwerte nicht ab.

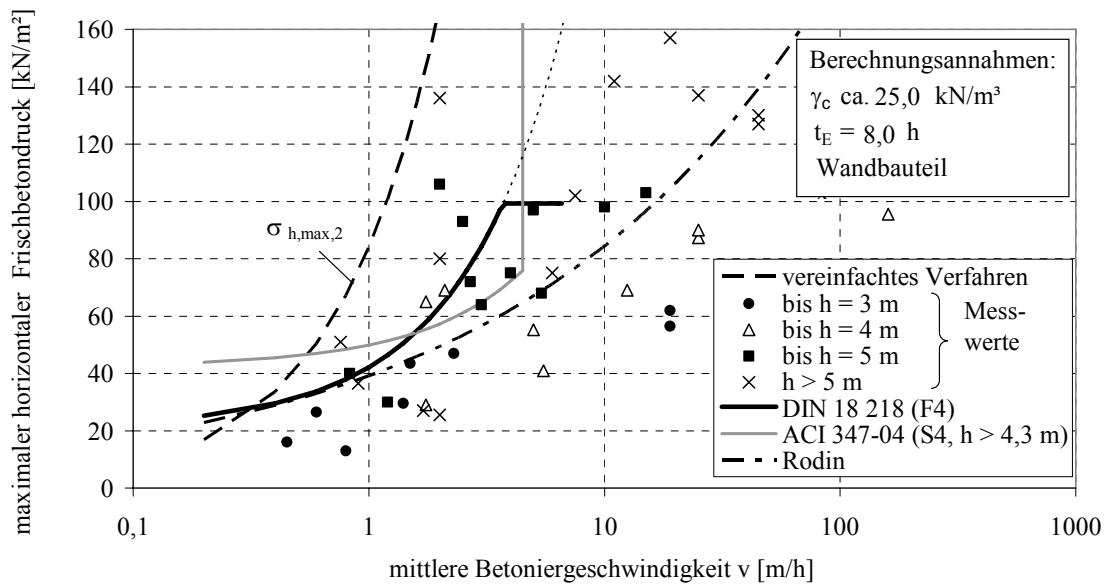


Bild 6.4: Vergleich der charakteristischen Einwirkungen $\sigma_{h,max,2}$ (vereinfachtes Verfahren) zur Bestimmung des maximalen Frischbetondrucks für SVB mit Messwerten und Rechenwerten verschiedener Berechnungsverfahren

6.2.6 Geneigte Schalungen

Auf Grundlage der in Kapitel 5 vorgestellten numerischen Untersuchungen wird folgender Vorschlag für die Berechnung des maximalen Frischbetondrucks auf geneigte Schalungsoberflächen bzw. geneigte Schalungen (vgl. Bild 5.18) unterbreitet. Der normal zur Schalungsoberfläche wirkende maximale Druck σ_{max} berechnet sich als Bemessungswert nach folgender Gleichung:

$$\sigma_{max,\alpha,d} = \min \begin{cases} \sigma_{h,max,1} \cdot \gamma_{F1} & \rightarrow \text{hydrostatischer Grenzwert} \\ \sigma_{max,\alpha,2} \cdot \gamma_{F2} & \rightarrow \text{Erstarrung} \\ \sigma_{max,\alpha,3} \cdot \gamma_{F3} & \rightarrow \text{Erstarrung + Silotheorie} \end{cases} \quad (6.13)$$

Der einwirkende Frischbetondruck bei Berücksichtigung des Erstarrungsverhaltens $\sigma_{max,\alpha}$ wird nach Gleichung (6.14) bzw. (6.15) ermittelt. Dabei sind $\sigma_{h,max,2}$ der maximale horizontale Frischbetondruck unter Vernachlässigung der Schalungsreibung entsprechend Gleichung (6.3) und α die Winkelabweichung der Schalung von der Lotrechten, vgl. Definition in Bild 5.18. Vorausgesetzt wird ein duktilen Bauteilverhalten im betrachteten Grenzzustand.

Einen Vergleich der Werte des Berechnungsvorschlags mit den Ergebnissen der FE-Simulation zeigt Bild 6.5.

$$\sigma_{max,\alpha,2} = \sigma_{h,max,2} \cdot (1 + \alpha \cdot 0,0045) \quad \text{für } \alpha \leq 0 \quad [^\circ] \quad (6.14)$$

$$\sigma_{max,\alpha,2} = \sigma_{h,max,2} \cdot (1 + \alpha \cdot 0,0172) \quad \text{für } 0 \leq \alpha \quad [^\circ] \quad (6.15)$$

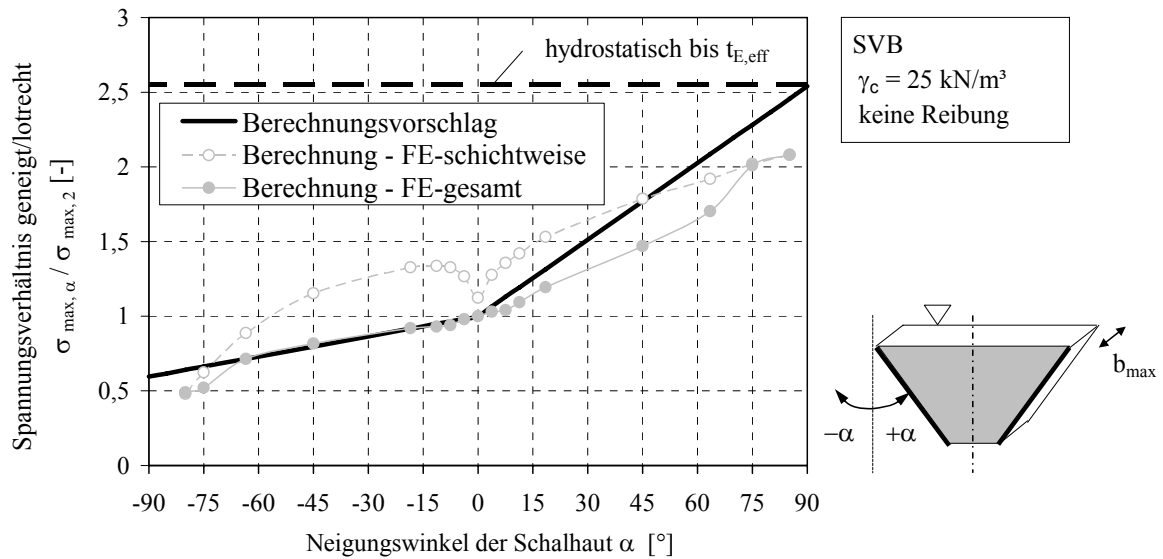


Bild 6.5: Berechnungsvorschlag für geneigte Schalungsoberflächen bei Betoneinbau von oben

Bei hoch bewehrten Bauteilen übersteigt der Druck ebenfalls nicht die Werte nach Gleichung (6.16), wobei bei der Berechnung von $\sigma_{h,max,3}$ nach Gleichung (6.12) für b die maximale Breite der betrachteten (belasteten) geneigten Schalung b_{max} anzusetzen ist.

Für hoch bewehrte Bauteile mit keinen bis geringen Erschütterungen gilt:

$$\text{bei } \alpha > 0$$

$$\sigma_{max,\alpha,3} = \sigma_{h,max,3} \cdot (1 + \alpha \cdot 0,0052) \quad [^\circ] \quad (6.16)$$

$$\text{bei } \alpha \leq 0$$

$$\sigma_{max,\alpha,3} = \sigma_{h,max,3} \quad (6.17)$$

(bei Berechnung von $\sigma_{h,max,3}$ mit $b = b_{max}$ = maximale Breite der geneigten Schalungsebene in horizontaler Richtung)

Für schmale geneigte Bauteile mit konstanter Bauteildicke b_β gilt Gleichung (6.18). Für $\sigma_{max,\beta}$ kann der einwirkende Frischbetondruck nach Gleichung (6.19) näherungsweise berechnet werden, wobei zwischen oberer und unterer Schalung unterschieden wird. Der Winkel β beschreibt die Winkelabweichung des Bauteils von der Lotrechten.

$$\sigma_{max,\beta,d} = \min \begin{cases} \sigma_{h,max,1} \cdot \gamma_{F1} & \rightarrow \text{hydrostatischer Grenzwert} \\ \sigma_{max,\beta,2} \cdot \gamma_{F2} & \rightarrow \text{Erstarrung} \\ \sigma_{max,\beta,3} \cdot \gamma_{F3} & \rightarrow \text{Erstarrung} + \text{Silotheorie} \end{cases} \quad (6.18)$$

Für die untere Schalung mit $b_\beta \leq h_s / 4$ und $-90 \leq \beta \leq 90^\circ$ gilt:

$$\sigma_{max,\beta,2} \text{ bzw. } 3 = \sigma_{h,max,2} \text{ bzw. } 3 \cdot (1 + |\beta| \cdot 0,0052) \quad [^\circ] \quad (6.19)$$

(bei Berechnung von $\sigma_{h,max,2} (3)$ mit $b = b_\beta$)

Für die obere Schalung gilt:

$$\sigma_{max,\beta,2} (3) = \sigma_{h,max,2} (3) \quad (6.20)$$

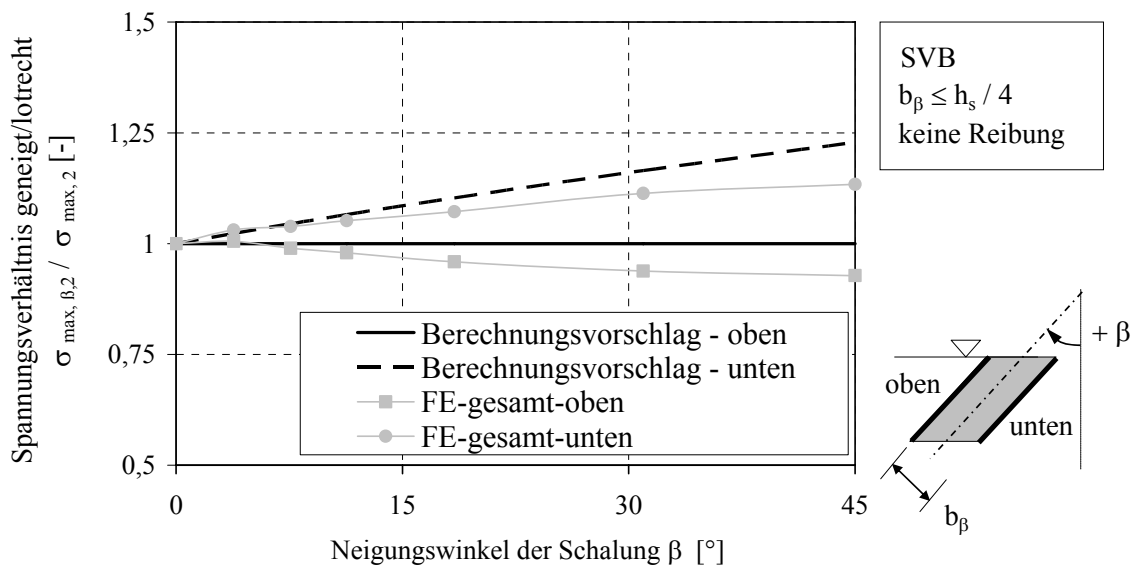


Bild 6.6: Berechnungsvorschlag für schmale, geneigte Schalungen mit konstanter Bauteildicke

6.2.7 Frischbetondruck bei Betoneinbau von unten

Beim Betoneinbau des SVB von unten, z. B. mittels Pumpen, ist mindestens der hydrostatische Grenzwert aus Gleichung (6.1) anzusetzen. Aufgrund eines oftmals erhöhten Pumpendrucks an der Einfüllstelle, welcher insbesondere von der Einbaugeschwindigkeit (Betonvolumen je Zeit), der Viskosität des Frischbetons und der Bauteilgeometrie beeinflusst wird, ist eine Erhöhung der Bemessungswerte des maximalen Frischbetondrucks $\sigma_{h,max,d}$ und gleichzeitig eine Erhöhung des Frischbetondrucks über die Schalungshöhe um jeweils ca. 15 % gegenüber dem hydrostatischen Ansatz bei Betoneinbau von oben empfehlenswert. Unterbrechungen des Betoniervorgangs, die zu einem starken Ansteifen des Betons im Bereich der Einfüllstelle führen, müssen beim Einbau von unten unbedingt vermieden werden.

6.2.8 Frischbetondruck bei fließfähigen Rüttelbetonen

Neben dem Frischbetondruck bei Verwendung von SVB wurden in Kapitel 4 auch Untersuchungen an Betonen vorgestellt, die in die Konsistenzklassen F5 und F6 nach DIN EN 206-1 (2001) eingeordnet werden können. Auf Grundlage dieser Versuche sowie Überlegungen zum Einfluss der Vibrationswirkung wurde ein vereinfachter Vorschlag zur Berechnung des Frischbetondrucks erarbeitet, welcher sich an dem Vorschlag für SVB orientiert.

Bei der Berechnung des Frischbetondrucks für fließfähige Rüttelbetone nach Gleichung (6.1) darf der obere Grenzwert $\sigma_{h,max,3}$ nicht angesetzt werden. Für den Grenzwert $\sigma_{h,max,2}$ gilt Gleichung (6.21), wobei der größte Wert aus dem Erstarrungs- und Vibrationskriterium zu verwenden ist. Weiterhin darf bei Anwendung des Berechnungsvorschlags der Frischbeton lediglich durch Stochern oder mittels Innenvibratoren mechanisch verdichtet werden.

Hinsichtlich des Grenzwertes infolge der Erstarrung ist festzustellen, dass bei den Betonen der Konsistenzklasse F5 ein etwas geringerer Frischbetondruck auftritt als bei SVB und sich bei den Betonen der Konsistenzklasse F6 ein etwas höherer Frischbetondruck einstellt als bei SVB. Zu begründen ist dieses Verhalten mit dem Einfluss der Vibrationswirkung auf den Frischbetondruck.

$$\sigma_{h,max,2} = \max \left| \begin{array}{l} \gamma_c \cdot v \cdot t_{E,eff} \cdot \bar{\lambda}_{tot,E,RB} \\ \gamma_c \cdot \left(h_v + \frac{0,125}{b} \right) \end{array} \right| \begin{array}{l} \text{Erstarrung} \\ \text{Vibration} \end{array} \quad [\text{kN/m}^2] \quad (6.21)$$

mit

h_v	Eintauchtiefe des Innenvibrators [m]
b	minimale Querschnittsabmessung des zu betonierenden Bauteils [m]
$\bar{\lambda}_{tot,E,RB}$	0,30 - 0,35 für Betone der Konsistenzklasse F5 0,40 - 0,50 für Betone der Konsistenzklasse F6 (die oberen Grenzwerte entsprechen in etwa dem 98%-Quantilwert)
$t_{E,eff}$	effektives Erstarrungsende nach Gleichung (5.22)

Zur Bestimmung des maximalen Frischbetondrucks kann auch das Erstarrungsende $t_{E,eff}$ nach Gleichung (6.22) bzw. (6.23) angesetzt werden, wobei $t_{A,KB}$ der Erstarrungsbeginn nach dem Knetbeutelverfahren (vgl. Kapitel 2.3.9.3) ist.

$$t_{E,eff} = 2,75 \cdot t_{A,KB} \quad \text{für F5} \quad (6.22)$$

$$t_{E,eff} = 2,50 \cdot t_{A,KB} \quad \text{für F6} \quad (6.23)$$

6.3 Druckverteilung über die Schalungshöhe

6.3.1 Allgemeines

Auf Grundlage der durchgeführten FE-Simulationen (vgl. Kapitel 5.3) und der Überlegungen aus Kapitel 5.5.3 wurde das nachfolgende Konzept zur Abschätzung der Verteilung des Frischbetondrucks über die Schalungshöhe erarbeitet. Durch Grenzwertbetrachtungen wurden verschiedene Deformationstypen (Fall 1 und Fall 2) identifiziert, denen jeweils zugehörige Druckverteilungen (Fall 1 und Fall 2) zugeordnet werden können.

Aufgrund der hohen Komplexität des Tragverhaltens, insbesondere der Interaktion von Einwirkung und Widerstand, stellen die nachfolgenden Angaben lediglich grobe Näherungswerte dar. Um wirklichkeitsnähere Ergebnisse zu erhalten, ist stets eine Berechnung unter Berücksichtigung der Interaktion zwischen Schalungssystem und Frischbeton anzuraten (z. B. mit der in Kapitel 5.3 erläuterten FE-Simulation).

6.3.2 Druckverteilung bei lotrechten Schalungen

Hinsichtlich der Druckverteilung bei lotrechten Schalungen wird empfohlen, sich prinzipiell am Vorgehen nach DIN 18 218 (1980) zu orientieren. Für die Bemessung von Schalung und Rüstung sind dabei die in Bild 6.7 und Bild 6.8 dargestellten Belastungen als jeweils ungünstigste Laststellung anzusetzen und dementsprechend in Abhängigkeit der Betonspiegelhöhe stets als Wanderlast zu betrachten

In Bild 6.8 ist ersichtlich, dass bis zum Erreichen des Maximaldrucks $\sigma_{h,max,d}$ über die Höhe $h_{s,d} = \sigma_{h,max,d} / (\gamma_c \cdot \gamma_{F1})$ stets der γ_{F1} -fache hydrostatische Betondruck anzusetzen ist. Danach wirkt der Frischbetondruck zunächst konstant über die Schalungshöhe. Eine nachfolgende Abminderung des Frischbetondrucks ist in Abhängigkeit der Schalungskonstruktion möglich.

Bei Vorliegen des nachfolgend beschriebenen Deformationstyps - Fall 2 - ist zu empfehlen, den Frischbetondruck ab dem Erreichen der Höhe bei Erstarrungsende des Betons $h_E = v \cdot t_{E,eff}$ oder wahlweise ab $0,75 \cdot h_E$ linear abnehmend auf $\sigma_h(t = t_E) = 0$ anzunehmen. Bei dem Deformationstyp - Fall 1 - sollte ab h_E im weiteren Verlauf mindestens die Hälfte des maximalen Frischbetondrucks bis zum Fußpunkt des Bauteils angesetzt werden. Zur Berechnung von $t_{E,eff}$ ist Gleichung (5.22) zu verwenden.

Falls große Unsicherheiten hinsichtlich der auf der Baustelle zu realisierenden Betoniergeschwindigkeit v sowie des Erstarrungsendes t_E bestehen, sollte die Höhe h_E in Bild 6.7 und Bild 6.8 mit dem Faktor γ_{F1} beaufschlagt werden.

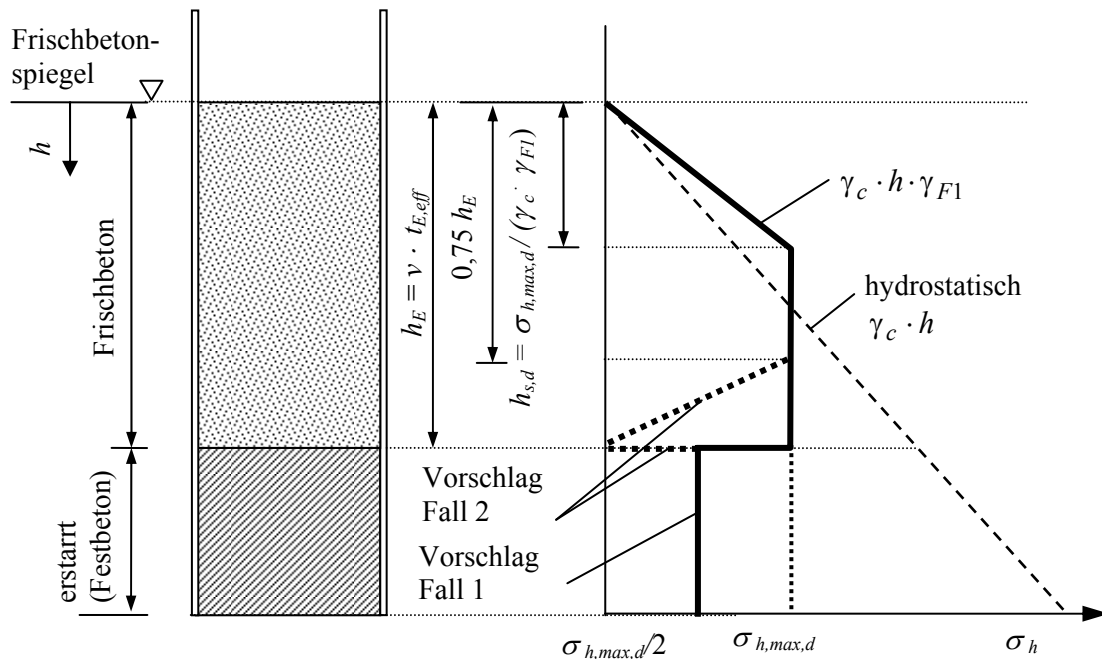


Bild 6.7: Vorschlag für die Druckverteilung bei lotrechten Schalungen für die Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit

Bild 6.8 zeigt die Druckverteilung unter Ansatz der charakteristischen Werte bzw. der Druckverteilung für Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit. Des Weiteren erfolgt eine vergleichende Darstellung mit den Angaben aus den Regelwerken DIN 18218 (1980) sowie CIRIA Research Report Nr. 108 (1985) und ACI 347-04 (2004).

Zwischen den Deformationstypen Fall 1 und Fall 2 kann abschnittsweise (feldweise) unterschieden werden. Fall 2 liegt vor, wenn die eingepprägten Vorverformungen im System (Durchbiegungen der Schalungshaut) durch eine Verschiebung der benachbarten Auflager (Sekundärtragglied) weitestgehend abgebaut werden können. Bei der Druckverteilung des Deformationstyps Fall 1 wird vorausgesetzt, dass im betrachteten Grenzzustand zumindest ein geringer Abbau der Vorverformungen erfolgt.

Es ist zu beachten, dass erst nach einer Verfestigung des Frischbetons der aus der Vorverformung hervorgerufene Vorspannungszustand vollständig aufgehoben werden kann. Daher müssen bei der Betrachtung stets relative Verschiebungen (hinsichtlich Zeit und Ort) betrachtet werden. Von Bedeutung ist weiterhin, dass sich infolge der Verfestigung des Frischbetons das statische System des Schalungssystems ändert bzw. das Primärtragglied eine gebettete Lagerung erfährt. Damit können sich die Einwirkungen auf die Sekundärtragglieder signifikant verändern.

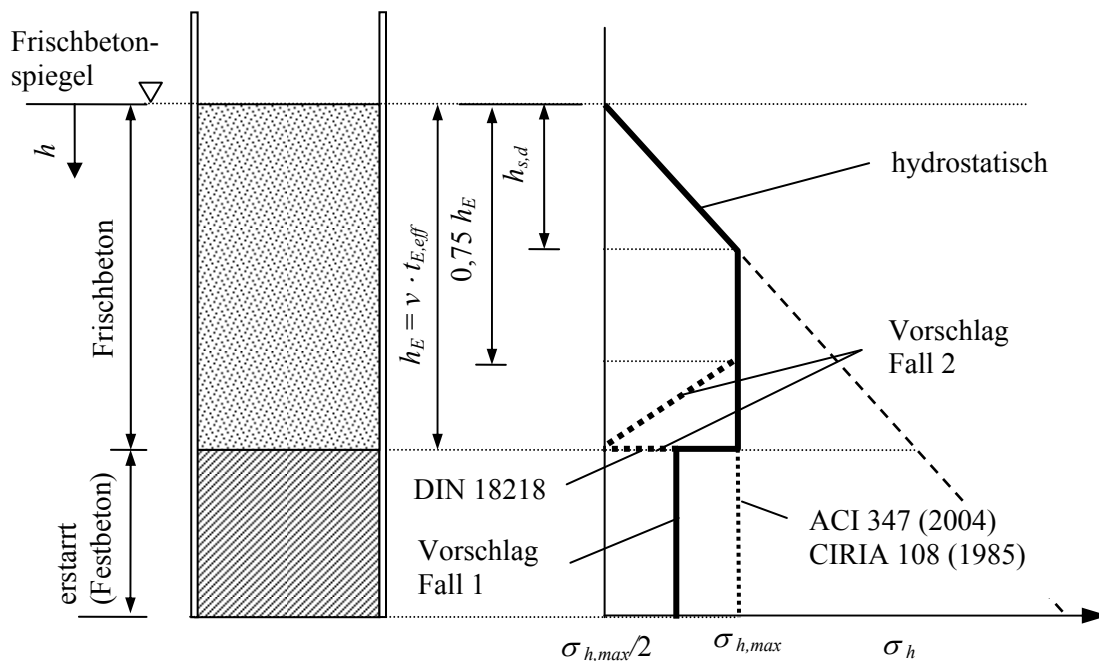


Bild 6.8: Vorschlag für die Druckverteilung bei lotrechten Schalungen und Vergleich mit unterschiedlichen Berechnungsansätzen für die charakteristischen Werte bzw. die Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit

Tabelle 6.1 enthält Anhaltswerte für die Abschätzung der Druckverteilung in Abhängigkeit des statischen Systems und der relativen Auflagerverformungen. Die Definitionen der Verformungsparameter enthält Bild 6.9.

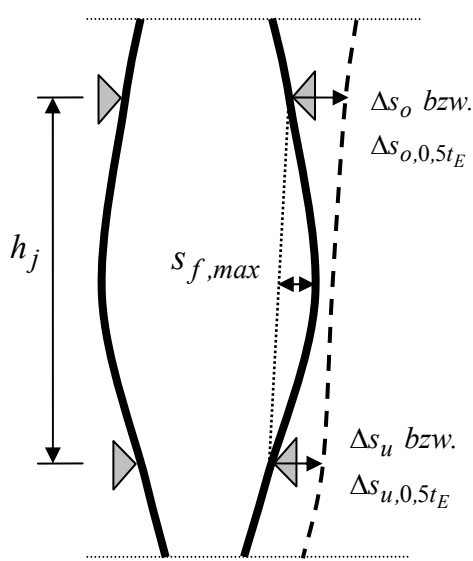
Bild 6.10 zeigt einen Vergleich berechneter Auflagerkräfte, ermittelt nach dem Berechnungsvorschlag, auf Grundlage verschiedener Regelwerke sowie Ergebnissen der FE-Simulation bei schichtweisem Einbau des Betons. Es ist ersichtlich, dass die in den FE-Berechnungen ermittelten Auflagerkräfte ohne zusätzliche Auflagerverchiebung den Angaben aus CIRIA Research Report Nr. 108 (1985) sowie ACI 347-04 (2004) entsprechen. Bereits beim Aufbringen einer geringen Auflagerverchiebung erfolgt eine Entspannung des Systems und die Auflagerkräfte unterschreiten die Werte des eigenen Bemessungsvorschlages. Erst bei einer Zusatzverformung von ca. $\Delta s_{u,t \geq 0.5t_E} / s_{f,max} = 0,50 - 0,75$ erreichen die Auflagerkräfte die Werte von DIN 18218 (1980).

Sind extreme mechanische Einwirkungen (Erschütterungen) nicht auszuschließen, sollte bei der Bemessung von Schalung und Rüstung hydrostatischer Betondruck mindestens über die Höhe h_E angenommen werden.

Aufgrund möglicher Lastspitzen aus dem Einfüllvorgang sollten die Schalungen auch in den oberen Schalungsbereichen auf einen entsprechenden Mindestdruck ausgelegt werden.

Feld im statischen System des Primärtragglieds	Bedingungen für die mögliche Druckverteilung für Nachweise des Gesamtsystems ³⁾		
	Fall 1	Fall 2	
		wie DIN 18218	abgemindert
Kragarm (Primärtragglied = Sekundärtragglied)	stets	stets	stets
Einfeldträger, gelenkig	stets	stets ²⁾	$s_{f,max} \leq (\sqrt{\Delta s_u} + \sqrt{\Delta s_o}) / \sqrt{3}$
gelenkig gekoppelte Felder, wenn Betonalter $t_c < 0,5 \cdot t_E$			
gelenkig gekoppelte Felder, wenn Betonalter $t_c \geq 0,5 \cdot t_E$	stets	$s_{f,max} \leq (\sqrt{\Delta s_{u,0,5tE}} + \sqrt{\Delta s_{o,0,5tE}}) / \sqrt{3}$	
Durchlaufträger, wenn Betonalter $t_c < 0,5 \cdot t_E$	stets	$s_{f,max} \leq 0,75 \Delta s_u$ und $\leq 0,75 \Delta s_o$	
Durchlaufträger, wenn Betonalter $t_c \geq 0,5 \cdot t_E$	stets	$s_{f,max} \leq 0,75 \Delta s_{u,0,5tE}$ und $\leq 0,75 \Delta s_{o,0,5tE}$	
Einfeldträger, gelenkig mit oberem Kragarm	- ¹⁾	$s_{f,max} \leq \frac{1}{3} \cdot \Delta s_o$	
Durchlaufträger, oberes Feld mit Kragarm	- ¹⁾	$s_{f,max} \leq 0,75 \Delta s_u$ und $s_{f,max} \leq \frac{1}{3} \cdot \Delta s_o$	
<p>¹⁾ Abweichend sollte nach dem Erreichen des Erstarrungsendes der maximale Frischbetondruck im gesamten Feld angesetzt werden.</p> <p>²⁾ lediglich im oberen Feld, ansonsten nur, wenn $h_j \leq 2 \cdot v \cdot t_{E,eff}$</p> <p>³⁾ Die Auflager des Primärtraggliedes können hier infolge der Ausbildung des Sekundärtragglieds (z. B. Fachwerkträger) untereinander in Interaktion stehen. Ist lediglich der Nachweis allein für ein unabhängiges Auflager notwendig (z. B. direkte Abstrebung auf Fels), ist ein Nachweis der Verformungsfähigkeit (Duktilität) des jeweiligen Auflagers $\Delta s_{o,dukt}$ ausreichend, wobei gelten muss: $\Delta s_{o,dukt} \geq 3 \cdot s_{f,max}$ (Die maximale Durchbiegung ist bezogen auf das untere Feld.)</p>			

Tabelle 6.1: Abschätzung der Druckverteilung in Abhängigkeit des statischen Systems und der relativen Auflagerverformungen



$s_{f,max}$

maximale Durchbiegung des Primärtraggliedes, bezogen auf die benachbarten Auflager (Sekundärtragglied)

$\Delta s_{u,0,5t_E}, \Delta s_{o,0,5t_E}$

Horizontalverformungen, welche an dem unteren bzw. oberen Auflager nach dem Erreichen des Betonalters von $t_c = 0,5 \cdot t_E$ (Mindestbetonalter im gesamten Feld) im betrachteten Grenzzustand zusätzlich auftreten

$\Delta s_u, \Delta s_o$

horizontale Verformung des unteren bzw. oberen Auflagers, die nach dem Erreichen der maximalen Durchbiegung $s_{f,max}$ im betrachteten Grenzzustand zusätzlich auftritt

Bild 6.9: Definition der Verformungsparameter zur Bestimmung der Verteilung des Frischbetondrucks über die Schalungshöhe

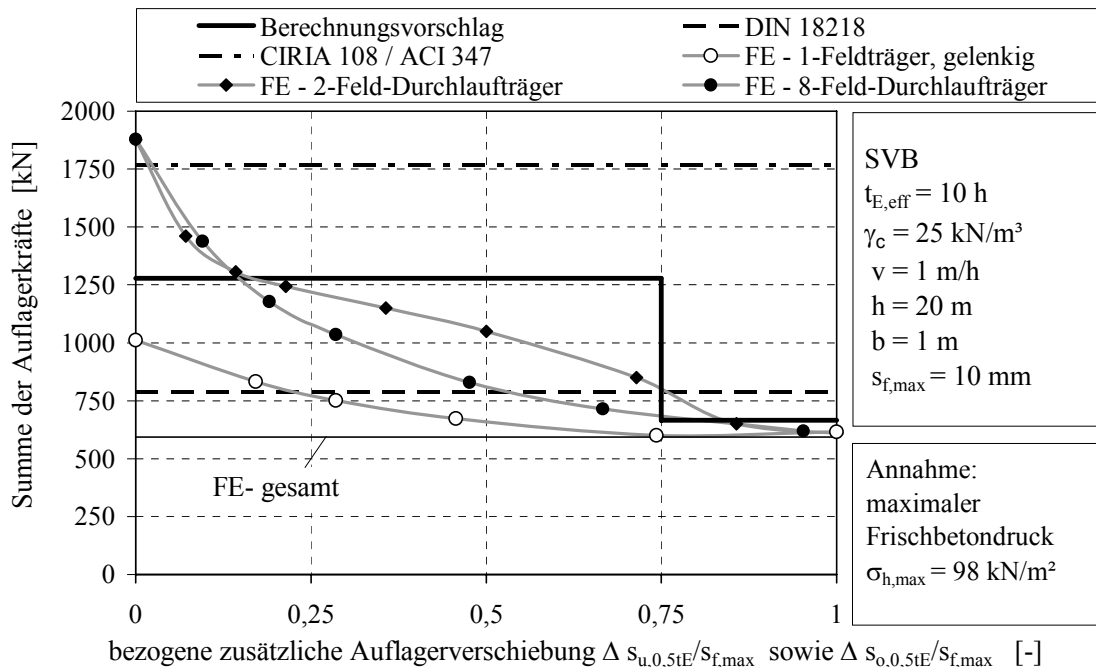
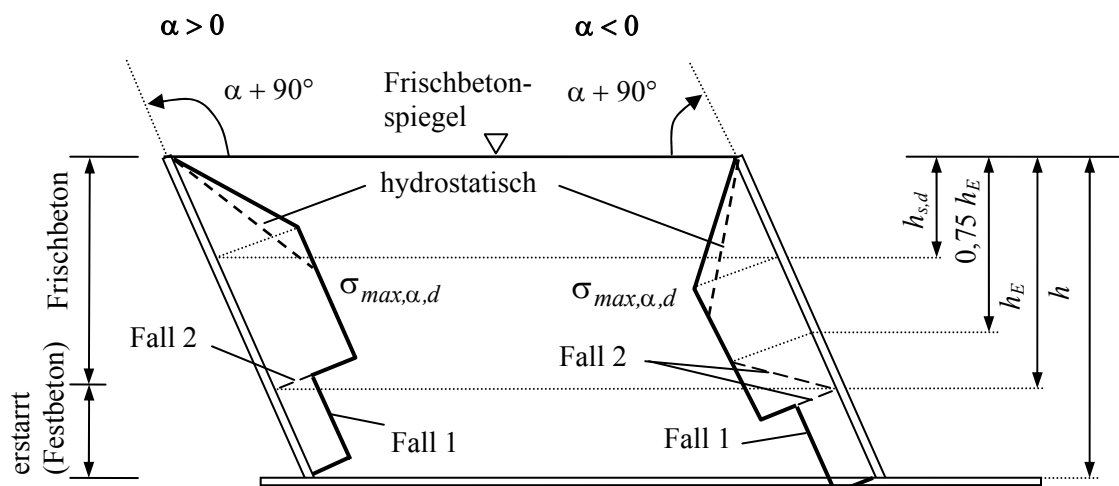


Bild 6.10: Vergleich der Auflagerkräfte nach dem Berechnungsvorschlag mit verschiedenen Regelwerken sowie Ergebnissen der FE-Berechnung (schichtweiser Einbau)

6.3.3 Druckverteilung bei geneigten Schalungen

Der Vorschlag für die Druckverteilung bei geneigten Schalungsoberflächen orientiert sich an der Verteilung für lotrechte Schalungen. Wie aus Bild 6.11 ersichtlich, unterscheiden sich die Regelungen nicht signifikant von denen lotrechter Schalungen. Allerdings ist bei $\alpha > 0$ eine Abminderung des Maximaldrucks erst ab h_E zu empfehlen. Bei schmalen, geneigten Bauteilen mit konstanter Bauteildicke entspricht die Druckverteilung prinzipiell der von lotrechten Schalungen.



Das Druckverteilungsdiagramm ist unter Berücksichtigung der Betonspiegelhöhe als Wanderlast anzusetzen.

Bild 6.11: Vorschlag für die Druckverteilung bei geneigten Schalungen

6.4 Zusätzliche Regelungen

6.4.1 Vertikale Belastung von Schalung und Bewehrung

Eine rechnerische Belastung der Schalungen in vertikaler Richtung durch Reibungskräfte erfolgt lediglich bei Ansatz der Silotheorie bzw. des Grenzwertes $\sigma_{h,max,3}$. Für die praktische Anwendung kann jedoch im Allgemeinen von einer ausreichenden Vertikaltragfähigkeit der Schalung und Bewehrung ausgegangen werden, da die Schalung nur eine vergleichsweise geringe Last abtragen muss und die Bewehrung meist in der Lage ist, eine ausreichende Normalkraft aufzunehmen. Im Zweifelsfall kann die Belastung neben der genauen Berechnung nach Kapitel 5.5.1 mit Hilfe der nachfolgenden Angaben überschlägig ermittelt werden.

Die größte rechnerische Vertikalbelastung der Schalung ergibt sich stets am Schalungsfuß. Demgegenüber tritt in den meisten Fällen die höchste Horizontalbelastung $\sigma_{h,max}$ nicht an dieser Stelle auf. Damit ist die volle Aktivierung der Reibungskräfte im unteren Schalungsbereich nicht mehr notwendig, um den Horizontaldruck $\sigma_{h,max}$ zu

unterschreiten. Unter Berücksichtigung dieses Sachverhaltes kann für die maximale Vertikalbelastung der Schalung je Längeneinheit (Schalungsumfang) $\max p_{vs}$ der obere Grenzwert nach Gleichung (6.24) angesetzt werden.

$$\max p_{vs} = (0,4 \cdot v \cdot t_{E,eff} \cdot \gamma_c - \sigma_{h,max,3}) \cdot \frac{A}{U} \quad [\text{kN/m}] \quad (6.24)$$

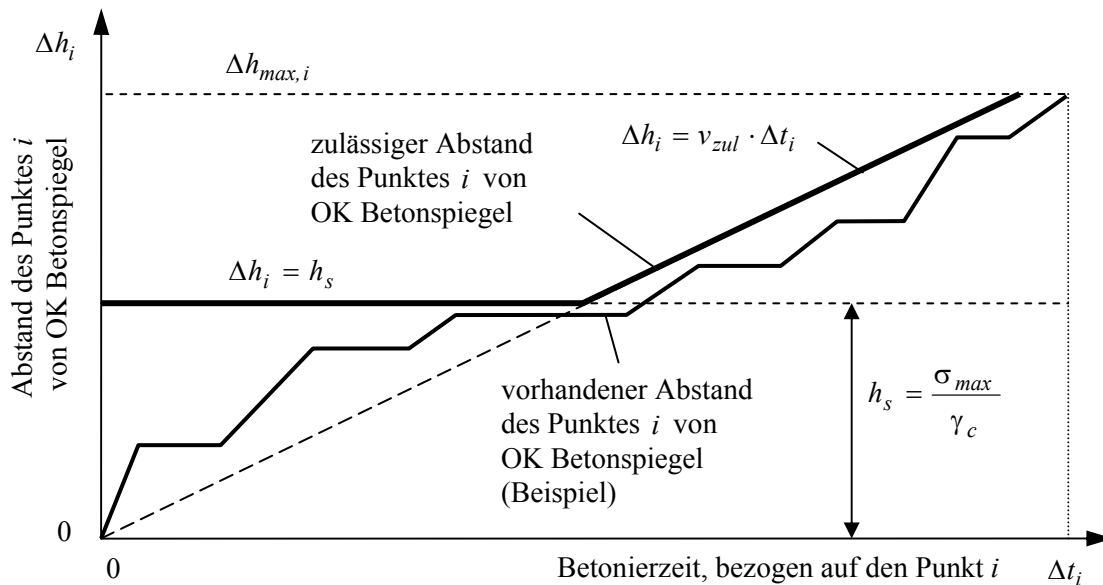
Dieser Grenzwert ergibt sich aus der Spannungsdifferenz zwischen dem hydrostatischen Betondruck über die Höhe $0,4 \cdot v \cdot t_{E,eff}$ mit $\sigma_{v1} = 0,4 \cdot v \cdot t_{E,eff} \cdot \gamma_c$ sowie der Vertikalspannung unter der Annahme von $\sigma_{v2} = \sigma_{h,max,3}$ und unter Berücksichtigung von Umfang und Fläche des Betonquerschnitts.

Bei dem Nachweis der Tragfähigkeit der vertikalen Bewehrung ist die Möglichkeit des Versagens infolge Knicken zu beachten. Des Weiteren ist die Lastweiterleitung von der horizontalen Bewehrung in die vertikalen Bewehrungselemente nachzuweisen. Es darf hierbei näherungsweise von einer konstanten Lasteinleitung über die Höhe $h_{\text{Einleitung}} = 0,15 \cdot t_E \cdot v$ ausgegangen werden.

6.4.2 Berechnung der tatsächlichen Betoniergeschwindigkeit unter Praxisbedingungen

Bei der Berechnung des maximalen Frischbetondrucks wurde stets von einer konstanten Betoniergeschwindigkeit v ausgegangen. Unter Praxisbedingungen beschreibt jedoch die Zunahme der Betonspiegelhöhe über die Zeit oftmals keinen linearen Verlauf. Zum einen wird in Abschnitten betoniert, in denen die Steiggeschwindigkeit (Abschnittsgeschwindigkeit) sehr hoch ist, zum anderen gibt es Phasen, in denen wenig oder kein Beton eingebaut wird. Auch bei konstanter Fördermenge ergeben sich weiterhin durch Veränderung des Bauteilquerschnitts, z. B. durch Aussparungen, unterschiedliche Steiggeschwindigkeiten. Damit stellt sich die Frage nach der tatsächlichen Betoniergeschwindigkeit, die zur Berechnung des Frischbetondrucks anzusetzen ist bzw. nach dem zulässigen Verlauf der Betonspiegelhöhe bei gegebener maximaler Betoniergeschwindigkeit.

Zur Einhaltung der berechneten Maximalwerte des Frischbetondrucks σ_{max} muss die tatsächliche mittlere Betoniergeschwindigkeit, bezogen auf jeden betrachteten Punkt i ($v_{vorh,i}$), die in Bild 6.12 dargestellten Bedingungen erfüllen. Es zeigt sich, dass $v_{vorh,i}$ größer sein kann als die Berechnungsgeschwindigkeit v , wenn die hydrostatische Betondruckhöhe (noch) nicht erreicht wird und wenn am Punkt i der Frischbeton bereits erstarrt ist.



An jedem Punkt i in der Schalung muss für die mittlere Abschnittsgeschwindigkeit $v_{vorh,i}$ gelten:

- $v_{vorh,i} = \frac{\Delta h_i}{\Delta t_i} \leq v_{zul}$, wenn $\Delta h_i > h_s$
- $v_{vorh,i} = \text{beliebig}$, wenn $\Delta h_i \leq h_s$ und $\Delta t_i > t_{E,eff}$

Bild 6.12: Grenzwerte der zulässigen Betoniergeschwindigkeit beim Einbau des Frischbetons in die Schalung an einem beliebigen Punkt i

6.5 Überlegungen hinsichtlich Sicherheit und Zuverlässigkeit

6.5.1 Allgemeines

Im Zuge der Übernahme des Teilsicherheitskonzeptes in die deutschen Bemessungsnormen müssen auch für die Nachweise von Schalung und Rüstung Teilsicherheitsbeiwerte auf Grundlage der Zuverlässigkeitstheorie im Bauingenieurwesen berechnet werden. Folgende Gleichung charakterisiert das Zuverlässigkeitsproblem in einfachster Weise:

$$\gamma_F \cdot E_k \leq \frac{R_k}{\gamma_R} \quad (6.25)$$

Im Bauwesen ist R_k der charakteristische Wert des Tragwerkwiderstandes und E_k der charakteristische Wert der Einwirkung. Beide Größen stellen Funktionen von einer Vielzahl von Zufallsvariablen dar. Die Teilsicherheitsbeiwerte γ_F und γ_R zur Bestimmung des Bemessungswertes des Bauteilwiderstandes bzw. zur Bestimmung des Bemessungswertes der Einwirkung müssen neben den Streuungen der Eingangsgrößen auch die Unsicherheit des mathematisch-mechanischen Modells berücksichtigen.

Gleichung (6.25) lässt sich somit durch Ansatz der Modellunsicherheiten θ_E bzw. θ_R wie folgt erweitern:

$$\underbrace{\gamma_E \cdot \theta_E}_{\gamma_F} \cdot E_k \leq \frac{R_k}{\underbrace{\gamma_M \cdot \theta_R}_{\gamma_R}} \quad (6.26)$$

Bei mehrfacher Benutzung der Konstruktionselemente sind die Auswirkungen von Verschleiß bei den sicherheitstheoretischen Überlegungen zu berücksichtigen.

Das einzuhaltende Zuverlässigkeitsniveau und damit auch γ_F und γ_R ist abhängig von den Auswirkungen des Bauteilversagens auf Leib und Leben sowie von wirtschaftlichen Folgekosten. Durch eine Vorankündigung des Versagens (z. B. große Verformungen) können Personenschäden reduziert werden.

6.5.2 Statische Nachweise und obere Grenzwerte des maximalen Frischbetondrucks

Für die Berechnung von Schalung und Rüstung können für praxisrelevante Anwendungsfälle im Wesentlichen folgende Nachweise genannt werden:

- Grenzzustand der Tragfähigkeit (Normalkraft, Biegung und Querkraft)
- Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (Verformungen)

Im Grenzzustand der Tragfähigkeit ist lediglich ein Versagen von Schalung und Rüstung zu verhindern. Demgegenüber sind im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit die Verformungen infolge des Frischbetondrucks zu begrenzen. In Kapitel 4 wurde festgestellt, dass der maximale Frischbetondruck weitestgehend unabhängig von der Verformungsfähigkeit der Schalungen ist. Es können daher für die Nachweise in beiden Grenzzuständen stets die gleichen charakteristischen Einwirkungen Verwendung finden.

Die Berechnung der Teilsicherheitsbeiwerte wird jeweils getrennt für die oberen Grenzwerte des maximalen horizontalen Frischbetondrucks (vgl. Kapitel 6.2) durchgeführt:

- hydrostatischer Grenzwert nach Gleichung (6.2)
- Grenzwert des vereinfachten Verfahrens – Erstarrungsmodell ohne Berücksichtigung der Silowirkung nach Gleichung (6.3) und Gleichung (6.4)
- Grenzwert des genaueren Verfahrens – Erstarrungsmodell unter Berücksichtigung der Silowirkung nach Gleichung (6.12)

Für die Druckverteilung bis zum Erreichen der Grenzwerte wird entsprechend Kapitel 6.3 der Teilssicherheitsbeiwert des hydrostatischen Grenzwertes übernommen.

6.5.3 Bestimmung der Teilsicherheitsbeiwerte

Allgemeines

Die Festlegung der Teilsicherheitsbeiwerte auf der Einwirkungsseite sowie der charakteristischen Werte des Frischbetondrucks erfolgte zunächst nach DIN 1055-100 (2001), Anhang B, bzw. DIN EN 1990 (2002) über die Zuverlässigkeitsmethode 1. Ordnung (Stufe II). Die Größen der Teilsicherheitsbeiwerte für Einwirkung und Widerstand γ_F bzw. γ_R ergaben sich aus dem Verhältnis des jeweiligen Bemessungswertes (E_d bzw. R_d) und des charakteristischen Wertes (E_k bzw. R_k) nach (6.27). Für den Bemessungswert gilt bei normalverteilter Einwirkung Gleichung (6.28).

$$\gamma_F = \frac{E_d}{E_k} \quad \text{bzw.} \quad \gamma_R = \frac{R_k}{R_d} \quad (6.27)$$

$$E_d = m_E - \alpha_E \cdot \beta \cdot S_E \quad (6.28)$$

In Gleichung (6.28) bezeichnet m_E den Mittelwert der Einwirkungen und α_E den Wichtungsfaktor der Einwirkung gemäß DIN 1055-100 (2001) bzw. DIN EN 1990 (2002). Die Wichtungsfaktoren α_i geben Aufschluss über die Sensitivität der entsprechenden Basisvariablen von Einwirkung und Widerstand am Bauteilversagen, wobei gilt:

$$\sqrt{\sum_{i=1}^n \alpha_i^2} = 1,0 \quad (6.29)$$

Der Variationskoeffizient des Bemessungswertes $V_E = m_E / S_E$ wurde näherungsweise über die Quadratwurzel der Summe der quadrierten Variationskoeffizienten der Basisvariablen V_i der einzelnen Modelle (vgl. Kapitel 6.2 und Tabelle 6.2) bestimmt:

$$V_E \approx \sqrt{\sum_{i=1}^n V_i^2} \quad (6.30)$$

Der Zielwert des Zuverlässigkeitsniveaus β in Gleichung (6.28) steht in engem Zusammenhang mit der Versagenswahrscheinlichkeit P_f und muss entsprechend sozialer und wirtschaftlicher Kriterien gewählt werden. In JCSS (2001) werden einige Vorschläge zur Abschätzung des Zuverlässigkeitsindex β gegeben. Ein Schalungsversagen ist verbunden mit vergleichsweise geringen Auswirkungen für Leib und Leben sowie geringen wirtschaftlichen Konsequenzen (Auswirkungsklasse 1). Wenn mittlere Sicherheitsvorkehrungen getroffen werden (Klasse B), ergibt sich β nach JCSS (2001) zu 3,7 für einen Bezugszeitraum von einem Jahr. Dies bedeutet eine als akzeptabel einzustufende Versagenswahrscheinlichkeit der Schalung von $P_f = 10^{-4}$, d. h. 1 Versagen der Schalung bei 10000 Bemessungsfällen.

Für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit kann der Zuverlässigkeitsindex nach DIN EN 1990 (2002) zu $\beta = 1,5$ angesetzt werden, wenn mit geringen negativen Auswirkungen bei Überschreitung der Grenzwerte, wie z. B. der Verformungen, zu rechnen ist. Dies ist bei Schalungen gegeben.

Berechnung des Teilsicherheitsbeiwertes für die Bemessung auf den maximalen Frischbetondruck von SVB

Um eine Berechnung der Teilsicherheitsbeiwerte durchführen zu können, ist es notwendig, zunächst die Mittelwerte m_i und Standardabweichungen S_i bzw. Variationskoeffizienten V_i der Basisvariablen der Einwirkungsfunktionen zu ermitteln.

Die statistischen Kennwerte für den Gesamtseitendruckbeiwert bzw. den bezogenen Frischbetondruck $\bar{\lambda}_{tot,E}$ bzw. $\bar{\lambda}_{tot,A,KB}$ enthält Kapitel 4. Die Streuung dieser Eingangsgröße wird bei der Kalibrierung der Teilsicherheitsbeiwerte für das vereinfachte Verfahren berücksichtigt, da bei der Mehrzahl der aus der Literatur entnommenen Bauteilversuche nicht dokumentiert wurde, ob bzw. welche Erschütterungseinwirkungen während des Einbauvorgangs auftraten.

Die Frischbetonwichte bei Normalbetonen ist nach DIN 1055-1 (2002) generell mit $\gamma_c = 25,0 \text{ kN/m}^3$ festgelegt. Es ist zu bemerken, dass auch SVB einen Normalbeton darstellt und daher diese Werte angesetzt werden können, wenn keine genaueren Informationen über die Frischbetonwichte vorliegen. Der für die sicherheitstheoretischen Überlegungen erforderliche Variationskoeffizient wird auf Basis der Daten von Festbeton nach Graubner&Glowienka (2005), auf der sicheren Seite liegend, mit $V = 0,024$ abgeschätzt.

Für die weiteren Basisvariablen, wie Betoniergeschwindigkeit v , Betonierhöhe h und die Erstarrungszeiten t_E bzw. $t_{A,KB}$, erfolgte die Festlegung der statistischen Kenngrößen auf Grundlage von Messdaten eigener Versuche sowie von Literaturangaben. Die Ergebnisse sind in Tabelle 6.2 zusammengestellt. Die größten Abweichungen sind bei der Betoniergeschwindigkeit mit einem Variationskoeffizienten von $V = 0,25$ zu erwarten, da deren Planung oftmals auf Grundlage der Geometrie des zu betonierenden Bauteils und die Kapazität der Mischfahrzeuge erfolgt und eine Überwachung auf der Baustelle Schwierigkeiten bereitet. Hinsichtlich der Erstarrungszeiten ist die genaue Ermittlung und Sicherstellung von t_E mit geringeren Schwankungen und Unsicherheiten verbunden als von $t_{A,KB}$. Die Streuung der Betonierhöhe h berücksichtigt auch temporäre Situationen, bei denen die maximale Füllhöhe am Einfüllpunkt kurzzeitig überschritten wird. Die Zeitdifferenz Δt wurde bei den Analysen stets als deterministische Größe angenommen. Vergrößerte Zeitdifferenzen, z. B. infolge längerer Transportzeiten, wirken sich im Allgemeinen lastreduzierend aus.

Zur Berücksichtigung der Ungenauigkeiten bei der Schnittgrößenermittlung wurde in allen Modellen die Schnittgröße als Basisvariable mit dem Mittelwert 1,0 berücksichtigt und deren Variationskoeffizient zu 0,1 angenommen.

Basisvariable			Mittelwert	Standard- abweichung	Variations- koeffizient
			m	S	V
					[-]
Gesamtseitendruckbeiwert	$\bar{\lambda}_{tot,E}$	[-]	0,30	0,06	0,20
Gesamtseitendruckbeiwert	$\bar{\lambda}_{tot,A,KB}$	[-]	0,71	0,14	0,22
Erstarrungsende nach DIN EN 480-2 (2006)	t_E	[h]	-	-	0,15
Erstarrungsbeginn nach Knetbeuteltest	$t_{A,KB}$	[h]	-	-	0,20
Betonwichte bei Normalbeton	γ_c	[kN/m ³]	(25,0)	(0,6)	0,024
Betoniergeschwindigkeit	v	[m/h]	-	-	0,25
(maximale) Betonierhöhe	h und H	[m]	-	-	0,05
Schnittgrößenermittlung		[-]	1,0	0,10	0,10

Tabelle 6.2: Basisvariablen zur Berechnung des Frischbetondrucks

DIN EN 1990 (2002) erlaubt vereinfacht eine Abschätzung der Wichtungsfaktoren. Bei Einhaltung der Bedingung in Gleichung (6.31) darf $\alpha_E = -0,7$ verwendet werden. Ist dies nicht der Fall, ist für die Variable mit der größeren Standardabweichung $\alpha = \pm 1,0$ und für die Variable mit der kleineren Standardabweichung $\alpha = \pm 0,4$ anzusetzen. Bei der Verwendung der Bemessungsmodelle mit Berücksichtigung des Erstarrungsverhaltens muss aufgrund der großen Standardabweichung der Einwirkung $\alpha_E = -1$ angesetzt werden, beim hydrostatischen Modell ist jedoch $\alpha_E = -0,7$ ausreichend.

$$0,16 < \frac{S_E}{S_R} < 7,60 \quad (6.31)$$

Aufgrund der geringen Kenntnis über die tatsächliche statistische Verteilung des maximalen Frischbetondrucks wird nachfolgend in erster Näherung von normalverteilter Einwirkung ausgegangen. Die Gültigkeit dieser Annahme bedarf noch einer eingehenden Prüfung. Im bemessungsrelevanten Bereich führt der gewählte Ansatz jedoch zu plausiblen Ergebnissen. Bei Annahme einer logarithmischen Normalverteilung ergäben sich weitaus größere Bemessungswerte für die Einwirkungen. Es muss hier jedoch beachtet werden, dass bei schlanken Bauteilen die Sicherheit der Modelle mit steigendem Frischbetondruck zunimmt (aufgrund der nicht bzw. nur unzureichend berücksichtigten

Reibung zwischen Frischbeton und Schalung bzw. Bewehrung). Weiterhin werden bei massigen Bauteilen die Bemessungswerte der Einwirkung mit geringerer Wahrscheinlichkeit erreicht, insbesondere weil die Betoniergeschwindigkeit durch die Einbauleistung auf der Baustelle (z. B. Pumpenleistung und Mischerleistung des Betonwerkes) begrenzt ist. Vermutlich spiegelt daher der Ansatz einer Normalverteilung die realen Sachverhalte besser wider.

Die Modellunsicherheiten bzw. Modellsicherheiten θ_E wurden aus den Abweichungen zwischen vorliegenden Druckmessungen und den zugehörigen Rechenwerten des Frischbetondrucks ermittelt. Zur Auswertung eigneten sich die vorliegenden Untersuchungsergebnisse von Druckmessungen an insgesamt ca. 30 hohen Bauteilen. Bei den Erstarrungsmodellen beträgt der Mittelwert der Modellabweichungen 0,75 und die Standardabweichung ca. 0,20. Auf Grundlage von Gleichung (6.30) ergibt sich für die Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit θ_E damit zu ca. 0,85 und im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit zu ca. 0,80. Beim hydrostatischen Modell wird θ_E zu 1,0 festgelegt.

Auf Grundlage der aufgeführten Annahmen erfolgte die Ableitung der Teilsicherheitsbeiwerte der Einwirkungsseite getrennt nach dem jeweiligen Berechnungsmodell und dem Grenzzustand, wobei davon ausgegangen wird, dass die Einwirkung stets ungünstig wirkt. Die Ergebnisse sind in Tabelle 6.3 bis Tabelle 6.5 zusammengestellt. Es ist ersichtlich, dass die Teilsicherheitsbeiwerte für den Grenzzustand der Tragfähigkeit jeweils wesentlich höher ausfallen als für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit. Weiterhin ist bei den Erstarrungsmodellen (vereinfachtes Verfahren) mit ca. $\gamma_F \approx 1,4$ im Grenzzustand der Tragfähigkeit ein größerer Teilsicherheitsbeiwert auf den charakteristischen Wert anzusetzen als bei dem hydrostatischen Modell mit $\gamma_F = 1,3$.

Für das genaue Verfahren wurden unter Ansatz der Reibung zwischen Beton und Schalung bzw. Bewehrung ebenfalls sicherheitstheoretische Untersuchungen vorgenommen. Die Streuungen des Modells wurden bereits in Kapitel 5.3.3 bestimmt. Wie aus Tabelle 6.4 ersichtlich, beträgt der erforderliche Teilsicherheitsbeiwert der Einwirkung auf Basis der 5%-Quantilwerte $\gamma_F = 1,76$ und liegt damit signifikant über den Sicherheitsbeiwerten des vereinfachten Verfahrens.

Zusätzlich zur Kalibrierung der Teilsicherheitsbeiwerte mithilfe der Zuverlässigkeitstheorie 1. Ordnung (Stufe II) nach DIN 1055-100 (2001), Anhang B, wurde die Berechnung der Teilsicherheitsbeiwerte über eine vollständige probabilistische Berechnung (Stufe III) mit Hilfe der Monte-Carlo-Simulation durchgeführt. Es wurde hierbei eine Streuung der Basisvariablen der Einwirkung und des Bauteilwiderstandes (Ankerstäbe aus Baustahl mit $R_{k(\text{Mittelwert})} / R_d = 1,26$ und $V = 0,03$) angesetzt. Aufgrund der Streuung aller Modelleingangsparameter unter Annahme einer Normalverteilung ergibt sich für die Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit beim

Verfahren ohne Silowirkung $\gamma_F \approx 1,68$ und beim Verfahren mit Silowirkung $\gamma_F \approx 1,83$. Es ist jedoch zu beachten, dass die Annahme der Verteilungsfunktionen für die einzelnen Basisvariablen, insbesondere bei den Modellunsicherheiten, zu sehr hohen Bemessungswerten führt.

Grenzzustand der Tragfähigkeit, Belastung wirkt ungünstig		hydrostatischer Grenzwert	Erstarrungsverfahren ohne Silowirkung	
			Ansatz von $t_{A,KB}$	Ansatz von t_E
Kennwert der Einwirkung (ohne Modellunsicherheiten)		Gleichung (6.2)	Gleichung (6.3)	Gleichung (6.4)
Mittelwert	m_E	1,0	1,0	1,0
Variationskoeffizient	V_E	0,11	0,40	0,37
Wichtungsfaktor	α_E	0,7	1,0	1,0
Zuverlässigkeitsindex	β	3,7	3,7	3,7
Bemessungswert = Teilsicherheitsbeiwert, bezogen auf die Mittelwerte	X^* γ_E	1,30	2,48	2,36
98%-Quantilwert von $\bar{\lambda}_{tot}$		-	1,01	0,42
Teilsicherheitsbeiwert, bezogen auf 98%-Quantilwert von $\bar{\lambda}_{tot}$	γ_E	-	1,72	1,67
Kennwert der Einwirkung (inklusive Modellunsicherheiten)				
Modellunsicherheit	θ_E	1,0	0,82	0,85
Gesamteilsicherheitsbeiwert, bezogen auf die Mittelwerte	γ_F	<u>1,30</u>	2,04	2,01
Gesamteilsicherheitsbeiwert für $\sigma_{h,max,2}$ mit 98%-Quantilwert von $\bar{\lambda}_{tot}$	γ_F	-	<u>1,42</u>	<u>1,43</u>

Tabelle 6.3: Teilsicherheitsbeiwerte auf den maximalen Frischbetondruck für die Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit mit den Berechnungsverfahren ohne Berücksichtigung der Silowirkung [nach DIN 1055-100 (2001) – Stufe II]

Werden beim vereinfachten Verfahren ohne Silowirkung die Größen $\bar{\lambda}_{tot}$ als deterministische Werte betrachtet und deren Streuungen lediglich durch die Modellunsicherheiten berücksichtigt, ergibt die probabilistische Berechnung in diesen Fällen einen Teilsicherheitsbeiwert von lediglich $\gamma_F \approx 1,41$.

Es ist daher davon auszugehen, dass bei Anwendung der Verfahren ohne und mit Berücksichtigung der Silowirkung bei Ansatz eines Teilsicherheitsbeiwertes von

$\gamma_F = 1,5$ bzw. $\gamma_F = 1,8$ die Versagenswahrscheinlichkeit von $P_f = 10^{-4}$ für den Grenzzustand der Tragfähigkeit unterschritten wird.

Grenzzustand der Tragfähigkeit, Belastung wirkt ungünstig		Erstarrungsverfahren mit Silowirkung (genaues Verfahren)
Kennwert der Einwirkung (ohne Modellunsicherheiten)		auf Basis der 5%-Quantilwerte der Reibung (bewehrte Bauteile) – Gleichung (5.15)
Mittelwert	m_E	1,0
Variationskoeffizient	V_E	0,37
Wichtungsfaktor	α_E	1,0
Zuverlässigkeitsindex	β	3,7
Bemessungswert	X^*	2,14
Kennwert der Einwirkung (inklusive Modellunsicherheiten)		
Modellunsicherheit (inkl. b , λ und μ)	θ_E	0,82
Teilsicherheitsbeiwert für den charakteristischen Wert $\sigma_{h,max,3}$ nach Gl. (6.12)	γ_F	<u>1,76</u>

Tabelle 6.4: Teilsicherheitsbeiwerte auf den maximalen Frischbetondruck für die Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit unter Ansatz der Reibung zwischen Frischbeton und Schalung bzw. Bewehrung [(Bemessungswert nach DIN 1055-100 (2001) – Stufe II)]

Für die Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit ist die Verwendung eines einheitlichen Teilsicherheitsbeiwertes von $\gamma_F = 1,0$, bezogen auf die charakteristischen Werte, zu empfehlen (vgl. Tabelle 6.6).

Wirken Einwirkungen günstig, wie z. B. bei rotationssymmetrischen Schalungen, muss unterschieden werden, ob die Belastungen unabhängig oder abhängig voneinander sind. Bei voneinander abhängigen Einwirkungen, z. B. bei demselben Betoniervorgang, ist eine ausreichende Druckdifferenz zwischen dem günstig und ungünstig wirkenden Frischbetondruck entsprechend Tabelle 6.6 vorzusehen. Die hier getroffenen Annahmen müssen jedoch durch weiterführende Untersuchungen bestätigt werden. Bei voneinander unabhängigen Einwirkungen sollte der Frischbetondruck mit günstiger Wirkung zu $\sigma_{h,max,d} = 0$ angesetzt werden.

Teilsicherheitsbeiwerte für die Verteilung des Frischbetondrucks über die Schalungshöhe

Für die charakteristische Druckverteilung über die Schalungshöhe wurde der in Bild 6.8 dargestellte Vorschlag unterbreitet. Das Druckverteilungsdiagramm für die Bemessungswerte enthält Bild 6.7. Die Maximalwerte des horizontalen

Frischbetondrucks sind hier mit den in diesem Kapitel ermittelten Teilsicherheitsbeiwerten abzusichern. Hinsichtlich der Druckverteilung über die Schalungshöhe ist zu beachten, dass alle Bemessungswerte kleiner sein dürfen als der γ_{F1} -fache hydrostatische Betondruck am jeweiligen Bezugspunkt.

Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit, Belastung wirkt ungünstig		hydrostatischer Grenzwert	Erstarrungsverfahren ohne Silowirkung	
			Ansatz von $t_{A,KB}$	Ansatz von t_E
Kennwert der Einwirkung (ohne Modellunsicherheiten)		Gleichung (6.2)	Gleichung (6.3)	Gleichung (6.4)
Wichtungsfaktor	α_E	0,7	1,0	1,0
Zuverlässigkeitsindex	β	1,5	1,5	1,5
Bemessungswert	X^*	1,12	1,60	1,55
Teilsicherheitsbeiwert, bezogen auf Mittelwerte	γ_E	1,12	1,60	1,55
Teilsicherheitsbeiwert, bezogen auf 98%-Quantilwert von $\bar{\lambda}_{tot}$	γ_E	-	1,27	1,26
Kennwert der Einwirkung (inklusive Modellunsicherheiten)				
Modellunsicherheit	θ_E	1,0	0,80	0,81
Gesamteilsicherheitsbeiwert, bezogen auf Mittelwert	γ_F	<u>1,12</u>	1,27	1,26
Gesamteilsicherheitsbeiwert für $\sigma_{h,max,2}$ mit 98%-Quantilwert von $\bar{\lambda}_{tot}$	γ_F	-	<u>0,88</u>	<u>0,89</u>

Tabelle 6.5: Teilsicherheitsbeiwerte auf den maximalen Frischbetondruck für die Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit mit den Berechnungsverfahren ohne Berücksichtigung der Silowirkung [Bemessungswert nach DIN 1055-100 (2001) – Stufe II]

Bei Nachweisen von Schalungskonstruktionen mit Tragwirkung in Betonierichtung, wie z. B. senkrechte Durchlaufträger, muss innerhalb des Lastverteilungsdiagramms nach Bild 6.7 und Bild 6.8 nicht zwingend zwischen einer günstigen und ungünstigen Wirkung unterschieden werden. Diese resultiert daraus, dass sich oftmals im Tragsystem (infolge der Verformungsbehinderung durch den erstarrenden Frischbeton und eine entsprechende Systemverformung in der Schalung) Schnittgrößen einstellen, die näherungsweise den Werten auf Grundlage der Druckverteilungsdiagramme entsprechen.

Trotz möglicher Streuungen der in Bild 6.7 und Bild 6.8 dargestellten Basisvariable h_E ist keine Beaufschlagung dieses Wertes mit einem Teilsicherheitsbeiwert vorgesehen. Im

Grenzzustand der Tragfähigkeit kann in der Regel davon ausgegangen werden, dass die aus dem gewählten Lastansatz resultierende Horizontalkraft (Integral der Spannungen) größer ist als die resultierende Horizontallast im Bemessungsfall. Es ist in diesem Zusammenhang jedoch festzustellen, dass bei den Nachweisen im Grenzzustand der Tragfähigkeit (bei Vorliegen von Fall 2) die Druckverteilung nach DIN 18218 (1980) der abgeminderten Druckverteilung vorzuziehen ist.

Bei den Nachweisen im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit sollte aufgrund der begrenzten Verformungen der Schalungskonstruktionen die Höhe h_E ohne Abminderung zur Ermittlung der Einwirkungen angesetzt werden.

Es ist festzustellen, dass genauere Angaben zur Absicherung der Höhe h_E erst möglich sind, wenn verwertbare Messergebnisse zum Frischbetondruck an einhäuptigen Schalungen vorliegen.

Teilsicherheitsbeiwerte für den Bauteilwiderstand

Auf der Widerstandsseite kann auf bereits vorhandene Teilsicherheitsbeiwerte zurückgegriffen werden. Ein häufiger Versagensfall ist der Ausfall der Schalungsanker infolge des Überschreitens der Stahlzugspannungen. Nach JCSS (2003) beträgt bei Spannstahl der Variationskoeffizient V ca. 0,025 und bei Betonstahl ca. 0,07. Entsprechend wird unter Berücksichtigung der Modellunsicherheiten für Baustahl nach DIN 18 800 (1990) in der Regel $\gamma_R = 1,1$ angenommen, für Beton- und Spannstahl gilt nach DIN 1045-1 (2001) $\gamma_R = 1,15$.

6.6 Bemessungswert des Frischbetondrucks von SVB zur Dimensionierung von Schalung und Rüstung

Bei der Ermittlung ungünstig wirkender Einwirkungen für die Nachweisführung im Grenzzustand der Tragfähigkeit wird bei der Verwendung des Erstarrungsmodells ohne Silowirkung ein Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_{F,2} = 1,50$ vorgeschlagen. Beim genauen Verfahren sollte $\gamma_{F,3} = 1,80$ angesetzt werden. Der Bemessungswert des Frischbetondrucks für den Grenzzustand der Tragfähigkeit bestimmt sich damit nach Gleichung (6.32). Für den oberen hydrostatischen Grenzwert sowie den hydrostatischen Druckverlauf über die Schalungshöhe ist $\gamma_{F,1} = 1,30$ ausreichend. Für Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit, bei ungünstiger Wirkung, gilt damit:

$$\sigma_{h,max,d} = \min \left| \begin{array}{l} 1,30 \cdot \sigma_{h,max,1} \\ 1,50 \cdot \sigma_{h,max,2} \\ 1,80 \cdot \sigma_{h,max,3} \end{array} \right| \begin{array}{l} \rightarrow \text{hydrostatischer Grenzwert} \\ \rightarrow \text{Erstarrung} \\ \rightarrow \text{Erstarrung} + \text{Silowirkung} \end{array} \quad (6.32)$$

Für die Nachweise im Grenzzustand Gebrauchstauglichkeit, bei ungünstiger Einwirkung (z. B. Begrenzung der Schalungsverformungen), wird $\gamma_F = 1,0$ bzw. Gleichung (6.33) vorgeschlagen. Es gilt damit:

$$\sigma_{h,max,d} = \min \left| \begin{array}{l} \sigma_{h,max,1} \\ \sigma_{h,max,2} \\ \sigma_{h,max,3} \end{array} \right| \begin{array}{l} \rightarrow \text{hydrostatischer Grenzwert} \\ \rightarrow \text{Erstarrung} \\ \rightarrow \text{Erstarrung} + \text{Silowirkung} \end{array} \quad (6.33)$$

In Tabelle 6.6 sind die für die Nachweise von Schalung und Rüstung erforderlichen Teilsicherheitsbeiwerte zusammengestellt.

Teilsicherheitsbeiwert	Grenzzustand der Tragfähigkeit		Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit	
	ungünstige Wirkung	günstige Wirkung ¹⁾ (abhängig)	ungünstige Wirkung	günstige Wirkung ¹⁾ (abhängig)
$\gamma_{F,1}$	1,30 ²⁾	0,90	1,0	0,8
$\gamma_{F,2}$	1,50	1,00	1,0	0,8
$\gamma_{F,3}$	1,80	1,25	1,0	0,8

¹⁾ Bei günstig wirkender unabhängiger Einwirkung sollte, auf der sicheren Seite liegend, $\gamma_F = 0$ angesetzt werden.

²⁾ Bei Betoneinbau von unten sollte $\gamma_{F,1}$ zu 1,50 angesetzt werden. Dies berücksichtigt einen um 15 % erhöhten Frischbetondruck gegenüber dem Betoneinbau von oben (Erhöhung des Maximalwertes sowie der Druckverteilung).

Tabelle 6.6: Teilsicherheitsbeiwerte für die Berechnung des Frischbetondrucks auf Schalungen bei Verwendung von SVB

Für die statischen Nachweise von Schalungen im Grenzzustand der Tragfähigkeit wurde bisher gemäß GSV (2000) ein konstanter Teilsicherheitsbeiwert auf der Einwirkungsseite von $\gamma_F = 1,5$ angesetzt. Specht (1987) empfiehlt jedoch aufgrund der großen Streuungen, z. B. der Betoniergeschwindigkeit und der Unsicherheiten auf der Baustelle, einen globalen Sicherheitsbeiwert von $\gamma_{Global} = 2,2$ bei der Bemessung auf den maximalen Frischbetondruck nach DIN 18218 (1980). Eine fundierte sicherheitstheoretische Begründung der Annahmen fehlt jedoch jeweils.

Mit den in dieser Arbeit entwickelten Sicherheitselementen wird eine wesentlich differenziertere bzw. wirklichkeitsnähere Betrachtung der Einwirkungen als bisher ermöglicht und dadurch eine wirtschaftliche Ausbildung von Schalung und Rüstung unterstützt.

In Bild 6.13 und Bild 6.14 ist der prinzipielle Algorithmus zur Bestimmung der Schalungsbelastung durch SVB dargestellt.

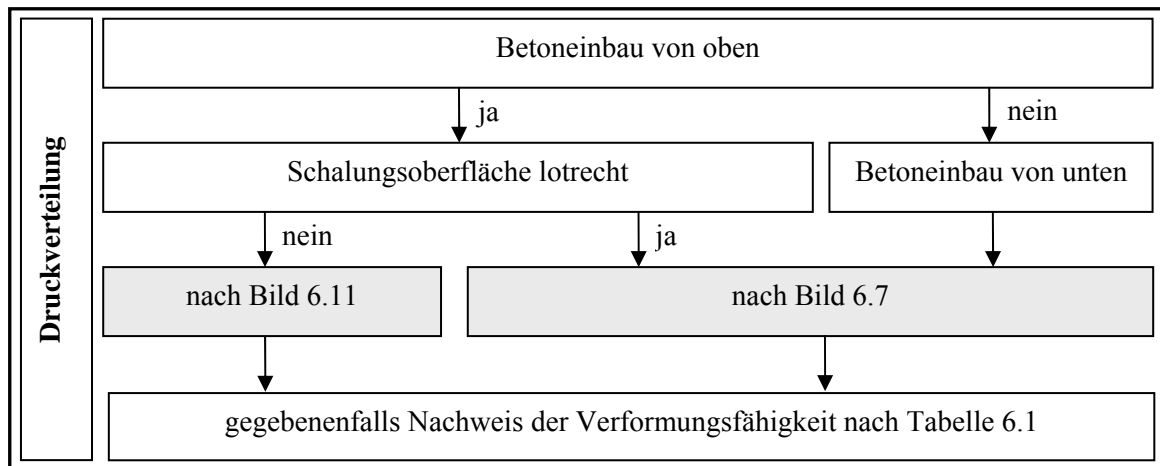


Bild 6.14: Algorithmus zur Berechnung der auf Schalungen einwirkenden Druckverteilung bei SVB

6.7 Zusammenfassung

Die Ergebnisse der analytischen und numerischen Untersuchungen münden in die Ableitung eines Verfahrens zur Bemessung von Schalung und Rüstung für den Lastfall Frischbetondruck durch SVB. Neben den Angaben zu lotrechten Schalungen wurden auf Grundlage der Finite-Elemente-Berechnungen auch Vorschläge zur Bemessung geneigter Schalungen unterbreitet. Diese Berechnungsansätze müssen jedoch noch durch Bauteilversuche bestätigt werden.

Das Konzept zur Lastermittlung untergliedert sich grundsätzlich in die Berechnung des maximal möglichen Frischbetondrucks normal zur Schalungsoberfläche und die Druckverteilung über die Schalungshöhe. Letztere ist vorwiegend bei einhäuptiger Schalung von Interesse. Bei der Berechnung des maximalen auf die Schalung einwirkenden Frischbetondrucks werden drei mögliche obere Grenzwerte unterschieden, welche jeweils unterschiedliche Einflussparameter berücksichtigen und jeweils alternativ angesetzt werden können.

Hinsichtlich der Druckverteilung über die Schalungshöhe werden prinzipiell zwei Lastmodelle vorgeschlagen, die in Abhängigkeit des statischen Systems bzw. des Verformungsverhaltens der Schalungen angesetzt werden können.

Die Kalibrierung der Teilsicherheitsbeiwerte wurde auf Grundlage von Druckmessungen an hohen Bauteilen durchgeführt. Eine genaue Berechnung der Teilsicherheitsbeiwerte für die Einwirkung Frischbetondruck von SVB, differenziert nach dem Grenzzustand der Tragfähigkeit und den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit, erfolgte mit Hilfe probabilistischer Methoden nach DIN 1055-100 (2001).

7 RESÜMEE UND AUSBLICK

Das Hauptziel dieser Arbeit bestand darin, die maßgeblichen Einflussparameter auf den Frischbetondruck bei Verwendung von Selbstverdichtendem Beton (SVB) zu verifizieren und darauf aufbauend einen Vorschlag zur Berücksichtigung dieses Lastfalls bei der Bemessung von Schalungen abzuleiten. Der Berechnungsvorschlag sollte dabei den Anforderungen hinsichtlich des baupraktischen Einsatzes Rechnung tragen. Im Rahmen der Untersuchungen wurden hauptsächlich lotrechte Schalungen behandelt sowie Grundlagen erarbeitet, welche Aussagen zum Frischbetondruck auf geneigte Schalungen ermöglichen.

Im Kapitel 2 dieser Arbeit wurde zunächst aufgezeigt, dass die bisher vorhandenen Normen und Regelwerke keine geeigneten Angaben enthalten, um den Frischbetondruck Selbstverdichtender Betone wirklichkeitsnah berechnen zu können. In der Regel wird darauf hingewiesen, dass hydrostatischer Frischbetondruck zur Bemessung der Schalungssysteme anzusetzen ist, was jedoch zu technisch und wirtschaftlich ungünstigen Lösungen führt.

Vorgestellt wurden weiterhin die bisher bestehenden Modelle zur Berechnung des Frischbetondrucks auf Schalungen, die auch ein prinzipielles Verständnis für die Einwirkungen bei Verwendung von SVB ermöglichen. Allerdings ist aufgrund fehlender Untersuchungen, insbesondere zu den bodenmechanischen Kenngrößen, wie z. B. dem Reibungswinkel φ , die Ableitung eines allgemeinen wirklichkeitsnahen Berechnungsvorschlages zur Bestimmung des Frischbetondrucks für SVB nicht möglich. In diesem Zusammenhang wurde festgestellt, dass bereits umfangreiche Erkenntnisse zum rheologischen Verhalten von SVB vorliegen, diese sich jedoch lediglich auf normalen Atmosphärendruck beschränken. Auch zum zeitlichen Verlauf der inneren Reibung von SVB sowie der Kontaktreibung zwischen Frischbeton und Schalung bzw. Bewehrung liegen bisher nur unzureichende Untersuchungsergebnisse vor.

Die bisherigen experimentellen Untersuchungen zum Frischbetondruck bei SVB beschränken sich in der Regel auf Druckmessungen an einzelnen Bauteilen. Aufgrund der unzureichenden Dokumentation der Versuchsbedingungen und des Materialverhaltens war es nicht möglich, aus diesen Untersuchungsergebnissen ein allgemeingültiges Verfahren zur Berechnung des Frischbetondrucks abzuleiten.

Die in Kapitel 3 vorgestellten Messungen an schlanken Stützen zeigten einen signifikanten Einfluss der Betoniergeschwindigkeit, des Setzfließmaßes und der Bewehrung auf den horizontalen Frischbetondruck. Ebenfalls wurde eine deutliche Minderung des Frischbetondrucks durch die Bewehrung festgestellt. Bei den Messungen an Wänden wurde der Einfluss des Ansteif- und Erstarrungsverhaltens auf den horizontalen Frischbetondruck deutlich. Infolge der langen Erstarrungszeiten erreichten die gemessenen Horizontaldrücke trotz vergleichsweise niedriger

Betoniergeschwindigkeit sehr große Werte. Des Weiteren wurde festgestellt, dass sich der Frischbetondruck bei Verwendung von SVB gegenüber Rüttelbetonbauteilen zum Teil signifikant vergrößert.

Die in Kapitel 4 durchgeführten theoretischen und experimentellen Untersuchungen der relevanten Materialkenngrößen von SVB zur wirklichkeitsnahen Berechnung des Frischbetondrucks auf Schalungen liefern wichtige Aussagen zur zeitlichen Entwicklung der inneren Reibung des Betons bzw. des Seitendruckbeiwertes. Des Weiteren wurden wertvolle Erkenntnisse zum Reibungsverhalten zwischen dem Frischbeton und der Schalungsoberfläche sowie zwischen dem Frischbeton und der Bewehrung gewonnen.

Es wurde festgestellt, dass sowohl die Mischungszusammensetzung als auch verschiedene Randbedingungen, wie zum Beispiel die Erschütterungen und der Einbauzeitpunkt, die einzelnen Materialparameter signifikant beeinflussen können. Als integrale Größe zur Beschreibung der Entwicklung der Materialeigenschaften und damit des Frischbetondrucks wurden die Erstarrungszeiten identifiziert. Damit entfällt die Notwendigkeit einer separaten Berücksichtigung einzelner Mischungskomponenten oder rheologischer Kennwerte bei Berechnung der Schalungsbelastung.

Hinsichtlich der Entwicklung des Seitendruckbeiwertes und damit des Frischbetondrucks wurde weiterhin ein signifikanter Einfluss der Erschütterungen sowie der Schalungsverformungen nachgewiesen, wobei sich die erste Größe insbesondere auf den maximalen Frischbetondruck auswirkt und der zweite Parameter auf die Druckentwicklung nach dem Erstarrungsbeginn. Aus den Ergebnissen zum Seitendruckbeiwert wurde unter Ansatz bodenmechanischer Modelle die zeitliche Entwicklung des inneren Reibungswinkels des Frischbetons abgeleitet.

Anhand der Reibungsversuche wurde aufgezeigt, dass der Reibungswiderstand zwischen einer glatten Schalungsoberfläche und dem Frischbeton signifikant geringer ist als der Widerstand bei einer Relativverschiebung von Frischbeton und Bewehrung. Erschütterungen können je nach Ansteif- und Erstarrungszustand den Reibungswiderstand deutlich reduzieren oder sogar vollständig aufheben.

Im Rahmen der Untersuchungen zum Ansteif- und Erstarrungsverhalten von SVB wurden verschiedene Prüfverfahren zur Quantifizierung der Erstarrungszeiten hinsichtlich deren Aussagefähigkeit sowie deren Eignung für den Einsatz im Labor und auf der Baustelle überprüft.

Auf Grundlage der in Kapitel 3 und 4 dieser Arbeit präsentierten Untersuchungen wurde in Kapitel 5 ein neuartiges analytisches Modell zur Berechnung des Frischbetondrucks auf lotrechte Schalungen vorgestellt. Es basiert auf der Silotheorie und ist in der Lage, die zeitlich veränderlichen Eingangparameter Reibung und Seitendruckbeiwert wirklichkeitsnah abzubilden. Zur Berechnung des Frischbetondrucks bei

Selbstverdichtendem Beton wurden Vorschläge zum Ansatz der Modelleingangsparameter unterbreitet.

Die analytischen Berechnungen zeigen, dass der auf die Schalungen einwirkende maximal mögliche Frischbetondruck im Wesentlichen durch die Betoniergeschwindigkeit, die Erstarrungszeiten sowie die Frischbetonwichte beeinflusst wird. Weiterhin bestehen signifikante Auswirkungen der Querschnittsabmessungen im Zusammenhang mit dem Bewehrungsgehalt des Bauteils.

Die Eignung des abgeleiteten analytischen Modells zur Bestimmung des maximalen Frischbetondrucks von SVB auf lotrechte Schalungen wurde anhand eigener Lastmessungen und veröffentlichter Messergebnisse nachgewiesen. Die Verifizierung verschiedener Anwendungsgrenzen des analytischen Modells erfolgte weiterhin anhand von Simulationsrechnungen mit Hilfe der Finite-Elemente-Methode (FE-Methode). Die FE-Berechnungen wurden unter anderem auf Grundlage der in Kapitel 4 abgeleiteten Materialparameter ermöglicht. Zur Bestimmung des maximalen horizontalen Frischbetondrucks ist das gewählte analytische Modell prinzipiell uneingeschränkt anwendbar, sofern die Schalungen in horizontaler Richtung eine ausreichende Verformungsfähigkeit aufweisen.

Während das analytische Modell sehr präzise den Druckzustand bis zum Erreichen des Maximaldrucks beschreibt, kann mit der Finite-Elemente-Methode insbesondere der Druckzustand zum späteren Zeitpunkt, unter Berücksichtigung der eingepprägten Vorverformungen von Schalung und Frischbeton, abgebildet werden. Durch die Anwendung der FE-Methode bestand auch die Möglichkeit, geneigte Schalungen in die Untersuchungen einzubeziehen. Es zeigte sich ein signifikanter Einfluss des Neigungswinkels der Schalung auf den Frischbetondruck von SVB.

Es wurde weiterhin festgestellt, dass das im nationalen Regelwerk DIN 18218 (1980) enthaltene Druckverteilungsdiagramm lediglich bei ausreichender Verformungsfähigkeit der Schalungen, im jeweils betrachteten Grenzzustand, zur Berechnung der Einwirkungen geeignet ist. Insbesondere bei großen eingepprägten Vorverformungen ergeben sich wesentlich größere Gesamtlasten, als in DIN 18218 (1980) angegeben sind.

Die Ergebnisse der analytischen und numerischen Untersuchungen münden in einen praxisgerechten Vorschlag zur Bestimmung der Einwirkungen durch SVB bei der Bemessung von Schalung und Rüstung. Neben den Angaben zu lotrechten Schalungen wurden in Kapitel 6 auf Grundlage der Finite-Elemente-Berechnungen Vorschläge zur Bemessung geneigter Schalungen unterbreitet.

Das Konzept zur Lastermittlung untergliedert sich grundsätzlich in die Berechnung des maximal möglichen Frischbetondrucks normal zur Schalungsoberfläche und die Druckverteilung über die Schalungshöhe. Letztere ist in der Regel lediglich bei einhäuptiger Schalung von Interesse. Bei der Berechnung des maximalen

Frischbetondrucks werden drei mögliche obere Grenzwerte unterschieden, welche jeweils unterschiedliche Einflussparameter explizit berücksichtigen und jeweils alternativ angesetzt werden können.

Hinsichtlich der Druckverteilung über die Schalungshöhe werden prinzipiell zwei Lastmodelle vorgeschlagen, die in Abhängigkeit des statischen Systems bzw. des Verformungsverhaltens der Schalungen angesetzt werden können. Die Kalibrierung der Teilsicherheitsbeiwerte erfolgte mit Hilfe probabilistischer Methoden auf Basis von Messungen des Frischbetondrucks an hohen Bauteilen und unter Berücksichtigung der Streuungen der Basisvariablen des Berechnungsmodells.

Das in Kapitel 5 vorgestellte allgemeine Berechnungsmodell ist prinzipiell für alle Betone anwendbar. Allerdings liegen für Rüttelbetone nur unzureichende Erkenntnisse hinsichtlich der Eingangsparameter Reibung und Seitendruckbeiwert vor. Bei zukünftigen Untersuchungen zum Materialverhalten muss insbesondere der Einfluss der Vibrationswirkung einer eingehenden Betrachtung unterzogen werden. Zu überprüfen ist weiterhin der Einfluss von Konsolidierungsvorgängen im Frischbeton.

Weitere Druckmessungen an hohen Bauteilen sind insbesondere zur Kalibrierung des Berechnungskonzeptes für fließfähige Rüttelbetone erforderlich. Dabei müssen die Randbedingungen des jeweiligen Versuchs und hierbei vor allem das Ansteif- und Erstarrungsverhalten dokumentiert werden.

Um mit der Finite-Elemente-Methode wirklichkeitsnahe Berechnungen des Frischbetondrucks bei Verwendung von SVB und Rüttelbeton durchführen zu können, sind weitere theoretische und experimentelle Untersuchungen zum lastabhängigen und lastunabhängigen Verformungsverhalten des Frischbetons erforderlich.

Eine weitere zukünftige Aufgabe bilden Grenzwertuntersuchungen zum Frischbetondruck bei voneinander abhängigen und unabhängigen Betoniervorgängen. Des Weiteren sollten die Eingangsparameter für die sicherheitstheoretischen Analysen einer genaueren Betrachtung unterzogen werden. Zu nennen sind hier insbesondere die Streuungen der Betoniergeschwindigkeit und des Erstarrungsverhaltens des Betons im Zusammenhang mit den Möglichkeiten der Bauüberwachung und den Qualitätssicherungsmaßnahmen.

Insgesamt ist festzustellen, dass bereits mit dem in dieser Arbeit entwickelten Berechnungskonzept eine sichere und gleichzeitig wirtschaftliche Bemessung von Schalung und Rüstung bei Verwendung von Selbstverdichtendem Beton möglich ist. Durch die im Rahmen dieser Arbeit gewonnenen Erkenntnisse wird die Erarbeitung bzw. Überarbeitung der Regelwerke zum Frischbetondruck unterstützt.

8 LITERATURVERZEICHNIS

Fachliteratur

Adriamanantsilavo, R. (2003): *Comportement des Materiaux Cimentaires dans un Coffrage: Experimentation, Modelisation et Simulation de la Poussee et du Processus de Maturation.* These, Universite de Bretagne Sud, 2003.

Alfes, C. (2004): *Frischbetondruck von leichtverdichtbarem Beton und selbstverdichtendem Beton in Elementwänden.* Betonwerk und Fertigteiltechnik, Bauverlag, 11, 2004.

Amazine, S.; Baudeau, Ph. (2000): *Effects of aggregate concentration and size in fresh concrete pressure on formwork walls.* Materials and Structures, Vol. 33, 2000: 50-58.

Beitzel, M. (2006): *Neue Erkenntnisse zum Frischbetondruckverhalten.* Kurzbericht, Universität Karlsruhe, Institut für Massivbau und Baustofftechnologie, Abteilung Baustofftechnologie, Karlsruhe, 2006.

Berg, W. vom (1982): *Zum Fließverhalten von Zementsuspensionen.* RWTH Aachen, Dissertation, 1982.

Beris, A. N. et al. (1985): *Creeping Motion of a sphere through a Bingham plastic.* Journals of Fluid Mechanics, Nr. 158, 1985: 219-244.

Bethmont, S. et al. (2003): *Defining the Stability Criterion of a Sphere Suspended in a Cement Paste.* In: Proceedings of "The Third International Symposium" of Self – Compacting – Concrete, RILEM Publications S.A.R.L, Reykjavik, Iceland, 2003: 100-105.

Billberg, P. (1999): *Self-compacting concrete for civil engineering – the Swedish experience.* In: Swedish Cement and Concrete Research Institute. CBI reports 2, 1999.

Billberg, P; Peterson, Ö.; Österberg, T. (1999): *Full Scale Casting of Bridges with Self-Compacting Concrete.* In: Proceedings of the First International RILEM Symposium of Self-Compacting Concrete, Stockholm, Schweden, 1999: 636-650.

Billberg, P.; Österberg, T. (2002): *Självkompakterande betong – användningsteknik.* Cement och Betong Institutet, CBI rapport Nr. 2, 2002, Stockholm.

Billberg, P. (2003): *Form Pressure Generated by Self-Compacting Concrete.* In: Proceedings of "The Third International Symposium" of Self Compacting Concrete, RILEM Publications S.A.R.L, Reykjavik, Iceland, 2003: 271-280.

- Billberg, P. (2005):** *Development of SCC Static Yield Stress at Rest and its Effect on the Lateral Form Pressure.* In: Proceedings of the Second North American Conference on the Design and Use of Self-Consolidating Concrete and the Fourth RILEM International Symposium on Self-Compacting Concrete, Chicago, 2005: 583-589.
- Böhm, H. (1929):** *Ueber den Seitendruck des frisch eingebrachten Betons.* Beton und Eisen, Heft 18, Berlin, 1965: 329-335.
- Bowden, F.P.; Tabor, D. (1959):** *Reibung und Schmierung fester Körper.* Springer-Verlag, Berlin, 1959.
- Brameshuber, W.; Uebachs, S. (2003):** *Investigation on the Formwork Pressure Using Self-Compacting Concrete.* In: Proceedings of "The Third International Symposium" of Self Compacting Concrete, RILEM Publications S.A.R.L, Reykjavik, Iceland, 2003: 281-287.
- Brameshuber, W.; Uebachs, S. (2003-2):** *Schalungsdruck bei Anwendung von selbstverdichtendem Beton.* Forschungsbericht F 848, Institut für Bauforschung Aachen, 2003.
- Brameshuber, W.; Brockmann, T. (2003):** *Electrical Conductivity Measurements to Characterize the Setting and Hardening of Mortars.* In: International Symposium Non-Destructive Testing in Civil Engineering (NDT-CE), Berlin, September, 2003.
- Breitenbücher, R. (2001):** *Selbstverdichtender Beton – Chancen und Voraussetzungen.* Beton, Heft 9 (2001), Verlag Bau+Technik, Düsseldorf, 2001: 496-499.
- Bui, V. K. et al. (2003):** *Rapid Testing Method for Segregation Resistance of Self-Compacting Concrete.* Cement and Concrete Research 32, 2003: 1489-1496.
- Cauberg, N. et al. (2005):** *Rheology of Self-Compacting Concrete – Validation of Empirical Test Methods.* In: Proceedings of the Second North American Conference on the Design and Use of Self-Consolidating Concrete and the Fourth RILEM International Symposium on Self-Compacting Concrete, Chicago, 2005: 765-773.
- Dehn, F. (2002):** *Messungen zum Frischbetondruck hoch fließfähiger Betone auf Schalungen im Rahmen des Projektes Science Center Wolfsburg,* unveröffentlicht, 2002.
- de Larrard, F. (1999):** *Concrete Mixture Proportion – A Scientific Approach.* E & FN SPON, London, 1999.
- Djelal, C.; Vanhove, Y.; De Caro, P. Magnin, A. (2003):** *Role of demoulding agents during self-compacting concrete casting in formwork.* Minerals and Structures, Vol. 35, September-October, 2003: 470-476.

- EAU (1985):** Empfehlungen des Arbeitsausschusses „Ufereinfassungen“ – EAU. 7. Auflage, Ernst und Sohn Verlag, 1985.
- Einstein, A. (1906) :** *Eine neue Bestimmung der Moleküldimension.* In: Annalen der Physik. 19, 1906: 289-306.
- Einstein, A. (1911) :** *Berichtigung zu meiner Arbeit: Eine neue Bestimmung der Moleküldimension.* In: Annalen der Physik. 34, 1911: 591-592.
- Ertinghausen, H. (1965):** *Über den Schalungsdruck von Frischbeton.* Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der TU Braunschweig, Heft 5, Braunschweig, März, 1965.
- Ferraris, C. F.; de Larrard, F. (1998):** *Testing and modelling of fresh concrete rheology.* National Institute of Standards and Technology, NIST-Report 6094, February, 1998.
- Ferraris, C. F. et al. (2001):** *Comparison of concrete rheometers, International tests at LCPC (Nantes, France) in October 2000,* National Institute of Standards and Technology, NIST-Report 6819, September, 2001.
- Franke, D. (1983):** *Über die Berechnung des Erddrucks.* Geotechnik 6 (1983), Heft 4, 1983: 158-163.
- Frederiksen, J. O.; Glavind, M. (2001):** *Formtryk og selvkompakterende beton (SCC).* Dansk Beton, Nr. 4, Nov, 2001.
- Friedle, R. (2001):** *Schalungsdruck beim Einsatz von selbstverdichtendem Beton – SCC.* Beton+Zement, Heft 28, 2001: 28-29.
- Fuller, W. B.; Thompson, S.E. (1907):** *The laws of proportioning concrete.* Transactions of the American Society of Civil Engineers 59 (1907).
- Gardner, N. J. (1985):** *Pressure of Concrete on Formwork - A Review.* Proceedings, American Concrete Institute, Vol. 82, 1985: 744-753.
- Graf, O.; Kaufmann, F. (1960):** *Schalungsdruck beim Betonieren.* Schriftenreihe des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton, Heft 135, Berlin, 1960.
- Graubner, C.-A. et al. (2001):** *Neuartiger Selbstverdichtender Beton für Fertigteile.* In: Betonwerk + Fertigteil-Technik, Nr. 2, Bauverlag Wiesbaden, 2001: 100-108.
- Graubner, C.-A. et al. (2006):** *Sachstandsbericht Frischbetondruck fließfähiger Betone.* Schriftenreihe des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton, Heft 567, Beuth-Verlag, Berlin, 2006.

- Graubner, C.-A.; Glowienka, S. (2005):** *Zuverlässigkeitsanalysen von Stahlbetondruckgliedern unter besonderer Berücksichtigung des Teilsicherheitsbeiwertes γ_G auf der Einwirkungsseite.* Abschlussbericht zum Forschungsvorhaben V 425 des DAfStb, Berlin.
- Graubner, C.-A.; Grübl, P.; Adam, T.; Proske, T.; Rühl, M. (2006-2):** *Anwendungsorientierte Entwicklung von hochfestem Selbstverdichtenden Beton mit sehr hoher Frühfestigkeit zur Herstellung von vorgespannten Bauteilen mit sofortigem Verbund.* AiF-Forschungsvorhaben, Abschlussbericht, TU Darmstadt, Februar, 2006.
- Graubner, C.-A.; Kaiser, H.-U.; Proske, T. (2006):** *Setting of Self-Compacting Concrete – Evaluation of different Test Methods.* Darmstadt Concrete - Annual Journal on Concrete and Concrete Structures, Vol. 21, Darmstadt, 2006.
- Graubner, C.-A.; Lieberum, K.-H.; Proske, T. (2002):** *Eigenschaften von selbstverdichtendem Beton.* In: Beton- und Stahlbetonbau, Heft Nr. 12, Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 2002: 650-656.
- Graubner, C.-A.; Proske, T. (2002):** *Einfluss der Betoniergeschwindigkeit auf das Entlüftungsverhalten sowie den entstehenden Schalungsdruck bei Verwendung von selbstverdichtendem Beton.* DAfStb-Forschungsvorhaben, Abschlussbericht, TU Darmstadt, September, 2002.
- Graubner, C.-A.; Proske, T. (2003):** *Influence of the Coarse Aggregates on the Fresh Concrete Properties.* Darmstadt Concrete - Annual Journal on Concrete and Concrete Structures, Vol. 18, Darmstadt, 2003.
- Graubner, C.-A.; Proske, T. (2004):** *Einfluss der Form und Größe der Gesteinskörnungen auf den erforderlichen Mehlkorngelalt und die Festbetoneigenschaften von Selbstverdichtendem Beton.* AiF-Forschungsvorhaben, Abschlussbericht, TU Darmstadt, August, 2004.
- Graubner, C.-A.; Proske, T. (2005):** *Formwork Pressure - A new Concept for the Calculation.* Proceedings of the Second North American Conference on the Design and Use of Self-Consolidating Concrete and the Fourth RILEM International Symposium on Self-Compacting Concrete, ISBN 0-924659-64-5, Chicago, 2005: 605-612.
- Grube, H. Rickert, J. (1999):** *Selbstverdichtender Beton – ein weiterer Entwicklungsschritt des 5-Stoff-Systems Beton.* In: Beton 49, Heft 4, 1999: 239-244.
- Grübl, P.; Weigler, H.; Karl, S. (2001):** *Beton, Arten - Herstellung und Eigenschaften.* 2. Auflage, Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 2001.

- Haist, M.; Müller, H. S. (2005):** *Optimization of the Pumpability of Self-Compacting Lightweight Concrete*. Proceedings of the Second North American Conference on the Design and Use of Self-Consolidating Concrete and the Fourth RILEM International Symposium on Self-Compacting Concrete, ISBN 0-924659-64-5, Chicago, 2005: 195-201.
- Hamaker, H.C. (1937):** *Physica*, Vol. 4, 1937: 1058.
- Hauck, H.G.; Qvaeschning, D. (2000):** *Wirkungsweise der neuen Fließmittelgeneration*. In: Sonderdruck, 14. Internationale Baustofftagung, Weimar, 2000.
- Höveling, H.; Lohaus, L. (2003):** *Robustimprovement für Selbstverdichtenden Beton (SVB)*. In: Tagungsbericht - Band 2, 15. Internationale Baustofftagung, Weimar, 2003: 20177-20187.
- Hummel, A. (1959):** *Das Beton ABC*. Ernst & Sohn Verlag, Berlin, 1959.
- Huth, J. (2005):** *Baubetriebliche Analyse von Selbstverdichtendem Beton*. Dissertation, Mensch&Buch Verlag, Technische Universität Darmstadt, Juni, 2005.
- Israelachvili, J. (1997):** *Intermolecular and surface forces*. San Diego: Academic Press Inc., 1997.
- Jacobs, F. (2001):** *Erfahrungen mit SVB in der Schweiz*. In: Selbstverdichtender Beton, Innovationen im Bauwesen, Beiträge aus Praxis und Wissenschaft, Bauwerk, Berlin, 2001: 221-232.
- Janssen, H.A. (1895):** *Versuche über Getreidedruck in Silozellen*. VDI Zeitschrift, V. 39, August, 1895: 1045-1049.
- Jeromin, W. (2003):** *Gerüste und Schalungen im konstruktiven Ingenieurbau*. Springer-Verlag, Berlin, 2003.
- Jossic, L ; Magnin, A. (2001):** *Tainee et stabilite d' objet en fluide à seul*. Les Cahiers de Rheologie, Vol. 18, Nr.1, 2001.
- Keck, H.-J. (1999):** *Untersuchung des Fließverhaltens von Zementleim anhand rheologischer Messungen*. Mitteilungen aus dem Institut für Bauphysik und Materialwissenschaften, Band 5, Shaker Verlag, Aachen, 1999.
- Khayat, K. H.; Assaad, J. (2005):** *Use of Rheological Properties of SCC to Predict Formwork Pressure*. In: Proceedings of the Second North American Conference on the Design and Use of Self-Consolidating Concrete and the Fourth RILEM International Symposium on Self-Compacting Concrete, Chicago, 2005: 671-678.

- Koschier, T.G. (2004):** *Schalungsdruck beim Einsatz von Selbstverdichtendem Beton*. Diplomarbeit, Technische Universität Graz, Institut für Bauwirtschaft und Baubetrieb, 2004.
- L’Hermite, M.R.; Tournon, M.G. (1948):** *La vibration du béton frais*. Annales de l’Institut Technique du Batiment et des travaux Publics. Nr. 11, Februar, 1948.
- Lang, H. J.; Huder, J.; Amann, P. (2003):** *Bodenmechanik und Grundbau, Das Verhalten von Böden und Fels und die wichtigsten grundbaulichen Konzepte*. Springer-Verlag, 7. Auflage, Berlin, 2003.
- Leemann, A.; Hoffmann, C. (2003):** *Pressure of Self-Compacting Concrete on the Formwork*. In: Proceedings of “The Third International Symposium” of Self – Compacting – Concrete, RILEM Publications S.A.R.L, Reykjavik, Iceland, 2003: 288-295.
- Leemann, A.; Hoffmann, C.; Winnefeld, F. (2005):** *Influence of the Mix Design on the Formwork Pressure of Self-Compacting Concrete*. In: Proceedings of the Second North American Conference on the Design and Use of Self-Consolidating Concrete and the Fourth RILEM International Symposium on Self-Compacting Concrete, Chicago, 2005: 635-640.
- Lemmer, C. (2003):** *Ein aus experimentellen Untersuchungen abgeleitetes Produktionskonzept für selbstverdichtenden Beton (SVB)*. Dissertation, TU Darmstadt, Shaker Verlag, Aachen, 2003.
- Lowke, D.; Wiegink, K.-H.; Schießl, P. (2003):** *Sedimentationsverhalten selbstverdichtender Betone*. In: Tagungsbericht - Band 2, 15. Internationale Baustofftagung, Weimar, 2003: 20155-20166.
- Marquardt, I. (2002):** *Ein Mischungskonzept für selbstverdichtenden Beton auf der Basis der Volumenkenngößen und Wasseransprüche der Ausgangsstoffe*. Rostocker Berichte aus dem Fachbereich Bauingenieurwesen, Heft 7, Univ. Rostock, Fachbereich Bauingenieurwesen, Fachgebiet Baustoffe, 2002.
- Miura, N.; Takeda, N.; Chikamatsu, R.; Sogo, S. (1993):** *Application of Super Workable Concrete to Reinforced Concrete Structures with Difficult Construction Conditions*. High Performance Concrete in Severe Environments, ACI SP-140, 1993: 163-186.
- Möller, G. (2004):** *Geotechnik-Praxis, Band 1: Bodenmechanik*. Bauwerk Verlag, Berlin, 2004.

- Motzko, C.; Schnalke, M. (2005):** *Aktuelle Entwicklungen und Probleme beim Einsatz von Betontrennmitteln*. Güteschutzverband Betonschalungen e.V., 2005.
- Müller-Breslau, H. (1906):** *Erddruck auf Stützmauern*. Alfred Kröner Verlag, Stuttgart, 1906.
- Nielson, I.; Wallevik, O. H. (2003):** *Rheological Evaluation of some Empirical Test Methods – Preliminary Results*. In: Proceedings of “The Third International Symposium” of Self – Compacting – Concrete, RILEM Publications S.A.R.L, Reykjavik, Iceland, 2003: 59-68.
- Noack (1919):** *Ergebnisse neuer Forschungsarbeiten über die Eigenschaften des Zementbetons und Versuche zur Bestimmung des Seitendrucks*. Dissertation, TH Dresden, 1919.
- Öztürk, T.; Kroggel, O.; Grübl, P.; Popovics, J. S. (2006):** *Improved ultrasonic wave reflection technique to monitor the setting of cement-based materials*. NDT & E International, Vol. 39, Issue 4, June, 2006, 258-263.
- Okamura, H., Ozawa, K. (1995):** *Mix Design for Self-Compacting-Concrete*. In: Concrete Library of JSCE 25, June, 1995: 107-120.
- Ovarlez, G.; Roussel, N. (2006):** *A physical model for the prediction of lateral stress exerted by self-compacting concrete on formwork*. Materials and Structures, RILEM Publications SARL, Vol. 39, 2006.
- Overbeck, J.T.G. (1984):** *Interparticle Forces in Colloid Science*. Powder Technology 37, 1984: 195-208.
- Petersson, Ö.; Billberg, P.; Van, B. K. (1996):** *A Model for Self-Compacting Concrete*. International Rilem Conference on "Production Methods and Workability of Concrete", RILEM Proceedings 32, 1996.
- Krieger, I. M.; Dougherty, T. J. (1959):** *Transactions of the Society of Rheology*. III, 1959: 137-152.
- Plagemann, W. (1962):** *Der Einfluss der Kornform und Oberfläche der Zuschlagstoffe auf die Verdichtungswilligkeit und den für eine wirtschaftliche Verdichtung erforderlichen Zementgehalt des Frischbetons*. Dissertation, Dresden, 1962.
- Plank, J.; Hirsch, C.; Winter, P.; Chatziagorastou, P. (2003):** *Neues zur Wirkungsweise von Polycarboxylat-basierten Fließmitteln*. In: Tagungsbericht, 15. Internationale Baustofftagung, Band 1, Weimar, 2003: 11393-11408.

- Proske, T. (2005):** *Schalungsdruck bei Verwendung von Selbstverdichtendem Beton - Ein neues Konzept für die Berechnung.* In: Tagungsband, 45. DAFStB Forschungskolloquium - 100. Jahrgang Beton- und Stahlbetonbau, Wien, 2005: 169-172.
- Proske, T.; Graubner, C.-A. (2005):** *Influence of the Coarse Aggregates on the Concrete Properties of SCC.* In: Proceedings of the Second North American Conference on the Design and Use of Self-Consolidating Concrete and the Fourth RILEM International Symposium on Self-Compacting Concrete, Chicago, 2005: 159-166.
- Reinhardt, H.-W. et al. (2001):** *Sachstandsbericht Selbstverdichtender Beton (SVB).* Schriftenreihe des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton, Heft 516, Beuth Verlag, Berlin, 2001.
- Reinhardt, H.-W. et al. (2007):** *Echo-Verfahren in der zerstörungsfreien Zustandsuntersuchung von Betonbauteilen.* In: Beton-Kalender 2007, Band 1, Beuth Verlag, Berlin, 2007: 479-595.
- Reinhardt, H.-W.; Grosse, C. U.; Herb, A. (1998):** *Kontinuierliche Ultraschallmessung während des Erstarrens und Erhärtens von Beton als Werkzeug des Qualitätsmanagements.* Schriftenreihe des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton, Heft 490, Beuth Verlag, Berlin, 1998: 21-64.
- Ritchie, A.G.B. (1962):** *The triaxial testing of fresh concrete.* Magazine of concrete Research, Vol. 14, Nr. 40, 1962: 37-42.
- Rodin, S. (1952):** *Pressure of Concrete on Formwork.* Proceedings, Institution of Civil Engineers, Vol.1, 1952: 709-746.
- Rößler, C.; Stark, J. (2003):** *Der Einfluss von Fließmitteln auf die Hydratation von Portlandzement.* In: Tagungsbericht - Band 1, 15. Internationale Baustofftagung, Weimar, 2003: 10509-10522.
- Safarian, S.S. (1969):** *Design pressure of granular materials in silos.* Journal of American Concrete Institute. August, 1969 : 647-655.
- Schjödtt (1955):** *Calculation of pressure of concrete on forms.* Proceedings American Society of Civil Engineering. Vol. 81, Nr. 680, 1955.
- Skarendahl, A.; Petersson, Ö. (2000):** *State-of-the-Art report of RILEM Technical Committee 174-SCC,* RILEM Report 23, RILEM Publications S.A.R.L., 2000.
- Sofistik (2003):** *TALPA, Statik ebener und axialsymmetrischer Systeme in der Geotechnik, Version 21.51.* Handbuch, Sofistik AG, Oberschleissheim, 2003.

- Sonnenberg, R. (2002):** *Schalungen für selbstverdichtenden Beton – Entwicklung und Tendenzen.* Beton, Heft 12 (2002), Verlag Bau+Technik, Düsseldorf, 2002: 582-587.
- von Soos, P. (1996):** *Eigenschaften von Boden und Fels; ihre Ermittlung im Labor.* In: Grundbau-Taschenbuch, Teil 1, 5. Auflage, Ernst und Sohn Verlag, Berlin, 1996.
- Specht, M. (1973):** *Die Belastung von Schalung und Rüstung durch Frischbeton.* Werner-Verlag, Düsseldorf, 1973.
- Specht, M. (1981):** *Der Frischbetondruck nach DIN 18 218 – die Grundlagen und die wichtigsten Festlegungen.* Bautechnik, Heft 8 (1981), Ernst und Sohn, 1981: 252 – 261.
- Specht M. (1987):** *Theorie des Frischbetondrucks – gegenwärtiger Stand und ungeklärte Probleme.* Bautechnik, Heft 3 (1987), Ernst und Sohn Verlag, 1987: 73-78.
- Stribeck, R. (1903):** *Die wesentlichen Eigenschaften der Gleit- und Rollenlager.* Springer Verlag, Berlin, 1903.
- Struble, L.; Sun, G.K. (1995):** *Viscosity of Portland cement paste as a function of concentration.* Journal of advanced Cement-Based Materials, 2, 1995: 62-69.
- Stark, J. (1998):** *Anorganische Bindemittel, Zement – Kalk – Spezielle Bindemittel.* Schriften der Bauhaus-Universität Weimar, Heft 109, 1998.
- Stark, J.; Möser, B.; Bellmann, F. (2003):** *Ein neues Modell zur Zementhydratation.* In: Tagungsbericht, 15. Internationale Baustofftagung, Band 1, Weimar, 2003: 10015-10031.
- Tangtermsirikul, S.; Bui, V. K. (1995):** *Blocking Criteria for Aggregate Phase of Self-Compacting High Performance Concrete.* Proceedings of Regional Symposium on Infrastructure Development in Civil Engineering, December 19-20, Bangkok, Thailand, 1995: 58-69.
- Tejeda-Dominguez, F.; Lange, D. A.; D'Ambrosia, M. D. (2005):** *Formwork Pressure of Self-Compacting Concrete (SCC) in Tall Wall Field Applications.* Transportation Research Board of the National Academies, Annual Meeting, Washington, 2005.
- Tejeda-Dominguez, F.; Lange, D. A. (2005-2):** *Effect of Formwork Material on Laboratory Measurements of SCC Formwork Pressure.* In: Proceedings of the Second North American Conference on the Design and Use of Self-Consolidating Concrete and the Fourth RILEM International Symposium on Self-Compacting Concrete, Chicago, 2005: 525-531.
- Toussaint, F. (2001):** *Assessment of Thixotropic behaviour of Self-Compacting Microconcrete.* In: Proceedings of “The Second International Symposium” of Self – Compacting – Concrete, COMS Engineering Corporation, Fukui/ Japan, 2001: 89-98.

- Vanhove, J. et al. (2001):** *Study of Self-Compacting Concrete Pressure on Formwork*. In: Proceedings of “The Second International Symposium” of Self – Compacting – Concrete, COMS Engineering Corporation, Fukui/ Japan, 2001: 585-594.
- Wallevik, O. H. (2002):** *Compendium “Rheology of Coarse Particle Suspensions, such as Cement, Paste, Mortar and Concrete”*. The Iceland Building Research Institute, Keldnaholt, Iceland, 2002.
- Wierig, H.-J.; Gollasch, E. (1982):** *Untersuchungen über das Verformungsverhalten von jungem Beton*. Mitteilungen aus dem Institut für Baustoffkunde und Materialprüfung der Universität Hannover, Heft 46, Hannover, 1982.
- Wüstholtz, T. (2005):** *Experimentelle und theoretische Untersuchungen der Frischbetoneigenschaften von Selbstverdichtendem Beton*. Dissertation, Institut für Werkstoffe im Bauwesen der Universität Stuttgart, Stuttgart, 2005.
- Yamade, K. et al. (1999):** *Influence of the Temperature on the Dispersibility of Polycarboxylate Type Superplasticizer for Highly Fluid Concrete*. In: Proceedings of “The First International RILEM Symposium” of Self – Compacting Concrete, Stockholm, Sweden, 1999: 437-448.
- Zhang, H. (2001):** *Using Dynamic Rheology to Explore the Microstructure and Stiffening of Cementitious Mixtures*, Ph.D. Thesis, University of Illinois at Urbana-Champaign, 2001.
- Zhuguo, Li. (2001):** *Investigation of shear flow of self-compacting concrete*. In: Proceedings of “The Second International Symposium” of Self – Compacting – Concrete, COMS Engineering Corporation, Fukui, Japan, 2001: 69-78.

Normen und Regelwerke

ACI 347-04 (2004): *Guide to Formwork for Concrete*. American Concrete Institute, 2004.

ASTM C 403/C403M-05 (2005): *Standard Test Method for Time of Setting of Concrete Mixtures by Penetration Resistance*. Annual Book of ASTM Standards. Vol. 04.02. West Conshohocken, PA, 2005.

CIB-CEB-FIB-Bulletin (1977): *Manual de Technologie Coffrage*. établi par un Groupe Inter-Associations CIB-CEB-FIB, April, 1977.

CIRIA Research Report Nr. 1 (1965): *The pressure of concrete in formwork*. Kinnear, R.G., Construction Industry Research and Information Association (former Civil Engineering Research Association), London, 1965.

CIRIA Research Report Nr. 108 (1985): *The pressure of concrete in formwork*. Clear, C.A.; Harrison, T.A., Construction Industry Research and Information Association, London, 1985.

DAfStb (1991): *Prüfung von Beton, Empfehlungen und Hinweise als Ergänzung zu DIN 1048*. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 422, Berlin, 1991.

DAfStb (1995): *DAfStb-Richtlinie, Fließbeton*. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Berlin, August, 1995.

DAfStb (1995-2): *DAfStb-Richtlinie für Beton mit verlängerter Verarbeitbarkeitszeit (Verzögerter Beton) - Eignungsprüfung, Herstellung, Verarbeitung und Nachbehandlung*. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Berlin, August, 1995.

DAfStb (2003): *DAfStb-Richtlinie, Selbstverdichtender Beton, Änderungen und Ergänzungen zu DIN 1045-1:2001-07, DIN 1045-2: 2001-07 sowie DIN 1045-3: 2001-07*. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Berlin, November, 2003.

DIN 1045 (1978): *Beton und Stahlbeton, Bemessung und Ausführung*. Berlin, Dezember, 1978.

DIN 1045 (1988): *Beton und Stahlbeton, Bemessung und Ausführung*. Berlin, Juli, 1988.

DIN 1045-1 (2001): *Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton. Teil 1: Bemessung und Konstruktion*. Berlin, Juli, 2001.

DIN 1045-2 (2001): *Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton, Teil 2: Beton-Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität, Anwendungsregeln zu DIN EN 206-1*. Berlin, Juli, 2001.

- DIN 1055-1 (2002):** *Einwirkungen auf Tragwerke, Teil 1: Wichten und Flächenlasten von Baustoffen, Bauteilen und Lagerstoffen.* Berlin, Juni, 2002.
- DIN 1055-100 (2001):** *Einwirkungen auf Tragwerke, Teil 100: Grundlagen der Tragwerksplanung, Sicherheitskonzept und Bemessungsregeln.* Berlin, März, 2001.
- DIN 4235-1 (1978):** *Verdichten von Beton durch Rütteln; Rüttelgeräte und Rüttelmechanik.* Berlin, Dezember, 1978.
- DIN 4235-2 (1978):** *Verdichten von Beton durch Rütteln; Verdichten mit Innenrüttlern.* Berlin, Dezember, 1978.
- DIN 18137-2 (1990):** *Bestimmung der Scherfestigkeit, Teil 2: Triaxialversuch.* Berlin, Dezember, 1990.
- DIN 18137-3 (2002):** *Bestimmung der Scherfestigkeit, Teil 3: Direkter Scherversuch.* Berlin, September, 2002.
- DIN 18202 (2005):** *Toleranzen im Hochbau – Bauwerke.* Berlin, Oktober, 2005.
- DIN 18218 (1980):** *Frischbetondruck auf lotrechte Schalungen.* Berlin, September, 1980.
- DIN EN 196-3 (2005):** *Prüfverfahren für Zement, Teil 3: Bestimmung der Erstarrungszeiten und der Raumbeständigkeit.* Berlin, Mai, 2005.
- DIN EN 206-1 (2001):** *Beton, Teil 1: Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität.* Berlin, Juli, 2001.
- DIN EN 459-2 (2001):** *Baukalke, Teil 2: Prüfverfahren.* Berlin, 2001.
- DIN EN 480-2 (2006):** *Zusatzmittel für Beton, Mörtel und Einpressmörtel - Prüfverfahren - Teil 2: Bestimmung der Erstarrungszeit.* Deutsche Fassung EN 480-2, Berlin, November, 2006.
- DIN EN 933-3 (1997):** *Prüfverfahren für geometrische Eigenschaften von Gesteinskörnungen, Teil 3, Bestimmung der Kornform, Plattigkeitskennzahl.* Berlin, 1997.
- DIN EN 1097-6 (2001):** *Prüfverfahren für mechanische und physikalische Eigenschaften von Gesteinskörnungen, Teil 6, Bestimmung der Rohdichte und der Wasseraufnahme.* Berlin, Januar, 2001.
- DIN EN 1990 (2002):** *Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung.* Deutsche Fassung, Berlin, Oktober, 2002.
- DIN EN 12350-2 (2000):** *Prüfung von Frischbeton, Teil 2, Setzmaß.* Berlin, März, 2000.

- DIN EN 12350-3 (2000):** *Prüfung von Frischbeton, Teil 3, Vebe-Prüfung.* Berlin, März, 2000.
- DIN EN 12350-5 (2000):** *Prüfung von Frischbeton, Teil 5, Ausbreitmaß.* Berlin, Juni, 2000.
- DIN EN 12390-3 (2002):** *Prüfung von Festbeton, Teil 3, Druckfestigkeit von Probekörpern.* Berlin, April, 2002.
- DIN EN 12812 (2004):** *Traggerüste – Anforderungen, Bemessung und Entwurf.* Berlin, September, 2004.
- DIN EN ISO 4287 (1998):** *Geometrische Produktspezifikationen (GPS) – Oberflächenbeschaffenheit, Tastschnittverfahren - Benennungen, Definitionen und Kenngrößen der Oberflächenbeschaffenheit.* Deutsche Fassung, Berlin, Oktober, 1998.
- E DIN 1055-6 (2000):** *Einwirkungen auf Tragwerke, Teil 6: Einwirkungen auf Silos und Flüssigkeitsbehälter.* Entwurf, Berlin, September, 2000.
- E DIN 4085 (2002):** *Baugrund – Berechnung des Erddrucks.* Berlin, Dezember, 2002.
- GSV (2000):** *GSV-Richtlinie für die Erteilung von GSV-Zeichen für Rahmenschalungstafeln für vertikale Bauteile (Wände und Stützen).* Güteschutzverband Betonschalungen e.V., Oktober, 2000.
- GSV (2005):** *Empfehlungen zur Planung, Ausschreibung und zum Einsatz von Schalungssystemen bei der Ausführung von „Betonflächen mit Anforderungen an das Aussehen“.* Güteschutzverband Betonschalungen e.V., Juni, 2005.
- JCSS (2003):** *Probabilistic Model Code.* Joint Committee on Structural Safety, www.jcss.ethz.ch
- JCSS (2001):** *Probabilistic Assessment of Existing Structures.* RILEM Publications, S.A.R.L.
- NF P 93-350 (1995):** *Banches industrialisées pour ouvrages en béton,* Paris, Juni 1995.
- TGL 33421/01 (1977):** *Betonbau, Schalverfahren, Standschalungen.* Berlin (DDR), August, 1977.

ANHANG A

Setzfließversuch – DAfStb (2003)

Nach dem Anheben des mit Frischbeton gefüllten Setztrichters nach DIN EN 12350-2 (2000) breitet sich der Betonkuchen unter der Wirkung des Eigengewichts bis zum Stillstand aus. Der Wert sm ist als Mittelwert der senkrecht zueinander stehenden Durchmesser (d_1 und d_2) am Betonkuchen definiert. Die Ausbreitzeit t_{500} ist als Zeit definiert, die ab Anheben des Kegelstumpfes bis zum Erreichen des Durchmessers von 500 mm verstreicht. Sie gibt einen Hinweis auf die Viskosität der Mischung.

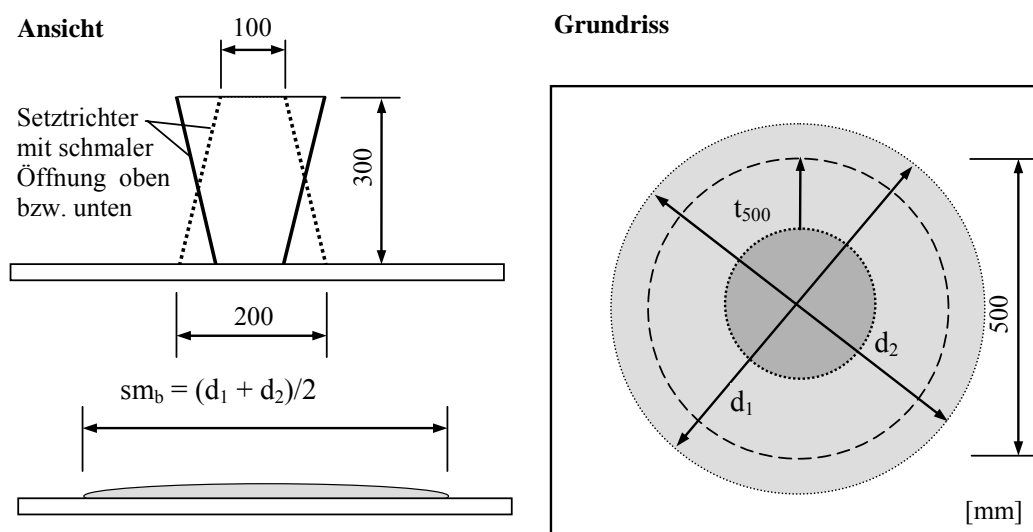


Bild A.1: Bestimmung des Setzfließmaßes sm und der Ausbreitzeit t_{500} am Frischbeton nach DAfStb-Richtlinie SVB (2003)

Setzfließversuch mit Blockierring für Beton - DAfStb (2003)

Der Setzfließversuch nach DAfStb-Richtlinie SVB (2003) mit Blockierring (auch J-Ring) ist ähnlich dem Setzfließversuch ohne Blockierring durchzuführen. Der dargestellte Blockierring wird dabei mittig auf die Arbeitsplatte aufgestellt. Der Beton breitet sich nach dem Heben der Kegelstumpfform aus und muss dabei die Bewehrungsstäbe ($d_s = 18$ mm) durchströmen. Es bildet sich ein Ausbreitkuchen aus. Als Setzfließmaß mit Blockierring sm_b wird nun der Mittelwert zweier senkrecht zueinander stehender Durchmesser bezeichnet. Die Differenz zwischen dem Setzfließmaß ohne und mit Blockierring gibt Auskunft über die Blockierneigung einer Mischung. Nach DAfStb-Richtlinie SVB (2003) darf die Abweichung der beiden Ausbreitmaße ($sm - sm_b$) nicht mehr als 5 cm betragen.

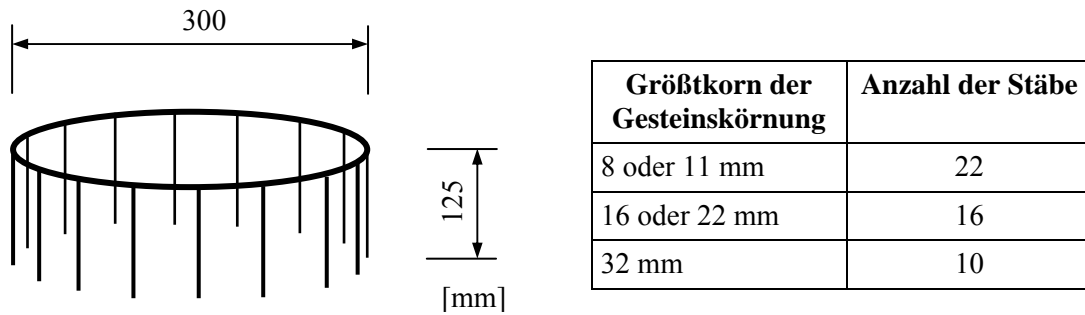


Bild A.2: Blockierring für die Prüfung von SVB sowie erforderliche Stabanzahl nach DAfStb (2003) Richtlinie-SVB

Setzfließversuch mit Blockierring für Beton - Proske&Graubner (2005)

Größtkorn	Stabanzahl im J-Ring $n [-]$ / (lichter Abstand a [mm])				kleinster lichter Stababstand nach DIN 1045-1 (2001)
	Stabanzahl nach DAfStb (2003) RILI-SVB	Proske&Graubner (2005)			
		Bewehrungskonzentration			a_{lim} [mm]
D [mm]		gering	mittel (2-lagig)	hoch (4-lagig)	
8	22 (25)	18 (34)	20 (29)	22 (25)	20
16	16 (41)	16 (41)	18 (34)	20 (29)	20
32	10 (76)	10 (76)	13 (54)	16 (41)	37

Tabelle A - 1: Erforderliche Stabanzahl im Blockierring (J-Ring) in Abhängigkeit des Größtkorndurchmessers sowie des Bewehrungsgehaltes für den modifizierten Setzfließversuch mit Blockierring nach Proske&Graubner (2005)

Ansicht beim Ausbreitversuch

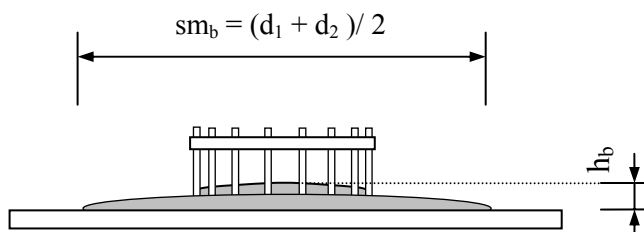


Bild A.3: Definition der Betonspiegelhöhe h_b sowie des Setzfließmaßes sm_b

Ermittlung des β_p -Wertes nach DAfStb (2003)

Ausgehend von definierten Leimen mit V_w/V_m -Verhältnissen (Wasser-Mehlkorn-Volumenverhältnis) wird das Ausbreitmaß r auf dem Haegermantisch nach DIN EN 459-2 (2001) bestimmt und nachfolgend das relative Ausbreitmaß Γ_p entsprechend Bild A.4 errechnet und in das dargestellte Diagramm eingetragen. Der Schnittpunkt der gefundenen Linie mit der Ordinate liefert den Wert β_p . Der Anstieg der Gerade ist das Steigmaß α_L .

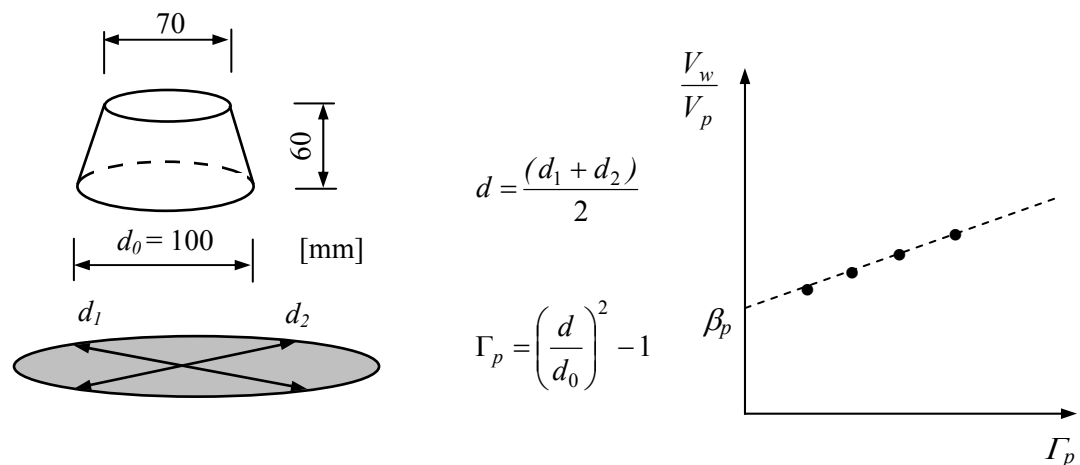


Bild A.4: Ausbreitversuch für Mörtel und Leim (Mortar-Flow-Test) und Ermittlung von β_p

Trichterauslaufzeit-Versuch für Beton - DAfStb (2003)

Beim Trichterauslaufzeit-Versuch für Beton wird der Frischbeton bis zum oberen Rand des Trichters eingefüllt. Anschließend erfolgt die Bestimmung der Zeitspanne t_v , die zwischen dem Öffnen der Verschlussklappe bis zum Erreichen der vollständigen Entleerung des Trichters, vergeht.

Auslauftrichter für Beton

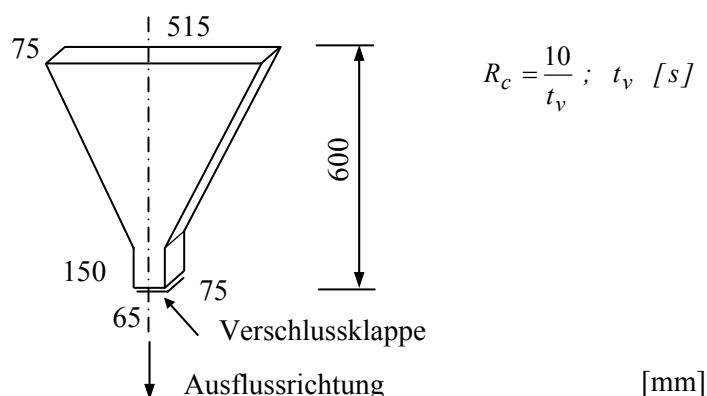


Bild A.5: Trichterauslaufzeit-Versuch für Beton nach DAfStb (2003) Richtlinie-SVB

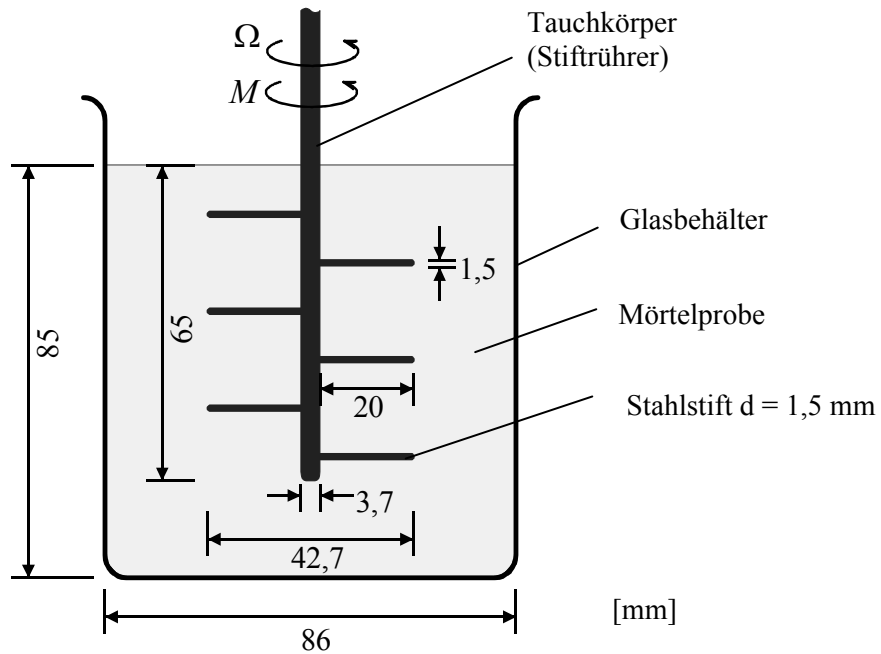


Bild A.6: Versuchseinrichtung zur Bestimmung der relativen Viskosität mittels Rheometer

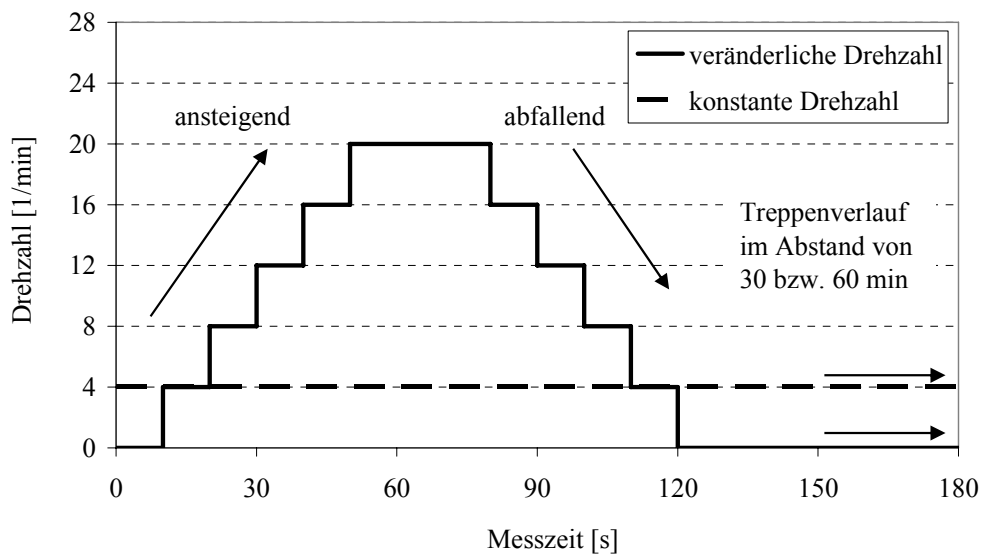


Bild A.7: Programm zur Bestimmung der relativen Viskosität des Mörtels mit dem Rheometer Haake VT 550 bei konstanter und veränderlicher Drehzahl

ANHANG B

[je m ³ Beton]	W1	W2 BA 1 und BA 2
CEM I 42,5 R	330 kg	340 kg
Steinkohlenflugasche	190 kg	180 kg
Wasser	185 l	185 l
Muraplast 62.30	k.A.	k.A.
Rheinsand 0/2 mm	665 kg	670 kg
Rheinkies 2/8 mm	450 kg	460 kg
Rheinkies 8/16 mm	490 kg	480 kg
Frischbetonwichte	2250 kN/m ³	2270 kN/m ³

Tabelle A.2: Mischungszusammensetzung des in Wand W1 und W2 eingebauten Betons

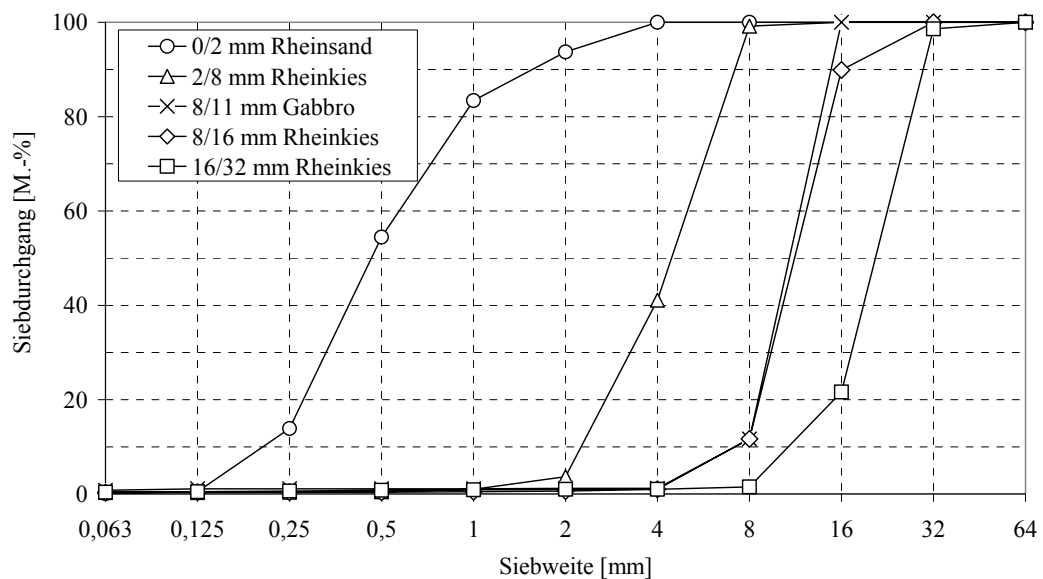


Bild A.8: Korngrößenverteilung der verwendeten Gesteinskörnungen

Mischungs- komponente	Hersteller	Roh- dichte	spez. Ober- fläche	Wasserauf- nahme ²⁾	Wasseranspruch	
					β_p	Normsteife ³⁾
		[Mg/m ³]	[cm ² /g]	[M.-%]	[-]	[-]
CEM II A/S-52,5 R	Dyckerhoff AG (Deuna)	3,09	5900	-	1,35	0,97
CEM I 32,5 R	Dyckerhoff AG	3,00	3790	-	1,03	0,80
CEM III A-32,5 N	Dyckerhoff AG	3,00	3770	-	1,03	0,78
Steinkohlenflugasche Herne IV	STEAG	2,37	6300	-	0,76	0,72
Kalksteinmehl	Walhalla Kalk	2,74	5000	-	0,86	-
Fließmittel Muraplast FK 63.17	MC Bauchemie GmbH & Co. KG	1,04	-	-	-	-
Fließmittel ViscoCrete 1035	SIKA AG	1,04	-	-	-	-
Fließmittel Glenium ACE 48	BASF (Woermann)	1,04	-	-	-	-
Stabilisierer ST 5	SIKA AG	1,04	-	-	-	-
Rheinsand 0/2 mm	Fa. Kiebert	2,62 ¹⁾	-	0,08	-	-
Rheinkies 2/8 mm	Fa. Schumann-Kies	2,49 ¹⁾	-	1,60	-	-
Rheinkies 2/16 mm	Fa. Schumann-Kies	2,61 ¹⁾	-	0,58	-	-
Rheinkies 2/32 mm	Fa. Schumann-Kies	2,58 ¹⁾	-	0,55	-	-
Gabbro 8/11 mm, gebr.	OHI GmbH	2,87 ¹⁾	-	0,35	-	-
¹⁾ auf ofentrockener Basis nach DIN EN 1097-6 (2001) ²⁾ Wasseraufnahme nach 10 Minuten nach DIN EN 1097-6 (2001) ³⁾ nach DIN EN 196-3 (2005), bezogen auf Volumenanteile						

Tabelle A.3: Eigenschaften der Mischungskomponenten

Mehlkorn- zusammensetzung Zement + Betonzusatzstoff (M.-% bezogen auf Zement)	Wasser- Mehlkorn- Verhältnis	Leim- temperatur	Erstarrungszeiten nach DIN 196-3 (2005)		Normsteife nach DIN 196-3 (2005)
	V_w/V_m	T	Erstarrungs- beginn	Erstarrungs- ende	
	[-]	[°C]	[h]	[h]	
CEM II A/S-52,5 R	0,32	22,6	2,2	3,0	x
	0,36	24,1	2,5	4,0	
	0,43	24,5	2,9	4,7	
CEM II A/S-52,5 R + 25 % SFA	0,30	22,5	2,2	4,0	x
CEM II A/S-52,5 R + 50 % SFA	0,29	24,9	2,5	3,8	x
	0,36	25,1	3,1	4,7	
	0,43	21,8	4,2	5,6	
CEM II A/S-52,5 R + 100 % SFA	0,29	23,1	3,5	5,4	x
CEM II A/S-52,5 R + 150 % SFA	0,27	22,4	3,8	5,6	x
	0,36	24,1	5,6	7,5	
	0,43	23,8	7,0	8,3	
CEM II A/S-52,5 R + 112 % KSM	0,28	23,0	1,3	2,7	x
CEM I 32,5 R	0,28	23,4	2,7	4,4	x
CEM I 32,5 R + 50 % SFA	0,27	23,2	4,4	6,0	x
	0,36	24,4	5,3	7,3	
	0,43	22,7	6,5	9,0	
CEM III A-32,5 N	0,26	22,5	3,2	4,9	x
CEM III A-32,5 N + 50 % SFA	0,30	21,1	3,9	5,4	x
	0,36	20,7	5,4	7,6	
	0,43	20,3	6,4	8,7	

Tabelle A.4: Erstarrungszeiten der in den Materialversuchen (Kapitel 4) eingesetzten Zemente und Mehlkornbestandteile nach DIN 196-3 (2005)

Serie		1	2/1	2/2	2/3	2/7	2/7	2/8
Ablauftyp		A1	A1 (A3)	A1 + A3	A1 + A3	A2	A3	A3
		Standard	Frischbeton- temperatur 15°C	weiche oder nachgebende Schalung	späterer Einbau	Sofort- belastung	kleinere Betonier- geschwindig- keit	Erschütterung und nachgebende Schalung
Serie	Rez.- Nr.		(T)	(WS) / (NS)	(LM)	(sofort)	(VL)	(VIB) + (NS)
1/1	1	x	x (Nr. 1.0)			2x		x
1/2	1.1	x		x	x		x	2x
	1.2							
	1.3	x						
	1.4							
1/3	0	x						
	2	x						
	3	x						
	4	x						
	5	x						
1/4	6							
	7	x						
	8	x						
1/5	9	x						
	9.1	x						
	10			x (NS)				
1/6	11	x						
	12	x						
	13	x						
	14.1	x						
1/7	20	x						
	21	x						
	22	x						
	23							
	25	x						
	26	x						
	27	x						
1/8	RB1	x						
	RB2	x						
	RB3	x						
	RB4	x						
	RB5	x						
3/1	101	x						

Tabelle A.5: Überblick über das Versuchsprogramm zur Ermittlung des Seitendruckbeiwertes unter Dauerlast

Serie		1	1	2/4	2/5	2/6	2/7	2/8
Ablauftyp		B1	B1	B1	B1	B1	B2	B1
		Standard bis $t_{A,KB}$	Standard > $t_{A,KB}$	Schalungs- oberfläche KuS + HoS	Trenn- mittel	mit Bewehrung bis $t_{A,KB}$	Dauerlast mit und ohne Bewehrung	Er- schütterung
Serie	Nr.							
1/1	1	x				x		
1/2	1.1	x	x	2x	x	x + doppelt ¹⁾	x	x
	1.2	x				x		
	1.3	x				x		
	1.4	x						
1/3	0							
	2	x				x		
	3	x				x		
	4	x				x		
	5	x				x		
1/4	6	x				x		
	7	x				x		
	8	x				x		
1/5	9	x				x		
	9.1	x				x		
	10	x				x		
1/6	11	x				x		
	12	x				x		
	13	x				x		
	14.1							
1/7	20	x	(x) ²⁾			x		
	21	(x) ²⁾	(x) ²⁾					
	22	x	(x) ²⁾			x		
	23	(x) ²⁾	(x) ²⁾					
	25	(x) ²⁾	(x) ²⁾					
	26	(x) ²⁾	(x) ²⁾					
	27	(x) ²⁾	(x) ²⁾					
1/8	RB1	x				x		
	RB2							
	RB3	x				x		
	RB4					x		
	RB5	x				x		
3/1	101	x	(x) ²⁾			x		
	101.1	(x) ²⁾	(x) ²⁾					
	101.2	x				x		
3/2	102	(x) ²⁾	(x) ²⁾					
3/3	103	(x) ²⁾	(x) ²⁾					

¹⁾ Es wurden zwei Bewehrungsreihen am beweglichen Schalelement (Schwert) angeordnet.
²⁾ Durchführung der Reibungsversuche mit dem Kunststoffabstreifersystem, lediglich begrenzte Aussagefähigkeit bis $t \leq t_{A,KB}$, keine detaillierte Ergebnisdarstellung in dieser Arbeit

Tabelle A.6: Überblick über das Versuchsprogramm zur Ermittlung des Reibungswiderstandes

Anhang B

Mischungsnummer		1	1.0	1.1	1.2	1.3	1.4	0	2
CEM II A/S-52,5 R ¹⁾	[kg/m ³]	385	385	385	385	385	385	320	344
CEM I 32,5 R ²⁾	[kg/m ³]								
CEM III A-32,5 N ³⁾	[kg/m ³]								
SFA ⁴⁾	[kg/m ³]	193	193	193	193	193	193	160	172
KSM ⁵⁾	[kg/m ³]								
Wasser (ohne WA der GK)	[kg/m ³]	184	184	184	184	184	184	220	207
Fließmittel 1 ⁶⁾	[kg/m ³]	5,0	8,0		4,7	4,4	1,7	3,9	4,5
Fließmittel 2 ⁷⁾	[kg/m ³]			4,2-4,7					
Stabilisierer ⁸⁾	[kg/m ³]			0-1,3				2,3	2,3
Rheinsand 0/2 mm	[kg/m ³]	534	534	534	534	534	534	534	534
Rheinkies 2/8 mm	[kg/m ³]	393	393	393	393	393	393	393	393
Rheinkies 8/16 mm	[kg/m ³]	602	602	602	602	602	602	602	602
Gabbro 8/11 mm	[kg/m ³]								
Rheinkies 16/32 mm	[kg/m ³]								
w/z-Wert (Masse)	[-]	0,49	0,49	0,49	0,49	0,49	0,48	0,70	0,61
w/MK (Volumen)	[-]	0,91	0,91	0,91	0,91	0,91	0,91	1,30	1,14
Leimvolumen	[l/m ³]	396	396	396	396	396	396	396	396
Mehlkorn (MK)	[kg/m ³]	578	578	578	578	578	578	480	516
Gehalt 0/2 mm im Mörtel	[Vol.-%]	34	34	34	34	34	34	34	34
BZS je Zement	[M.-%]	50	50	50	50	50	50	50	50

Mischungsnummer		3	4	5	6	7	8	9	9.1
CEM II A/S-52,5 R ¹⁾	[kg/m ³]	372	397	413	479	277	277		
CEM I 32,5 R ²⁾	[kg/m ³]							428	428
CEM III A-32,5 N ³⁾	[kg/m ³]								
SFA ⁴⁾	[kg/m ³]	186	198	206	120	277		214	214
KSM ⁵⁾	[kg/m ³]						320		
Wasser (ohne WA der GK)	[kg/m ³]	192	178	167	182	185	184	193	193
Fließmittel 1 ⁶⁾	[kg/m ³]	5,0	5,6	7,1	7,3	3,9	5,2	5,2	
Fließmittel 2 ⁷⁾	[kg/m ³]								6,4
Stabilisierer ⁸⁾	[kg/m ³]								2,4
Rheinsand 0/2 mm	[kg/m ³]	534	534	534	534	534	534	528	528
Rheinkies 2/8 mm	[kg/m ³]	393	393	393	393	393	393	362	362
Rheinkies 8/16 mm	[kg/m ³]	602	602	602	602	602	602	555	555
Gabbro 8/11 mm	[kg/m ³]								
Rheinkies 16/32 mm	[kg/m ³]								
w/z-Wert (Masse)	[-]	0,53	0,46	0,42	0,39	0,68	0,68	0,46	0,46
w/MK (Volumen)	[-]	0,98	0,86	0,78	0,91	0,91	0,91	0,86	0,86
Leimvolumen	[l/m ³]	396	396	396	396	396	396	428	428
Mehlkorn (MK)	[kg/m ³]	558	595	619	599	554	596	642	642
Gehalt 0/2 mm im Mörtel	[Vol.-%]	34	34	34	34	34	34	32	32
BZS je Zement	[M.-%]	50	50	50	25	100	115,6	50	50

¹⁾ CEM II A/S-52,5 R (Deuna), ²⁾ CEM I 32,5 R (Dyckerhoff), ³⁾ CEM III A-32,5 N (Dyckerhoff),

⁴⁾ Steinkohlenflugasche (Herne IV), ⁵⁾ Kalksteinmehl (Walhalla),

⁶⁾ Muraplast FK 63.17 (MC Bauchemie), ⁷⁾ ViscoCrete 1035 (SIKA), ⁸⁾ ST 5 (SIKA)

Tabelle A.7: Zusammensetzung der in Versuchsgruppe 4-1 bis 4-3 untersuchten Betone, Teil 1

Mischungsnummer		10	11	12	13	14.1	20	21	22
CEM II A/S-52,5 R ¹⁾	[kg/m ³]		429	604	959	428	382	352	321
CEM I 32,5 R ²⁾	[kg/m ³]								
CEM III A-32,5 N ³⁾	[kg/m ³]	428							
SFA ⁴⁾	[kg/m ³]	214	215	302	479	214	115	106	96
KSM ⁵⁾	[kg/m ³]								
Wasser (ohne WA der GK)	[kg/m ³]	194	206	288	459	195	198	182	166
Fließmittel 1 ⁶⁾	[kg/m ³]	4,2	4,9	8,1	12,0		4,2	4,0	3,5
Fließmittel 2 ⁷⁾	[kg/m ³]					3,9			
Stabilisierer ⁸⁾	[kg/m ³]								
Rheinsand 0/2 mm	[kg/m ³]	528	679	955		528	655	603	550
Rheinkies 2/8 mm	[kg/m ³]	362	291			362	896	459	344
Rheinkies 8/16 mm	[kg/m ³]	555	445			555	0	587	359
Gabbro 8/11 mm	[kg/m ³]								
Rheinkies 16/32 mm	[kg/m ³]								475
w/z-Wert (Masse)	[-]	0,46	0,49	0,49	0,49	0,46	0,53	0,53	0,53
w/MK (Volumen)	[-]	0,86	0,91	0,91	0,91	0,86	1,16	1,16	1,16
Leimvolumen	[l/m ³]	428	441	621	985	428	375	345	315
Mehlkorn (MK)	[kg/m ³]	642	644	907	1438	643	497	457	418
Gehalt 0/2 mm im Mörtel	[Vol.-%]	32	37	37	0	32	40	40	40
BZS je Zement	[M.-%]	50	50	50	50	50	30	30	30

Mischungsnummer		23	25	26	27	101	101.1	101.2	102
CEM II A/S-52,5 R ¹⁾	[kg/m ³]	603	456	456	456	372	372	372	325
CEM I 32,5 R ²⁾	[kg/m ³]								
CEM III A-32,5 N ³⁾	[kg/m ³]								
SFA ⁴⁾	[kg/m ³]	181	137	137	137	96	96	96	84
KSM ⁵⁾	[kg/m ³]								
Wasser (ohne WA der GK)	[kg/m ³]	313	211	211	212	189	189	189	166
Fließmittel 1 ⁶⁾	[kg/m ³]	5,1	5,0	5,0	4,0	4,3		3,5	3,3
Fließmittel 2 ⁷⁾	[kg/m ³]						3,6		
Stabilisierer ⁸⁾	[kg/m ³]								
Rheinsand 0/2 mm	[kg/m ³]	1032	532	532	532	825	825	825	720
Rheinkies 2/8 mm	[kg/m ³]	0	896	403	269	431	431	431	299
Rheinkies 8/16 mm	[kg/m ³]	0	0	516	281				313
Gabbro 8/11 mm	[kg/m ³]					407	407	407	
Rheinkies 16/32 mm	[kg/m ³]				372				413
w/z-Wert (Masse)	[-]	0,53	0,47	0,47	0,47	0,52	0,51	0,52	0,52
w/MK (Volumen)	[-]	1,16	1,04	1,04	1,04	1,19	1,19	1,19	1,19
Leimvolumen	[l/m ³]	591	422	422	422	355	355	355	310
Mehlkorn (MK)	[kg/m ³]	784	593	593	593	468	468	468	408
Gehalt 0/2 mm im Mörtel	[Vol.-%]	40	33	33	33	47	47	47	47
BZS je Zement	[M.-%]	30	30	30	30	25,71	25,71	25,71	25,71

¹⁾ CEM II A/S-52,5 R (Deuna), ²⁾ CEM I 32,5 R (Dyckerhoff), ³⁾ CEM III A-32,5 N (Dyckerhoff),

⁴⁾ Steinkohlenflugasche (Herne IV), ⁵⁾ Kalksteinmehl (Walhalla),

⁶⁾ Muraplast FK 63.17 (MC Bauchemie), ⁷⁾ ViscoCrete 1035 (SIKA), ⁸⁾ ST 5 (SIKA)

Tabelle A.8: Zusammensetzung der in Versuchsgruppe 4-1 bis 4-3 untersuchten Betone, Teil 2

Mischungsnummer		103	RB-1	RB-2	RB-3	RB-4	RB-5
CEM II A/S-52,5 R ¹⁾	[kg/m ³]	432	238	210	301	329	301
CEM I 32,5 R ²⁾	[kg/m ³]		102	90	129	141	129
CEM III A-32,5 N ³⁾	[kg/m ³]						
SFA ⁴⁾	[kg/m ³]	111					
KSM ⁵⁾	[kg/m ³]						
Wasser (ohne WA der GK)	[kg/m ³]	162	150	172	178	213	171
Fließmittel 1 ⁶⁾	[kg/m ³]	5,7					2,9
Fließmittel 2 ⁷⁾	[kg/m ³]						
Stabilisierer ⁸⁾	[kg/m ³]						
Rheinsand 0/2 mm	[kg/m ³]	825	675	650	610	555	610
Rheinkies 2/8 mm	[kg/m ³]	431	515	535	500	470	500
Rheinkies 8/16 mm	[kg/m ³]		675	650	610	555	610
Gabbro 8/11 mm	[kg/m ³]	407					
Rheinkies 16/32 mm	[kg/m ³]						
w/z-Wert (Masse)	[-]	0,39	0,63	0,82	0,59	0,65	0,58
w/MK (Volumen)	[-]	0,89	1,33	1,72	1,24	1,36	1,21
Leimvolumen	[l/m ³]	355	264	272	321	370	317
Mehlkorn (MK)	[kg/m ³]	543	340	300	430	470	430
Gehalt 0/2 mm im Mörtel	[Vol.-%]	47	49	48	42	36	42
BZS je Zement	[M.-%]	25,71	0	0	0	0	0

¹⁾ CEM II A/S-52,5 R (Deuna), ²⁾ CEM I 32,5 R (Dyckerhoff), ³⁾ CEM III A-32,5 N (Dyckerhoff),
⁴⁾ Steinkohlenflugasche (Herne IV), ⁵⁾ Kalksteinmehl (Walhalla),
⁶⁾ Muraplast FK 63.17 (MC Bauchemie), ⁷⁾ ViscoCrete 1035 (SIKA), ⁸⁾ ST 5 (SIKA)

Tabelle A.9: Zusammensetzung der in Versuchsgruppe 4-1 bis 4-3 untersuchten Betone, Teil 3

ANHANG C

Nr. Mischungsnummer / Versuchsbedingung	T _c		sm [cm]	t _v [s]	a' [cm]	t _{A,KB} [h]	t _{E,KB} [h]	t _{A,vicat} [h]	t _{E,vicat} [h]	
	t = 0 [C°]	t = t _{A,KB} [C°]								
	1									23,4
	-1	20,5	22,1	72	9,7	30	1,8	4,0	3,5	4,8
	-2	19,0	21,1	75	11,3	30	1,8	4,0	3,5	4,5
	Bewehrung	24,3	21,8	72	9,4	33	2,3	5,0	4,5	5,0
1.1		22,6	20,6	76	9,4	65	4,0	11,5	10,0	12,5
	-1	23,3	19,5	74	7,2	30	6,0	11,0	9,3	10,5
	HoS	24,1	21,2	74	7,7	34	4,5	9,5	9,0	10,0
	KuS	23,2	20,2	74	7,5	38	4,5	9,5	9,0	10,5
	Trennmittel	23,0	20,0	74	6,5	33	6,3	10,0	10,3	11,3
	Bewehrung	22,6	22,2	72	8,6	29	8,0	12,0	13,3	15,5
	do. Bewehrung	22,6	19,8	73	7,2	32	6,0	11,0	10,0	11,0
	Dauerlast	22,8	20,3	72	7,2	33	6,0	11,5	10,5	11,5
	Dauerlast/Bew.	23,3	19,8	74	7,3	37	5,8	10,5	9,5	10,5
1.2		19,7	19,4	68	18,0	29	1,8	4,5	4,0	5,0
	Bewehrung	22,8	21,3	67	12,4	30	1,8	4,5	4,0	5,0
1.3		19,9	19,1	56	14,7	26	1,8	4,0	4,0	4,5
	Bewehrung	22,4	21,3	57	10,5	30	2,0	4,5	4,3	5,0
1.4		21,9	20,6	25	-	25	1,3	3,5	3,3	4,0
2		19,2	18,6	75	4,1	27	2,8	5,5	5,0	6,0
	Bewehrung	22,8	20,3	75	4,0	32	2,8	6,5	5,5	6,8
3		21,5	-	74	7,6	42	2,3	5,5	4,8	5,5
	Bewehrung	21,4	19,0	72	5,6	27	2,8	6,0	5,0	6,0
4		21,5	20,5	77	13,0	37	1,8	3,5	4,0	5,0
	Bewehrung	22,7	20,0	72	12,3	39	1,8	5,0	4,3	5,5
5		23,6	22,0	75	20,8	33	1,5	3,5	3,0	4,0
	Bewehrung	23,8	20,6	76	20,3	41	2,0	4,0	4,0	5,0
6		22,1	21,0	70	10,0	27	1,8	3,5	3,3	4,5
	Bewehrung	23,0	20,6	74	9,3	30	2,2	4,5	3,8	4,8
7		20,8	20,2	76	7,6	24	2,8	4,5	4,0	5,0
	Bewehrung	21,4	19,7	74	10,4	34	2,3	5,5	4,5	5,5
8		22,5	24,0	74	6,2	24	1,2	3,5	3,3	4,0
	Bewehrung	22,2	20,8	71	5,7	24	1,6	4,0	3,5	4,3

Tabelle A.10: Frischbetoneigenschaften und Erstarrungszeiten der Betone der Versuchsgruppe 4-1 bis 4-3, Versuchsablaufgruppe B (Reibungsversuche), Teil 1

Nr. Mischungsnummer / Versuchsbedingung	T _c		sm [cm]	t _v [s]	a' [cm]	t _{A,KB} [h]	t _{E,KB} [h]	t _{A,vicat} [h]	t _{E,vicat} [h]	
	t = 0 [C°]	t = t _{A,KB} [C°]								
	9									20,7
	-1	22,7	20,1	74	15,8	36	1,8	5,5	5,5	6,3
	Bewehrung	22,5	21,0	72	8,5	30	2,3	6,0	5,5	7,0
9.1		23,5	21,5	75	9,8	36	4,3	12,0	7,0	9,5
	Bewehrung	22,5	19,9	74	13,8	28	3,8	11,0	9,8	14,0
10		22,0	21,0	76	14,3	41	1,7	6,0	5,3	7,0
	Bewehrung	21,3	19,1	75	13,9	33	1,8	5,5	5,5	7,5
11		22,0	21,2	74	7,4	30	1,8	4,5	3,0	4,5
	Bewehrung	25,2	20,6	74	8,7	27	2,7	5,0	4,5	5,8
12		21,0	20,2	74	4,0	27	1,8	4,5	3,8	4,5
	Bewehrung	24,7	22,3	73	4,9	33	2,3	4,8	4,5	5,5
13		21,9	22,7	27 ¹⁾	-	31	2,0	5,0	4,5	5,0
	Bewehrung	23,3	21,7	27 ¹⁾	-	33	2,5	5,5	5,0	6,0
20		23,6	21,8	76	4,3	24	2,8	5,0	5,0	5,5
	Bewehrung	22,3	20,1	73	7,3	29	3,0	5,5	5,0	6,0
	> t _A ⁴⁾	26,3	27,2	76	7,0	36 ³⁾	2,3	4,0	3,8	4,5
21	> t _A ⁴⁾	-	-	70	9,5	32 ³⁾	2,3	4,5	3,8	4,5
22		20,2	20,0	72	21,4	23	2,8	4,5	4,5	5,0
	Bewehrung	22,1	19,8	72	22,4	24	3,2	6,0	5,8	6,3
	> t _A ⁴⁾	21,9	21,9	76	10,5	23 ³⁾	2,8	4,5	4,5	5,3
23	> t _A ⁴⁾	24,4	25,9	80	2,6	21 ³⁾	2,8	4,5	4,0	4,5
25	> t _A ⁴⁾	21,4	20,3	76	5,3	45 ³⁾	2,3	4,5	4,8	5,5
26	> t _A ⁴⁾	22,7	22,0	74	5,0	46 ³⁾	2,8	5,0	4,8	5,5
27	> t _A ⁴⁾	21,0	20,3	71	4,4	47 ³⁾	2,8	5,0	5,0	5,8
101		22,8	20,1	74	6,3	33	2,7	5,5	5,3	7,0
	Bewehrung	22,8	20,9	77	5,3	43	2,8	6,5	6,5	7,3
	-1	26,1	25,0	74	6,0	39 ³⁾	2,3	4,0	3,8	4,5
	KuS	21,3	21,0	76	5,8	44 ³⁾	2,8	5,0	4,8	5,5
	-2	20,0	-	75	5,0	-	-	5,0	-	4,8
101.1	> t _A ⁴⁾	20,0	-	72-76	5,0	-	-	8,5	-	-
101.2		20,3	20,5	56	6,8	21	2,3	4,5	4,5	5,3
	Bewehrung	22,6	20,6	59	6,6	27	2,8	5,0	5,0	6,0
102	> t _A ⁴⁾	20,0	-	68	6,0	-	-	4,5	-	-
103	> t _A ⁴⁾	20,0	-	74	10,0	-	-	3,5	-	-

Fußnoten siehe Tabelle A.12

Tabelle A.11: Frischbetoneigenschaften und Erstarrungszeiten der Betone der Versuchsgruppe 4-1 bis 4-3, Versuchsablaufgruppe B (Reibungsversuche), Teil 2

Nr. Mischungsnummer / Versuchsbedingung	T _c		sm [cm]	t _v [s]	a' [cm]	t _{A,KB} [h]	t _{E,KB} [h]	t _{A,vicat} [h]	t _{E,vicat} [h]	
	t = 0	t = t _{A,KB}								
	[C°]	[C°]								
RB-1		22,3	21,3	32 ²⁾	-	20	4,0	5,0	3,8	5,3
	Bewehrung	20,7	19,0	32 ²⁾	-	22	2,5	5,5	3,5	5,0
RB-3		22,7	21,0	44 ²⁾	-	21	2,8	4,5	4,0	4,8
	Bewehrung	21,0	19,8	45 ²⁾	-	22	2,8	5,0	4,3	5,3
RB-4	Bewehrung	19,7	18,5	53 ²⁾	-	32	1,5	5,0	5,0	5,8
RB-5		21,6	20,7	58 ²⁾	-	23	2,5	4,5	4,0	4,8
	Bewehrung	20,7	19,3	60 ²⁾	-	22	2,8	5,0	4,8	5,8

¹⁾ Ausbreitmaß für Mörtel nach DAfStb (2003), ²⁾ Ausbreitmaß a nach DIN EN 12350-5 (2000),
³⁾ Ausbreitmaß a' zum Zeitpunkt 2 Stunden nach Fließmittelzugabe,
⁴⁾ Prüfung des Reibungswiderstandes lediglich nach dem Erstarrungsbeginn mit dem Knetbeuteltest unter Verwendung der Kunststoffabstreifer (altes System)

Tabelle A.12: Frischbetoneigenschaften und Erstarrungszeiten der Betone der Versuchsgruppe 4-1 bis 4-3, Versuchsablaufgruppe B (Reibungsversuche), Teil 3

Anhang C

Rezeptur		SVB-1-396-0,91-579-52,5R-SFA50-MP-Rh16											
Schalung		SS										Bew.	
Sonstiges					-1			-2					
Zeit nach FM-Zugabe	[min]	15	60	120	15	60	105	13	60	105	15	60	135
Zeit nach Betoneinbau	[min]	0	45	105	0	45	90	0	47	92	0	15	120
σ_v	[kN/m ²]	29,0	29,0	34,0	28,0	29,0	29,0	27,0	29,0	29,0	31,0	34,0	30,0
σ_h	[kN/m ²]	27,3	27,5	28,3	28,0	29,0	26,4	24,3	27,4	26,6	31,0	33,7	29,6
τ_m	[kN/m ²]	0,26	0,40	1,52	0,00	0,02	0,96	0,00	0,55	1,11	0,07	0,65	6,73 ¹⁾
λ	[-]	0,94	0,95	0,83	1,00	1,00	0,91	0,90	0,94	0,92	1,92	2,92	3,92
μ	[-]	0,010	0,014	0,054	0,000	0,001	0,036	0,000	0,020	0,042	0,002	0,019	0,227
σ_v	[kN/m ²]	93,0	100,0	98,0	91,0	90,0	86,0	85,0	92,0	91,0	91,0	92,0	90,0
σ_h	[kN/m ²]	91,1	97,2	72,5	91,0	90,0	76,5	80,4	89,1	81,2	91,0	90,2	79,8
τ_m	[kN/m ²]	0,31	0,31	3,96	0,00	0,03	1,87	0,09	0,60	2,20	0,40	1,01	19,7 ¹⁾
λ	[-]	0,98	0,97	0,74	1,00	1,00	0,89	0,95	0,97	0,89	1,89	2,89	3,89
μ	[-]	0,003	0,003	0,055	0,000	0,000	0,024	0,001	0,007	0,027	0,004	0,011	0,248
σ_v	[kN/m ²]	251	266	253	256	247	245	256	253	255	248,0	248,0	249,0
σ_h	[kN/m ²]	247	256	172	252	243	204	249	241	211	248,0	242,5	197,7
τ_m	[kN/m ²]	0,16	0,70	11,25	0,00	0,30	7,04	0,26	0,83	6,48	0,67	1,60	37,3 ¹⁾
λ	[-]	0,98	0,96	0,68	0,99	0,98	0,83	0,97	0,95	0,83	1,83	2,83	3,83
μ	[-]	0,001	0,003	0,066	0,000	0,001	0,034	0,001	0,003	0,031	0,003	0,007	0,189

¹⁾ Maximalwert des Reibungswiderstandes wurde aufgrund des begrenzten Verschiebungsweges nicht erreicht.

Rezeptur		SVB-1.1-396-0,91-579-52,5R-SFA50-VC											
Schalung		SS								HoS			
Sonstiges					-1								
Zeit nach FM-Zugabe	[min]	15	60	195	17	120	180	300	365	15	60	125	270
Zeit nach Betoneinbau	[min]	0	45	180	0	103	163	283	248	0	45	110	255
σ_v	[kN/m ²]	30,0	29,0	30,0	30,0	33,0	28,0	30,0	28,0	30,0	28,0	32,0	30,0
σ_h	[kN/m ²]	28,3	27,3	27,3	28,9	31,1	27,5	29,1	27,0	28,4	25,9	29,7	27,2
τ_m	[kN/m ²]	0,00	0,21	0,53	0,00	0,34	0,31	0,45	0,62	0,92	0,04	0,82	0,79
λ	[-]	4,92	5,92	6,92	7,92	8,92	9,92	10,92	11,92	12,92	0,92	0,93	0,91
μ	[-]	0,000	0,008	0,020	0,000	0,011	0,011	0,016	0,023	0,032	0,001	0,028	0,029
σ_v	[kN/m ²]	92,0	93,0	89,0	93,0	91,0	92,0	89,0	89,0	91,0	92,0	92,0	88,0
σ_h	[kN/m ²]	88,9	92,3	82,3	90,0	88,2	89,4	83,8	83,7	81,1	85,7	87,1	81,7
τ_m	[kN/m ²]	0,00	0,10	0,73	0,00	0,36	0,30	0,67	0,83	1,51	0,27	0,73	0,94
λ	[-]	4,89	5,89	6,89	7,89	8,89	9,89	10,89	11,89	12,89	0,93	0,95	0,93
μ	[-]	0,000	0,001	0,009	0,000	0,004	0,003	0,008	0,010	0,019	0,003	0,008	0,012
σ_v	[kN/m ²]	251,0	258,0	256,0	260,0	254,0	248,0	248,0	261,0	263,0	257	255	266
σ_h	[kN/m ²]	245,2	250,5	235,0	254,0	247,1	235,6	230,1	234,1	210,4	244	239	244
τ_m	[kN/m ²]	0,00	0,38	1,65	0,00	0,32	0,71	1,44	2,59	6,52	0,46	0,89	1,87
λ	[-]	4,83	5,83	6,83	7,83	8,83	9,83	10,83	11,83	12,83	0,95	0,94	0,92
μ	[-]	0,000	0,002	0,007	0,000	0,001	0,003	0,006	0,011	0,031	0,002	0,004	0,008

Tabelle A.13: Ergebnisse der Reibungsversuche (Versuchsablaufgruppe B), Teil 1

Rezeptur		SVB-1.1-396-0,91-579-52,5R-SFA50-VC											
Schalung		KuS				SS							
Sonstiges		Trennmittel								Bew.			
Zeit nach FM-Zugabe	[min]	15	60	120	270	25	90	180	240	375	25	120	525
Zeit nach Betoneinbau	[min]	0	45	105	255	0	65	155	215	350	0	95	500
σ_v	[kN/m ²]	28,0	32,0	28,0	27,0	30,0	35,0	30,0	34,0	29,0	30,0	34,0	30,0
σ_h	[kN/m ²]	26,8	30,2	26,5	26,2	29,4	35,0	30,0	34,0	28,2	30,0	32,4	28,3
τ_m	[kN/m ²]	0,05	0,24	0,40	0,83	0,17	0,45	0,66	0,77	0,73	0,22	0,24	6,34 ¹⁾
λ	[-]	0,96	0,95	0,95	0,97	0,98	1,00	1,00	1,00	0,97	1,00	0,95	0,94
μ	[-]	0,002	0,008	0,015	0,032	0,006	0,013	0,022	0,023	0,026	0,007	0,007	0,224
σ_v	[kN/m ²]	91,0	94,0	90,0	89,0	91,0	97,0	93,0	88,0	98,0	91,0	90,0	90,0
σ_h	[kN/m ²]	88,4	90,5	85,5	76,3	91,0	97,0	93,0	88,0	89,5	91,0	89,4	80,4
τ_m	[kN/m ²]	0,01	0,25	0,41	2,82	0,35	0,51	0,83	0,81	1,63	0,35	0,26	15,4 ¹⁾
λ	[-]	0,97	0,96	0,95	0,86	1,00	1,00	1,00	1,00	0,91	1,00	0,99	0,89
μ	[-]	0,000	0,003	0,005	0,037	0,004	0,005	0,009	0,009	0,018	0,004	0,003	0,192
σ_v	[kN/m ²]	258	260	253	254	265	251	253	258	259	246	246	248
σ_h	[kN/m ²]	246	247	239	211	265	251	248	252	222	246	246	220
τ_m	[kN/m ²]	0,24	0,56	0,60	9,24	0,46	0,57	0,86	1,56	4,67	0,32	1,11	27,0 ¹⁾
λ	[-]	0,96	0,95	0,95	0,83	1,00	1,00	0,98	0,98	0,86	1,00	1,00	0,89
μ	[-]	0,001	0,002	0,002	0,044	0,002	0,002	0,003	0,006	0,021	0,001	0,004	0,123

¹⁾ Maximalwert des Reibungswiderstandes wurde aufgrund des begrenzten Verschiebungsweges nicht erreicht.

Rezeptur		SVB-1.1-396-0,91-579-52,5R-SFA50-VC											
Schalung		SS											
Sonstiges		Dauerlast								Dauerlast/Bew.			
Zeit nach FM-Zugabe	[min]	17	60	120	180	240	300	360	390	30	60	120	180
Zeit nach Betoneinbau	[min]	0	43	103	163	233	283	343	373	0	30	90	150
σ_v	[kN/m ²]	30,0								29,0			
σ_h	[kN/m ²]	30,0								27,6			
τ_m	[kN/m ²]	0,04								0,11			
λ	[-]	1,00								0,95			
μ	[-]	0,001								0,004			
σ_v	[kN/m ²]	90,0	90,0	90,0	90,0	90,0	90,0	90,0	90,0	90,0	90,0	90,0	90,0
σ_h	[kN/m ²]	90,0	89,3	86,4	84,0	82,4	78,4	73,5	71,1	90,0	87,8	86,8	85,2
τ_m	[kN/m ²]	0,00	0,00	0,21	0,45	0,77	1,63	3,24	3,61	0,32	0,37	1,04	3,36
λ	[-]	1,00	0,99	0,96	0,93	0,92	0,87	0,82	0,79	1,00	0,98	0,96	0,95
μ	[-]	0,000	0,000	0,002	0,005	0,009	0,021	0,044	0,051	0,004	0,004	0,012	0,039
σ_v	[kN/m ²]	251								249			
σ_h	[kN/m ²]	251								249			
τ_m	[kN/m ²]	0,20								0,84			
λ	[-]	0,99								1,00			
μ	[-]	0,001								0,003			

Tabelle A.14: Ergebnisse der Reibungsversuche (Versuchsablaufgruppe B), Teil 2

Rezeptur		SVB-1.1-396-0,91-579-52,5R-SFA50-VC									
Schalung		SS									
Sonstiges		Dauerlast/Bew.				doppelte Bew.					
Zeit nach FM-Zugabe	[min]	240	300	360	20	60	120	180	240	300	345
Zeit nach Betoneinbau	[min]	210	270	330	0	40	100	160	220	280	325
σ_v	[kN/m ²]				29,0	30,0	30,0	28,0	26,0	30,0	30,0
σ_h	[kN/m ²]				27,1	28,0	27,8	25,9	24,2	28,9	27,4
τ_m	[kN/m ²]				0,00	0,03	0,89	1,60	3,48 ¹⁾	13,3 ¹⁾	13,8 ¹⁾
λ	[-]				0,93	0,93	0,93	0,93	0,93	0,96	0,91
μ	[-]				0,000	0,001	0,032	0,062	0,144	0,464	0,506
σ_v	[kN/m ²]	90,0	90,0	90,0	94,0	91,0	93,0	92,0	91,0	92,0	88,0
σ_h	[kN/m ²]	84,2	82,4	80,1	91,7	88,8	90,7	89,5	87,5	84,9	80,3
τ_m	[kN/m ²]	9,41	24,3 ¹⁾	36,2 ¹⁾	0,00	0,00	0,88	3,30	12,3 ¹⁾	32,8 ¹⁾	42,9 ¹⁾
λ	[-]	0,94	0,92	0,89	0,98	0,98	0,98	0,97	0,96	0,92	0,91
μ	[-]	0,112	0,295	0,452	0,000	0,000	0,010	0,037	0,141	0,387	0,534
σ_v	[kN/m ²]				254	260	252	252	245	248	238
σ_h	[kN/m ²]				249	255	248	246	233	221	193
τ_m	[kN/m ²]				0,01	0,17	0,79	4,38	23,4 ¹⁾	56,8 ¹⁾	72,1 ¹⁾
λ	[-]				0,98	0,98	0,98	0,98	0,95	0,89	0,81
μ	[-]				0,000	0,001	0,003	0,018	0,100	0,258	0,373

¹⁾ Maximalwert des Reibungswiderstandes wurde aufgrund des begrenzten Verschiebungsweges nicht erreicht.

Rezeptur		SVB-1.2 (sm68)						SVB-1.3 (sm60)					
Schalung		SS						SS					
Sonstiges		Bew.						Bew.					
Zeit nach FM-Zugabe	[min]	25	60	105	20	60	105	15	60	115	15	60	120
Zeit nach Betoneinbau	[min]	0	35	80	0	40	85	0	45	100	0	45	105
σ_v	[kN/m ²]	27,0	28,0	26,0	31,0	28,0	29,0	29,0	29,0	30,0	29,0	29,0	28,0
σ_h	[kN/m ²]	24,0	25,5	23,2	29,0	26,5	27,2	27,1	28,2	27,0	29,0	26,9	26,2
τ_m	[kN/m ²]	0,06	0,45	0,20	0,18	0,50	3,40 ¹⁾	0,06	0,29	0,93	1,84	0,62	3,64 ¹⁾
λ	[-]	0,89	0,91	0,89	0,94	0,95	0,94	0,94	0,97	0,90	1,00	0,93	0,94
μ	[-]	0,002	0,018	0,009	0,006	0,019	0,125	0,002	0,010	0,034	0,063	0,023	0,139
σ_v	[kN/m ²]	90,0	91,0	91,0	91,0	91,0	90,0	91,0	91,0	92,0	91,0	91,0	98,0
σ_h	[kN/m ²]	85,4	85,9	82,4	88,2	88,0	83,3	87,8	87,5	80,7	91,0	86,3	88,5
τ_m	[kN/m ²]	0,10	0,50	0,85	0,25	0,97	11,5 ¹⁾	0,19	0,53	2,36	2,14	1,17	13,7 ¹⁾
λ	[-]	0,95	0,94	0,91	0,97	0,97	0,93	0,97	0,96	0,88	1,00	0,95	0,90
μ	[-]	0,001	0,006	0,010	0,003	0,011	0,139	0,002	0,006	0,029	0,023	0,014	0,156
σ_v	[kN/m ²]	252	254	254	254	244	253	269	252	257	255	249	247
σ_h	[kN/m ²]	239	241	223	248	237	221	258	239	212	255	237	206
τ_m	[kN/m ²]	0,30	0,80	3,50	0,55	2,60	26,5 ¹⁾	0,33	1,07	7,65	2,41	2,37	32,5 ¹⁾
λ	[-]	0,95	0,95	0,88	0,98	0,97	0,87	0,96	0,95	0,83	1,00	0,95	0,83
μ	[-]	0,001	0,003	0,016	0,002	0,011	0,120	0,001	0,004	0,036	0,009	0,010	0,158

¹⁾ Maximalwert des Reibungswiderstandes wurde aufgrund des begrenzten Verschiebungsweges nicht erreicht.

Tabelle A.15: Ergebnisse der Reibungsversuche (Versuchsablaufgruppe B), Teil 3

Rezeptur		SVB-1.4 (sm25)			SVB-2-398-1,14-516						SVB-3-398-0,98-558		
Schalung		SS			SS						SS		
Sonstiges		Einbau mit Innenvibrator.						Bew.					
Zeit nach FM-Zugabe	[min]	15	60	95	13	60	163	20	60	165	12	60	120
Zeit nach Betoneinbau	[min]	0	45	80	0	47	150	0	40	145	0	48	108
σ_v	[kN/m ²]	29,0	32,0	27,0	31,0	28,0	29,0	29,0	31,0	27,0	28,0	31,0	34,0
σ_h	[kN/m ²]	24,7	29,3	23,7	31,0	27,8	24,8	28,9	30,2	23,0	27,0	31,0	31,5
τ_m	[kN/m ²]	0,86	0,48	0,71	0,00	0,17	0,30	0,10	0,30	5,85	0,30	0,22	0,57
λ	[-]	0,85	0,92	0,88	0,98	0,95	0,86	0,94	0,96	0,87	0,85	1,00	0,95
μ	[-]	0,035	0,017	0,030	0,000	0,006	0,012	0,003	0,010	0,254	0,011	0,007	0,018
σ_v	[kN/m ²]	90,0	91,0	90,0	90,0	92,0	90,0	89,0	91,0	90,0	90,0	89,0	93,0
σ_h	[kN/m ²]	78,0	78,4	76,6	90,0	91,4	76,9	88,6	88,7	76,6	86,9	88,9	86,0
τ_m	[kN/m ²]	2,15	1,66	1,34	0,00	0,26	1,34	0,11	0,47	16,73	0,20	0,31	0,70
λ	[-]	0,87	0,86	0,85	1,00	0,99	0,85	1,00	0,98	0,85	0,97	1,00	0,93
μ	[-]	0,028	0,021	0,018	0,000	0,003	0,017	0,001	0,005	0,218	0,002	0,003	0,008
σ_v	[kN/m ²]	253	249	246	254	253	280	254	251	252	246	247	252
σ_h	[kN/m ²]	221	199	176	254	251	251	252	245	212	241	244	231
τ_m	[kN/m ²]	4,33	7,85	11,81	0,10	0,53	4,23	0,25	0,82	31,65	0,20	0,10	1,69
λ	[-]	0,88	0,80	0,71	1,00	0,99	0,90	0,99	0,98	0,84	0,98	0,99	0,92
μ	[-]	0,020	0,039	0,067	0,000	0,002	0,017	0,001	0,003	0,150	0,001	0,000	0,007

Rezeptur		SVB-3-398-0,98-558			SVB-4-398-0,86-596						SVB-5-377-0,78-593		
Schalung		SS			SS						SS		
sonstiges		Bew.						Bew.					
Zeit nach FM-Zugabe	[min]	15	60	170	15	60	105	20	60	110	15	60	85
Zeit nach Betoneinbau	[min]	0	45	155	0	45	90	0	40	90	0	45	70
σ_v	[kN/m ²]	28,0	27,0	25,0	27,0	30,0	30,0	27,0	31,0	28,0	29,0	31,0	29,0
σ_h	[kN/m ²]	27,2	26,3	20,6	21,4	30,0	28,7	25,8	29,9	25,6	27,4	29,3	25,9
τ_m	[kN/m ²]	0,15	0,17	5,82 ¹⁾	0,00	0,00	0,10	0,01	0,42	2,57 ¹⁾	0,08	0,05	0,41
λ	[-]	0,91	0,95	0,90	0,90	1,00	0,96	0,95	0,93	0,91	0,96	0,97	0,91
μ	[-]	0,005	0,007	0,283	0,000	0,000	0,003	0,000	0,014	0,100	0,003	0,002	0,016
σ_v	[kN/m ²]	92,0	92,0	88,0	88,0	91,0	94,0	90,0	92,0	90,0	92,0	87,0	85,0
σ_h	[kN/m ²]	89,4	89,7	72,4	69,8	91,0	89,9	86,1	88,9	82,3	86,9	82,2	75,9
τ_m	[kN/m ²]	0,21	0,32	19,9 ¹⁾	0,10	0,03	0,70	0,16	0,68	9,11 ¹⁾	0,30	0,36	1,49
λ	[-]	0,97	0,98	0,82	0,79	1,00	0,96	0,96	0,97	0,91	0,95	0,95	0,89
μ	[-]	0,002	0,004	0,276	0,001	0,000	0,008	0,002	0,008	0,111	0,003	0,004	0,020
σ_v	[kN/m ²]	250	250	247	240	245	257	250	287	247	251	259	259
σ_h	[kN/m ²]	246	245	192	187	243	242	241	276	215	242	233	202
τ_m	[kN/m ²]	0,30	0,36	38,9 ¹⁾	0,10	0,24	1,60	0,39	1,12	18,7 ¹⁾	0,60	2,17	8,43
λ	[-]	0,98	0,98	0,78	0,78	0,99	0,94	0,97	0,96	0,87	0,96	0,90	0,78
μ	[-]	0,001	0,001	0,203	0,001	0,001	0,007	0,002	0,004	0,087	0,002	0,009	0,042

¹⁾ Maximalwert des Reibungswiderstandes wurde aufgrund des begrenzten Verschiebungsweges nicht erreicht.

Tabelle A.16: Ergebnisse der Reibungsversuche (Versuchsablaufgruppe B), Teil 4

Rezeptur		SVB-5-377-0,78-593			SVB-6-396-0,91-600-52,5R-SFA25						SVB-7-396-0,91-554-52,5R-SFA100		
Schalung		SS			SS						SS		
Sonstiges		Bew.						Bew.					
Zeit nach FM-Zugabe	[min]	18	60	135	12	60	110	12	60	130	13	60	180
Zeit nach Betoneinbau	[min]	0	52	117	0	48	98	0	48	118	0	47	167
σ_v	[kN/m ²]	29,0	29,0	29,0	30,0	31,0	30,0	31,0	39,0	26,0	38,0	32,0	27,0
σ_h	[kN/m ²]	28,0	27,9	23,4	29,9	29,9	26,6	30,6	37,8	20,3	35,3	31,1	20,9
τ_m	[kN/m ²]	0,17	0,27	8,16 ¹⁾	0,03	0,21	0,82	0,24	0,78	8,79 ¹⁾	0,30	0,66	1,81
λ	[-]	0,92	0,93	0,90	0,99	1,00	0,98	0,93	0,91	0,86	0,89	0,95	0,79
μ	[-]	0,006	0,010	0,349	0,001	0,007	0,031	0,008	0,021	0,432	0,009	0,021	0,087
σ_v	[kN/m ²]	91,0	90,0	91,0	94,0	94,0	77,0	93,0	91,0	91,0	90,0	91,0	90,0
σ_h	[kN/m ²]	88,0	86,5	73,3	93,8	90,7	68,1	91,7	88,2	71,2	83,5	88,5	69,8
τ_m	[kN/m ²]	0,22	0,51	26,2 ¹⁾	0,00	0,37	1,42	0,21	1,79	28,2 ¹⁾	0,20	0,62	4,08
λ	[-]	0,97	0,96	0,81	1,00	0,97	0,89	0,99	0,97	0,78	0,93	0,97	0,78
μ	[-]	0,003	0,006	0,358	0,000	0,004	0,021	0,002	0,020	0,397	0,002	0,007	0,059
σ_v	[kN/m ²]	252	246	251	255	247	254	252	250	251	261	250	251
σ_h	[kN/m ²]	246	238	180	249	237	200	248	239	181	250	240	194
τ_m	[kN/m ²]	0,30	0,89	49,1 ¹⁾	0,73	0,70	8,48	0,46	9,69	51,9 ¹⁾	0,63	0,70	9,36
λ	[-]	0,98	0,97	0,72	0,98	0,96	0,79	0,98	0,96	0,72	0,96	0,96	0,77
μ	[-]	0,001	0,004	0,273	0,003	0,003	0,042	0,002	0,041	0,288	0,003	0,003	0,048

Rezeptur		SVB-7-396-0,91-554-52,5R-SFA100			SVB-8-396-0,91-596-52,5R-KSM116						SVB- 9-428-0,86-642-CEMI-SFA50		
Schalung		SS			SS						SS		
Sonstiges		Bew.						Bew.					
Zeit nach FM-Zugabe	[min]	20	60	140	20	62	102	20	60	100	8	60	105
Zeit nach Betoneinbau	[min]	0	40	120	0	42	82	0	40	80	0	52	97
σ_v	[kN/m ²]	28,0	30,0	28,0	30,0	34,0	29,0	30,0	30,0	28,0	29,0	27,0	31,0
σ_h	[kN/m ²]	26,7	28,5	26,5	30,0	33,6	24,7	29,1	29,3	25,3	25,7	25,4	30,2
τ_m	[kN/m ²]	0,09	0,29	1,42 ¹⁾	0,25	0,24	6,39	0,19	0,41	3,3 ¹⁾	0,10	0,15	0,20
λ	[-]	0,89	0,95	0,94	1,00	0,97	0,90	0,96	0,95	0,96	0,79	0,90	0,95
μ	[-]	0,003	0,010	0,053	0,008	0,007	0,259	0,006	0,014	0,133	0,004	0,006	0,007
σ_v	[kN/m ²]	90,0	92,0	91,0	90,0	90,0	91,0	92,0	92,0	89,0	94,0	89,0	91,0
σ_h	[kN/m ²]	85,8	87,3	86,1	90,0	89,0	77,4	89,1	89,8	80,5	83,2	83,7	88,5
τ_m	[kN/m ²]	0,16	0,25	5,10 ¹⁾	0,35	0,29	15,45	0,24	0,98	14,0 ¹⁾	0,29	0,30	0,50
λ	[-]	0,95	0,95	0,95	1,00	0,99	0,85	0,97	0,98	0,91	0,89	0,94	0,97
μ	[-]	0,002	0,003	0,059	0,004	0,003	0,200	0,003	0,011	0,174	0,003	0,004	0,006
σ_v	[kN/m ²]	255	250	252	245	245	248	256	254	252	252	252	253
σ_h	[kN/m ²]	247	238	235	245	232	210	247	243	216	236	238	235
τ_m	[kN/m ²]	0,32	2,02	11,7 ¹⁾	0,34	0,65	26,87	0,30	2,33	31,7 ¹⁾	0,50	1,70	1,50
λ	[-]	0,97	0,95	0,93	1,00	0,95	0,85	0,97	0,96	0,86	0,94	0,95	0,93
μ	[-]	0,001	0,009	0,050	0,001	0,003	0,128	0,001	0,010	0,147	0,002	0,007	0,006

¹⁾ Maximalwert des Reibungswiderstandes wurde aufgrund des begrenzten Verschiebungsweges nicht erreicht.

Tabelle A.17: Ergebnisse der Reibungsversuche (Versuchsablaufgruppe B), Teil 5

Rezeptur		SVB-9-428-0,86-642-CEMI-SFA50						SVB-9.1-428-0,86-642-CEMI-SFA50-VC					
Schalung		SS						SS					
Sonstiges		Bew.						Bew.					
Zeit nach FM-Zugabe	[min]	15	60	100	20	60	130	25	120	255	25	85	230
Zeit nach Betoneinbau	[min]	0	45	85	0	40	110	0	95	230	0	60	205
σ_v	[kN/m ²]	28,0	31,0	29,0	28,0	30,0	29,0	29,0	29,0	35,0	30,0	29,0	28,0
σ_h	[kN/m ²]	25,9	29,5	27,4	25,8	28,1	26,7	28,6	28,2	34,2	28,3	27,2	25,9
τ_m	[kN/m ²]	0,07	0,41	0,21	0,29	0,37	1,86 ¹⁾	0,05	0,43	0,70	0,26	0,99	3,6 ¹⁾
λ	[-]	0,90	0,95	0,92	0,90	0,91	0,92	0,94	0,96	0,97	0,90	0,90	0,90
μ	[-]	0,003	0,014	0,008	0,011	0,013	0,070	0,002	0,015	0,020	0,009	0,036	0,139
σ_v	[kN/m ²]	90,0	90,0	90,0	90,0	92,0	90,0	91,0	91,0	90,0	90,0	90,0	89,0
σ_h	[kN/m ²]	83,3	85,5	85,1	82,8	86,2	82,7	89,7	88,6	87,8	85,0	84,5	82,2
τ_m	[kN/m ²]	0,17	0,51	0,43	0,57	1,20	6,48 ¹⁾	0,35	0,60	0,82	0,52	1,63	8,6 ¹⁾
λ	[-]	0,93	0,95	0,95	0,92	0,94	0,92	0,99	0,97	0,98	0,94	0,94	0,92
μ	[-]	0,002	0,006	0,005	0,007	0,014	0,078	0,004	0,007	0,009	0,006	0,019	0,105
σ_v	[kN/m ²]	250	244	250	250	249	253	252	253	248	250	244	255
σ_h	[kN/m ²]	237	231	231	235	233	222	237	247	240	239	232	232
τ_m	[kN/m ²]	0,46	1,01	1,28	1,32	3,07	20,0 ¹⁾	0,12	0,91	1,48	0,73	2,86	17,6 ¹⁾
λ	[-]	0,95	0,95	0,92	0,94	0,94	0,88	0,94	0,98	0,97	0,96	0,95	0,91
μ	[-]	0,002	0,004	0,006	0,006	0,013	0,090	0,001	0,004	0,006	0,003	0,012	0,076

¹⁾ Maximalwert des Reibungswiderstandes wurde aufgrund des begrenzten Verschiebungsweges nicht erreicht.

Rezeptur		SVB-10-428-0,86-642-CEMI-SFA50						SVB-11-441-0,91-643					
Schalung		SS						SS					
Sonstiges		Bew.						Bew.					
Zeit nach FM-Zugabe	[min]	20	60	100	30	60	105	15	60	105	15	60	160
Zeit nach Betoneinbau	[min]	0	40	80	0	30	75	0	45	90	0	45	145
σ_v	[kN/m ²]	29,0	29,0	30,0	28,0	30,0	28,0	30,0	28,0	28,0	30,0	31,0	28,0
σ_h	[kN/m ²]	28,4	28,7	29,0	26,8	28,4	26,4	29,5	27,2	24,8	28,5	29,6	19,5
τ_m	[kN/m ²]	0,05	0,39	0,46	0,09	0,29	1,4 ¹⁾	0,24	0,39	0,27	0,21	0,50	10,1 ¹⁾
λ	[-]	0,97	0,99	0,94	0,91	0,95	0,95	0,95	0,94	0,95	0,92	0,93	0,81
μ	[-]	0,002	0,013	0,016	0,003	0,010	0,056	0,008	0,014	0,011	0,007	0,017	0,523
σ_v	[kN/m ²]	93,0	86,0	92,0	90,0	92,0	90,0	96,0	91,0	90,0	92,0	90,0	90,0
σ_h	[kN/m ²]	91,1	85,1	88,8	86,1	87,2	84,9	94,3	88,3	79,7	87,5	86,0	62,6
τ_m	[kN/m ²]	0,27	0,47	0,66	0,14	0,29	5,1 ¹⁾	0,41	0,60	1,53	0,20	0,75	26,4 ¹⁾
λ	[-]	0,98	0,99	0,97	0,96	0,95	0,94	0,98	0,97	0,89	0,95	0,96	0,70
μ	[-]	0,003	0,006	0,007	0,002	0,003	0,060	0,004	0,007	0,019	0,002	0,009	0,423
σ_v	[kN/m ²]	260	251	249	254	250	252	264	254	247	253	246	260
σ_h	[kN/m ²]	255	245	237	246	238	234	260	246	207	241	230	166
τ_m	[kN/m ²]	0,42	0,94	1,33	0,35	2,11	12,1 ¹⁾	0,65	0,68	5,52	0,52	1,05	50,0 ¹⁾
λ	[-]	0,98	0,98	0,95	0,97	0,95	0,93	0,99	0,97	0,84	0,95	0,94	0,64
μ	[-]	0,002	0,004	0,006	0,001	0,009	0,052	0,002	0,003	0,027	0,002	0,005	0,302

¹⁾ Maximalwert des Reibungswiderstandes wurde aufgrund des begrenzten Verschiebungsweges nicht erreicht.

Tabelle A.18: Ergebnisse der Reibungsversuche (Versuchsablaufgruppe B), Teil 6

Rezeptur		SVB-12-620-0,91-907						SVB-13-985-0,91-1439					
Schalung		SS						SS					
Sonstiges		Bew.						Bew.					
Zeit nach FM-Zugabe	[min]	20	60	107	23	60	135	10	60	105	15	60	150
Zeit nach Betoneinbau	[min]	0	40	87	0	37	122	0	50	95	0	45	135
σ_v	[kN/m ²]	28,0	31,0	31,0	29,0	30,0	29,0	37,0	31,0	28,0	32,0	33,0	27,0
σ_h	[kN/m ²]	27,5	30,3	28,2	27,8	28,5	24,9	34,7	29,6	26,1	30,9	31,4	25,5
τ_m	[kN/m ²]	0,06	0,25	0,55	0,08	0,34	4,58 ¹⁾	0,07	0,20	0,34	0,00	0,21	2,35 ¹⁾
λ	[-]	0,94	0,94	0,94	0,91	0,92	0,93	0,88	0,93	0,89	0,96	0,98	0,95
μ	[-]	0,002	0,008	0,019	0,003	0,012	0,184	0,002	0,007	0,013	0,000	0,007	0,092
σ_v	[kN/m ²]	91,0	96,0	89,0	92,0	89,0	90,0	91,0	91,0	90,0	91,0	91,0	89,0
σ_h	[kN/m ²]	89,5	93,8	81,0	88,1	84,6	77,3	85,4	87,0	84,0	87,9	86,7	84,1
τ_m	[kN/m ²]	0,31	0,39	1,53	0,25	0,83	12,6 ¹⁾	0,22	0,25	0,63	0,03	0,24	4,73 ¹⁾
λ	[-]	0,98	0,98	0,91	0,96	0,95	0,86	0,94	0,96	0,93	0,97	0,95	0,95
μ	[-]	0,003	0,004	0,019	0,003	0,010	0,163	0,003	0,003	0,008	0,000	0,003	0,056
σ_v	[kN/m ²]	252	259	255	255	250	254	251	248	257	257	253	259
σ_h	[kN/m ²]	248	251	230	246	238	216	243	238	243	248	240	242
τ_m	[kN/m ²]	0,42	0,63	3,71	0,47	1,25	21,7 ¹⁾	0,41	0,52	1,08	0,46	0,43	6,67 ¹⁾
λ	[-]	0,98	0,97	0,90	0,96	0,95	0,85	0,97	0,96	0,95	0,96	0,95	0,94
μ	[-]	0,002	0,003	0,016	0,002	0,005	0,101	0,002	0,002	0,004	0,002	0,002	0,028

Rezeptur		SVB-101-355-1,19-468-52,5R-SFA25-MP-Ga11						SVB-101.2-355-1,19-468-52,5R-SFA25-MP-Ga11 (sm60)					
Schalung		SS						SS					
Sonstiges		Bew.						Bew.					
Zeit nach FM-Zugabe	[min]	13	60	160	13	60	165	29	67	135	17	62	165
Zeit nach Betoneinbau	[min]	0	47	147	0	47	152	0	38	106	0	45	148
σ_v	[kN/m ²]	29,0	28,0	27,0	30,0	30,0	30,0	29,0	30,0	34,0	31,0	31,0	32,0
σ_h	[kN/m ²]	27,1	25,9	18,8	27,9	28,3	26,4	27,1	28,1	26,5	29,7	29,4	23,2
τ_m	[kN/m ²]	0,11	0,14	1,01	0,00	0,17	2,37 ¹⁾	0,45	0,43	0,71	0,09	0,52	8,3 ¹⁾
λ	[-]	0,95	0,92	0,75	0,91	0,91	0,96	0,91	0,95	0,84	0,93	0,95	0,79
μ	[-]	0,004	0,005	0,053	0,000	0,006	0,090	0,016	0,015	0,027	0,003	0,018	0,358
σ_v	[kN/m ²]	88,0	88,0	90,0	87,0	89,0	101,0	92,0	89,0	91,0	90,0	88,0	92,0
σ_h	[kN/m ²]	82,4	81,4	62,8	81,0	83,8	88,9	86,0	83,5	70,9	86,3	83,5	66,7
τ_m	[kN/m ²]	0,14	0,46	2,32	0,04	0,26	7,05 ¹⁾	0,43	0,87	2,32	0,41	0,71	22,7 ¹⁾
λ	[-]	0,94	0,93	0,70	0,93	0,94	0,88	0,94	0,94	0,78	0,96	0,95	0,73
μ	[-]	0,002	0,006	0,037	0,000	0,003	0,079	0,005	0,010	0,033	0,005	0,008	0,342
σ_v	[kN/m ²]	248	249	252	258	262	257	258	254	252	256	245	251
σ_h	[kN/m ²]	234	234	181	243	245	220	247	236	177	247	231	167
τ_m	[kN/m ²]	0,40	0,65	8,22	0,46	0,73	16,1 ¹⁾	0,55	1,39	10,68	0,84	1,97	47,5 ¹⁾
λ	[-]	0,95	0,94	0,72	0,94	0,94	0,86	0,96	0,93	0,70	0,97	0,94	0,67
μ	[-]	0,002	0,003	0,045	0,002	0,003	0,074	0,002	0,006	0,060	0,003	0,009	0,285

¹⁾ Maximalwert des Reibungswiderstandes wurde aufgrund des begrenzten Verschiebungsweges nicht erreicht.

Tabelle A.19: Ergebnisse der Reibungsversuche (Versuchsablaufgruppe B), Teil 7

Rezeptur		SVB-20-375-1,16-497-52,5R-SFA30-MP-Rh8						SVB-22-315-1,16-417-52,5R-SFA30-MP-Rh32					
Schalung		SS						SS					
Sonstiges		Bew.						Bew.					
Zeit nach FM-Zugabe	[min]	20	60	175	15	60	185	18	60	185	15	60	190
Zeit nach Betoneinbau	[min]	0	40	155	0	45	170	0	42	168	0	45	175
σ_v	[kN/m ²]	29,0	30,0	33,0	29,0	31,0	29,0	29,0	27,0	28,0	31,0	28,0	28,0
σ_h	[kN/m ²]	28,1	29,2	23,2	28,0	28,3	19,5	28,8	26,2	18,2	30,4	27,2	16,7
τ_m	[kN/m ²]	0,26	0,39	2,38	0,11	0,34	10,7 ¹⁾	0,03	0,67	1,55	0,11	0,75	23,4 ¹⁾
λ	[-]	0,92	0,97	0,64	0,94	0,96	0,77	0,94	0,95	0,60	0,93	0,99	0,57
μ	[-]	0,009	0,013	0,103	0,004	0,012	0,548	0,001	0,026	0,085	0,004	0,027	1,403
σ_v	[kN/m ²]	93,0	92,0	91,0	92,0	88,0	90,0	91,0	93,0	90,0	91,0	91,0	90,0
σ_h	[kN/m ²]	90,0	89,4	64,0	88,8	80,3	60,7	90,5	90,4	58,5	89,2	88,3	53,8
τ_m	[kN/m ²]	0,21	0,73	4,58	0,25	0,41	26,3 ¹⁾	0,12	0,34	3,89	0,26	1,22	48,3 ¹⁾
λ	[-]	0,97	0,97	0,70	0,97	0,91	0,67	0,99	0,97	0,65	0,98	0,97	0,60
μ	[-]	0,002	0,008	0,072	0,003	0,005	0,434	0,001	0,004	0,066	0,003	0,014	0,899
σ_v	[kN/m ²]	256	258	250	248	262	248	255	253	255	257	260	-
σ_h	[kN/m ²]	252	251	181	241	242	168	252	246	172	251	249	-
τ_m	[kN/m ²]	0,39	0,62	10,82	0,25	0,63	42,1 ¹⁾	0,20	0,56	9,70	0,41	3,02	-
λ	[-]	0,98	0,97	0,73	0,97	0,92	0,68	0,99	0,97	0,68	0,98	0,96	-
μ	[-]	0,002	0,002	0,060	0,001	0,003	0,252	0,001	0,002	0,056	0,002	0,012	-

Rezeptur		RB-1-261-1,30-340						RB-3-321-1,24-430					
Schalung		SS						SS					
Sonstiges		Bew. ²⁾						Bew. ²⁾					
Zeit nach FM-Zugabe	[min]	25	65	125	185	15	60	120	25	60	120	165	
Zeit nach Betoneinbau	[min]	0	40	100	160	0	45	105	0	35	95	140	
σ_v	[kN/m ²]	29,0	28,0	30,0	30,0	30,0	28,0	27,0	31,0	28,0	27,0	29,0	
σ_h	[kN/m ²]	19,6	24,2	22,6	17,5	20,4	23,0	20,4	28,4	26,3	23,6	17,3	
τ_m	[kN/m ²]	0,72	0,45	0,52	1,20	2,76	2,12 ¹⁾	8,02 ¹⁾	0,22	0,25	0,46	0,79	
λ	[-]	0,75	0,95	0,91	0,87	0,78	0,93	0,90	0,89	0,93	0,91	0,76	
μ	[-]	0,037	0,018	0,023	0,069	0,135	0,092	0,392	0,008	0,009	0,019	0,046	
σ_v	[kN/m ²]	93,0	92,0	91,0	90,0	90,0	90,0	90,0	91,0	89,0	90,0	89,0	
σ_h	[kN/m ²]	62,8	79,4	68,6	52,5	61,1	74,0	68,1	83,3	83,7	78,6	53,1	
τ_m	[kN/m ²]	3,25	0,65	2,07	3,07	12,26	13,8 ¹⁾	30,3 ¹⁾	0,11	0,30	1,04	2,30	
λ	[-]	0,68	0,86	0,75	0,58	0,68	0,82	0,76	0,92	0,94	0,87	0,60	
μ	[-]	0,052	0,008	0,030	0,058	0,201	0,187	0,445	0,001	0,004	0,013	0,043	
σ_v	[kN/m ²]	257	252	253	250	260	242	-	266	252	262	254	
σ_h	[kN/m ²]	154	175	145	112	151	149	-	245	233	205	130	
τ_m	[kN/m ²]	20,62	12,00	18,72	17,95	47,6 ¹⁾	47,4 ¹⁾	-	1,23	1,48	6,70	15,42	
λ	[-]	0,60	0,70	0,57	0,45	0,58	0,62	-	0,92	0,93	0,78	0,51	
μ	[-]	0,134	0,068	0,129	0,160	0,315	0,319	-	0,005	0,006	0,033	0,119	

¹⁾ Maximalwert des Reibungswiderstandes wurde aufgrund des begrenzten Verschiebungsweges nicht erreicht.
²⁾ Kurze Vibration an der Schalung von außen 15 min nach Betoneinbau

Tabelle A.20: Ergebnisse der Reibungsversuche (Versuchsablaufgruppe B), Teil 8

Rezeptur		RB-3-321-1,24-430			RB-4-370-1,36-470			RB-5-315-1,20-430					
Schalung		SS			SS			SS					
Sonstiges		Bew. ²⁾			Bew.			Bew.					
Zeit nach FM-Zugabe	[min]	25	60	165	33	97	135	20	60	180	10	55	160
Zeit nach Betoneinbau	[min]	0	35	140	0	66	102	0	40	160	0	45	150
σ_v	[kN/m ²]	28,0	30,0	26,0	28,0	31,0	30,0	29,0	30,0	29,0	31,0	30,0	28,0
σ_h	[kN/m ²]	26,1	28,4	20,4	26,4	28,8	24,2	25,8	28,4	21,5	25,2	25,5	21,4
τ_m	[kN/m ²]	0,78	1,25 ¹⁾	13,0 ¹⁾	0,48	1,91	22,3 ¹⁾	0,19	0,32	0,65	0,79	0,89	9,82 ¹⁾
λ	[-]	0,92	0,94	0,90	0,92	0,91	0,87	0,88	0,97	0,90	0,61	0,76	
μ	[-]	0,030	0,044	0,642	0,018	0,066	0,926	0,007	0,011	0,030	0,032	0,035	0,459
σ_v	[kN/m ²]	89,0	92,0	90,0	96,0	93,0	98,0	92,0	89,0	90,0	91,0	93,0	91,0
σ_h	[kN/m ²]	83,0	87,2	70,5	90,4	86,4	78,9	81,8	84,4	66,9	74,0	79,0	69,5
τ_m	[kN/m ²]	1,73	2,29 ¹⁾	33,6 ¹⁾	1,01	3,76	31,5 ¹⁾	0,21	0,36	2,62	1,23	2,57	29,5 ¹⁾
λ	[-]	0,93	0,95	0,78	0,94	0,93	0,81	0,89	0,95	0,74	0,81	0,85	0,76
μ	[-]	0,021	0,026	0,477	0,011	0,044	0,400	0,003	0,004	0,039	0,017	0,033	0,425
σ_v	[kN/m ²]	252	253	250	260	266	270	265	252	255	250	250	252
σ_h	[kN/m ²]	238	239	159	248	244	206	237	225	144	217	217	159
τ_m	[kN/m ²]	5,23	6,70 ¹⁾	61,8 ¹⁾	1,95	8,29	41,8 ¹⁾	3,09	2,71	18,26	4,52	8,19	55,3 ¹⁾
λ	[-]	0,94	0,95	0,64	0,95	0,92	0,76	0,90	0,89	0,57	0,87	0,87	0,63
μ	[-]	0,022	0,028	0,389	0,008	0,034	0,203	0,013	0,012	0,127	0,021	0,038	0,348

¹⁾ Maximalwert des Reibungswiderstandes wurde aufgrund des begrenzten Verschiebungsweges nicht erreicht.
²⁾ kurze Vibration an der Schalung von außen 15 min nach Betoneinbau

Tabelle A.21: Ergebnisse der Reibungsversuche (Versuchsablaufgruppe B), Teil 9

Reibungsbeiwerte μ				
Versuch (Grundversuch)		SVB-1.1	SVB-1.1 (Dauerlast)	SVB-1.1 (Dauerlast + Bewehrung)
Prüfzeitpunkt	[h]	$t_{A,KB}$	$t_{A,KB}$	$t_{A,KB}$
Vertikalspannung	[kN/m ²]	260	90	90
nach Verschiebung 1 ¹⁾ , vor Erschütterung 1 ²⁾	[-]	0,030	0,050	0,500
nach Erschütterung 1 ¹⁾	[-]	0,009	0,004	0,100
nach Verschiebung 2 ¹⁾ , nach Erschütterung 1 ²⁾	[-]	0,023	0,018	0,450
während Verschiebung 3 + Erschütterung 2, Beginn ³⁾	[-]	0,023	0,018	0,450
während Verschiebung 3 + Erschütterung 2, Ende ³⁾	[-]	0,007	0,009	0,186
¹⁾ Verschiebungsweg 1,5 mm mit 5 mm/min ²⁾ 2 x 7 Pendelschläge ³⁾ Verschiebung mit 5 mm/min und 1 Pendelschlag je Sekunde über 40 s				

Tabelle A.22: Ergebnisse der Reibungsversuche bei Einwirkung von Erschütterungen bei SVB

Reibungsbeiwerte μ												
Versuch (Grundversuch)		RB-1	RB-1 (Bew.)			RB-3	RB-3 (Bew.)			RB-5 (Bew.)		
Prüfzeitpunkt	[h]	0,2	0,2	1,0	$t_{A,KB}$	$t_{A,KB}$	0,2	1,0	$t_{A,KB}$	0,2	1,0	$t_{A,KB}$
Vertikalspannung	[kN/m ²]	260	260	260	90	260	260	260	260	260	260	260
nach Verschiebung 1 ¹⁾ , vor Erschütterung 1 ²⁾	[-]	0,080	0,186	0,190	0,330	0,074	0,021	0,027	0,250	0,018	0,030	0,217
nach Erschütterung 1 ¹⁾	[-]	0,003	0,110	0,150	0,280	0,061	0,007	0,001	0,220	0,005	0,003	0,170
nach Verschiebung 2 ¹⁾ , nach Erschütterung 1 ²⁾	[-]	0,020	-	-	-	-	0,017	-	-	-	-	-
¹⁾ Verschiebungsweg 1,5 mm mit 5 mm/min ²⁾ 2 x 7 Pendelschläge ³⁾ Vibration an Schalungsoberfläche mit Innenvibrator, Dauer 40 s												

Tabelle A.23: Ergebnisse der Reibungsversuche bei Einwirkung von Erschütterungen bei Rüttelbetonen

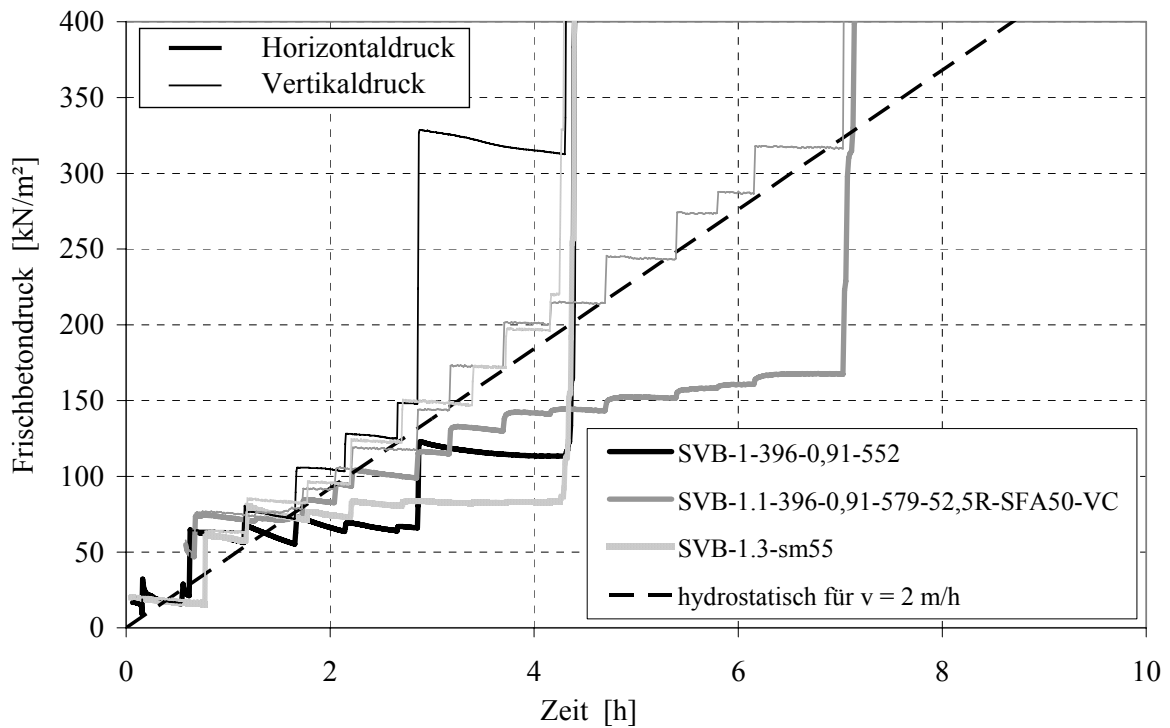


Bild A.9: Messwerte des Horizontal- und Vertikaldrucks, Versuchsreihe 1/2, Ablaufgr. A

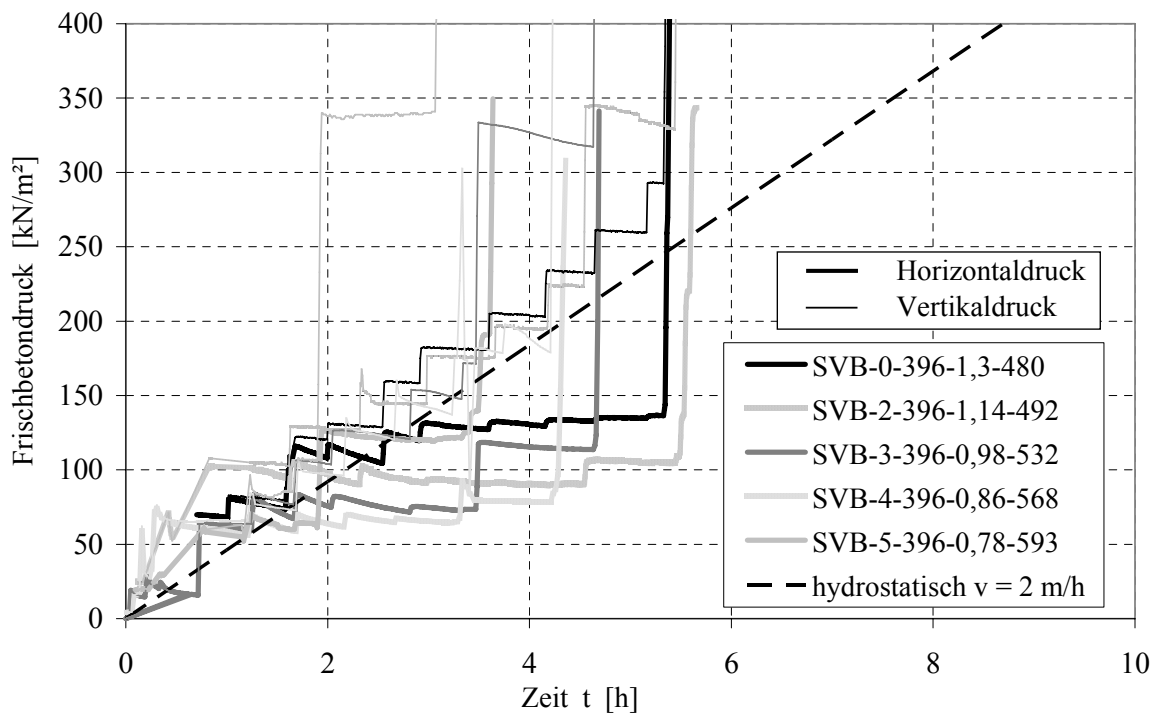


Bild A.10: Messwerte des Horizontal- und Vertikaldrucks, Versuchsreihe 1/3, Ablaufgr. A

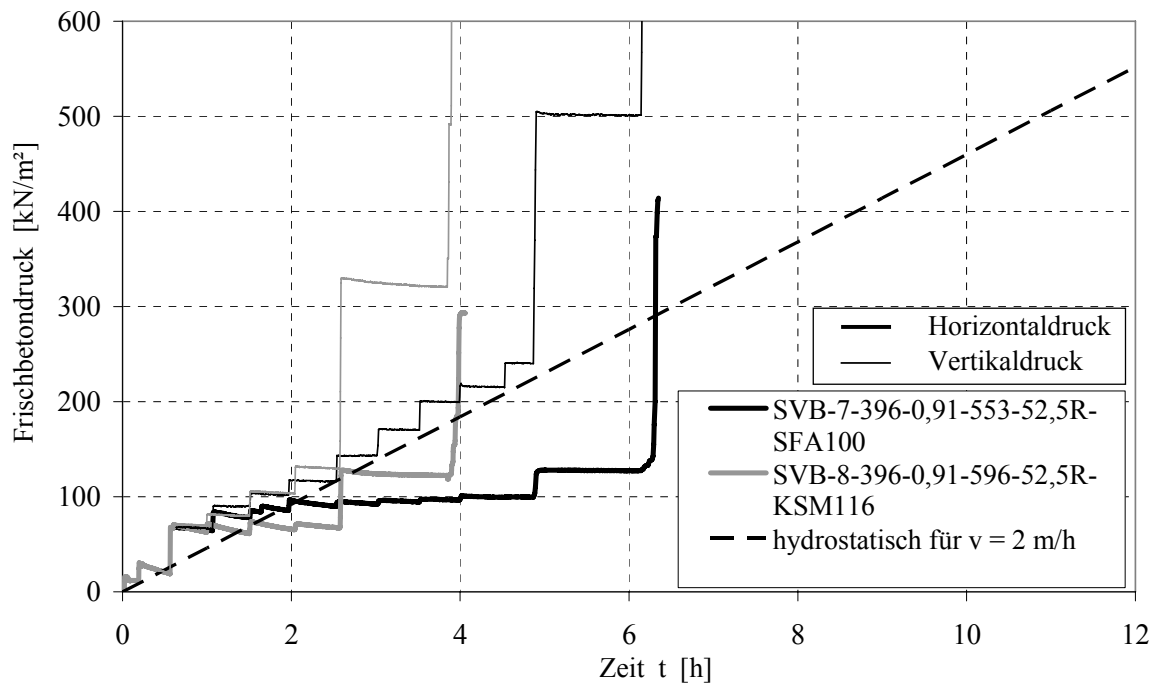


Bild A.11: Messwerte des Horizontal- und Vertikaldrucks, Versuchsreihe 1/4, Ablaufgr. A

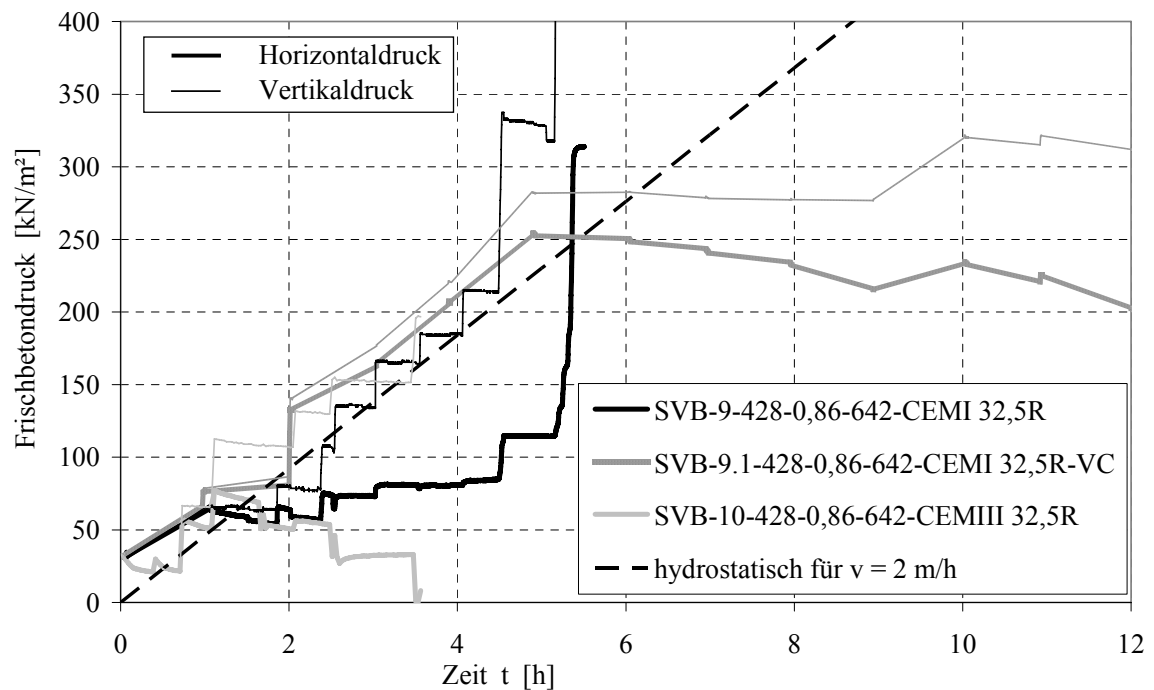


Bild A.12: Messwerte des Horizontal- und Vertikaldrucks, Versuchsreihe 1/5, Ablaufgr. A

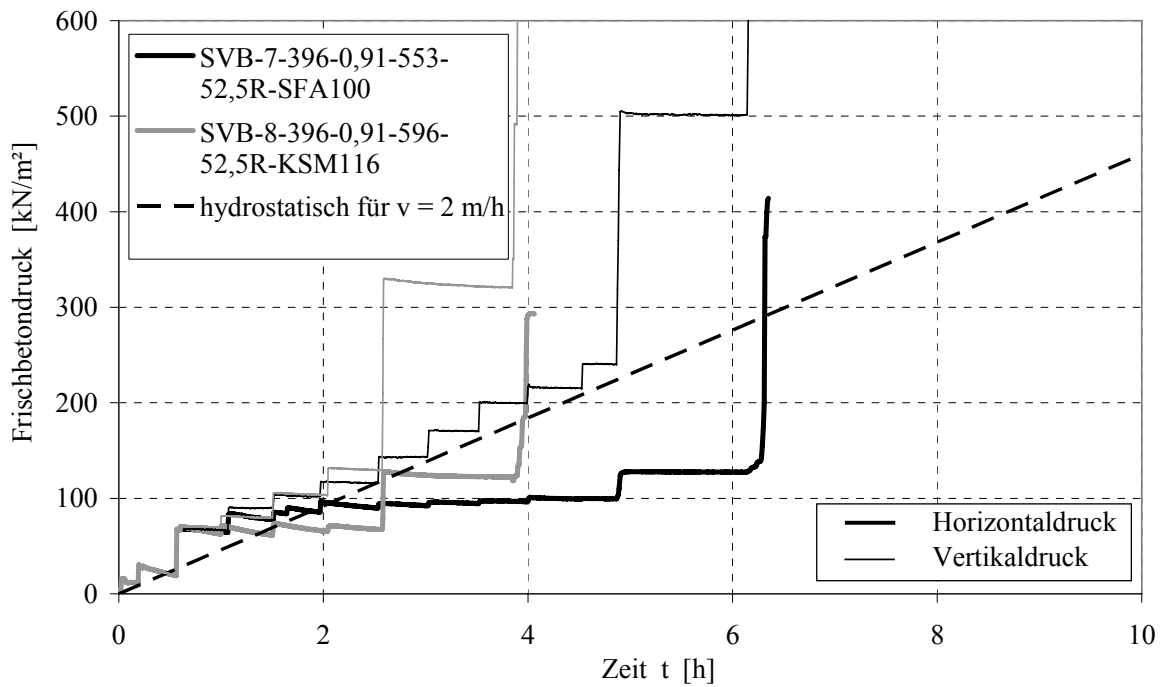


Bild A.13: Messwerte des Horizontal- und Vertikaldrucks, Versuchsreihe 1/6, Ablaufgr. A

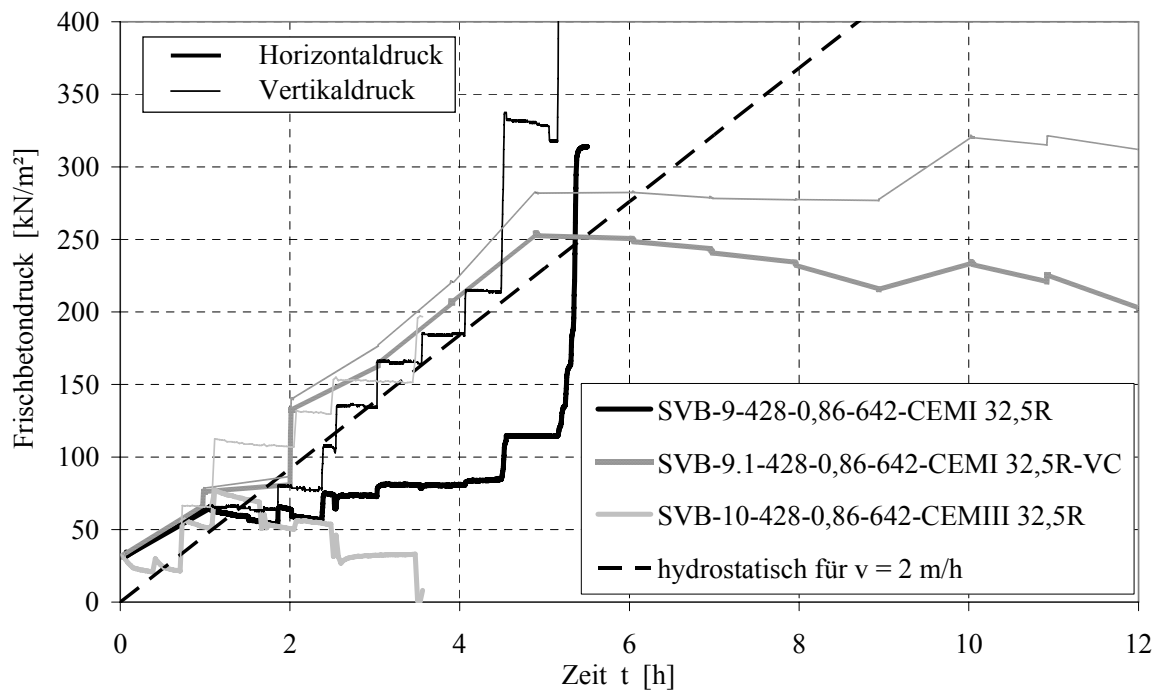


Bild A.14: Messwerte des Horizontal- und Vertikaldrucks, Versuchsreihe 1/7, Ablaufgr. A

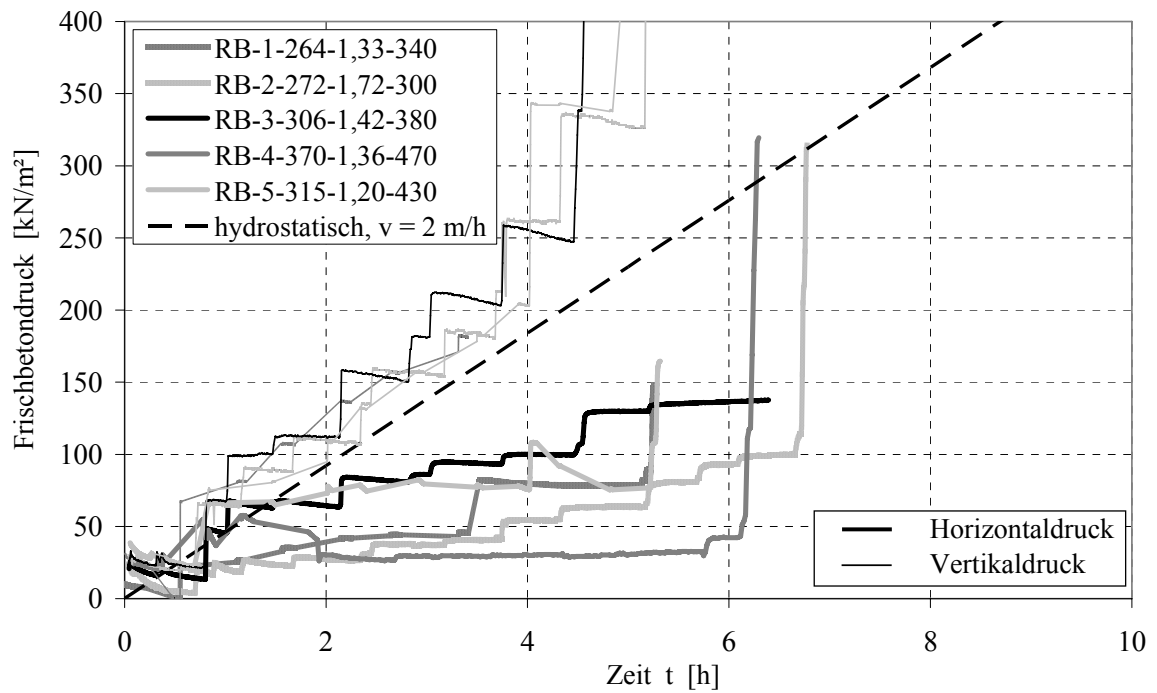


Bild A.15: Messwerte des Horizontal- und Vertikaldrucks, Versuchsreihe 1/8, Ablaufgr. A

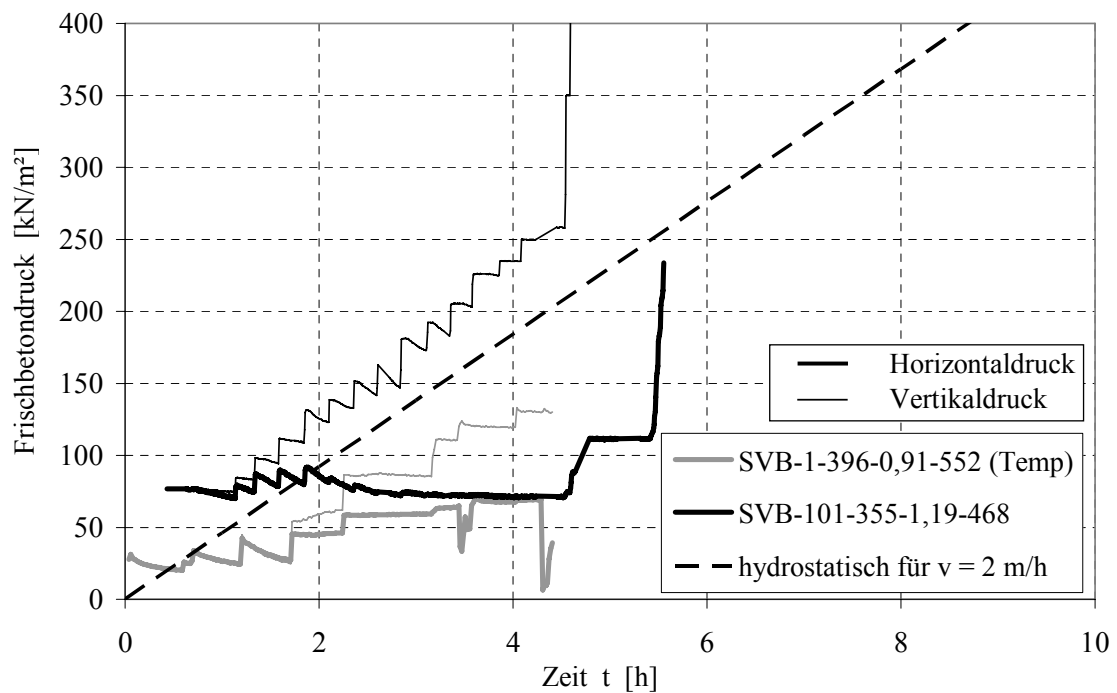


Bild A.16: Messwerte des Horizontal- und Vertikaldrucks, Versuchsreihe 2/1 und 3/1, Ablaufgr. A

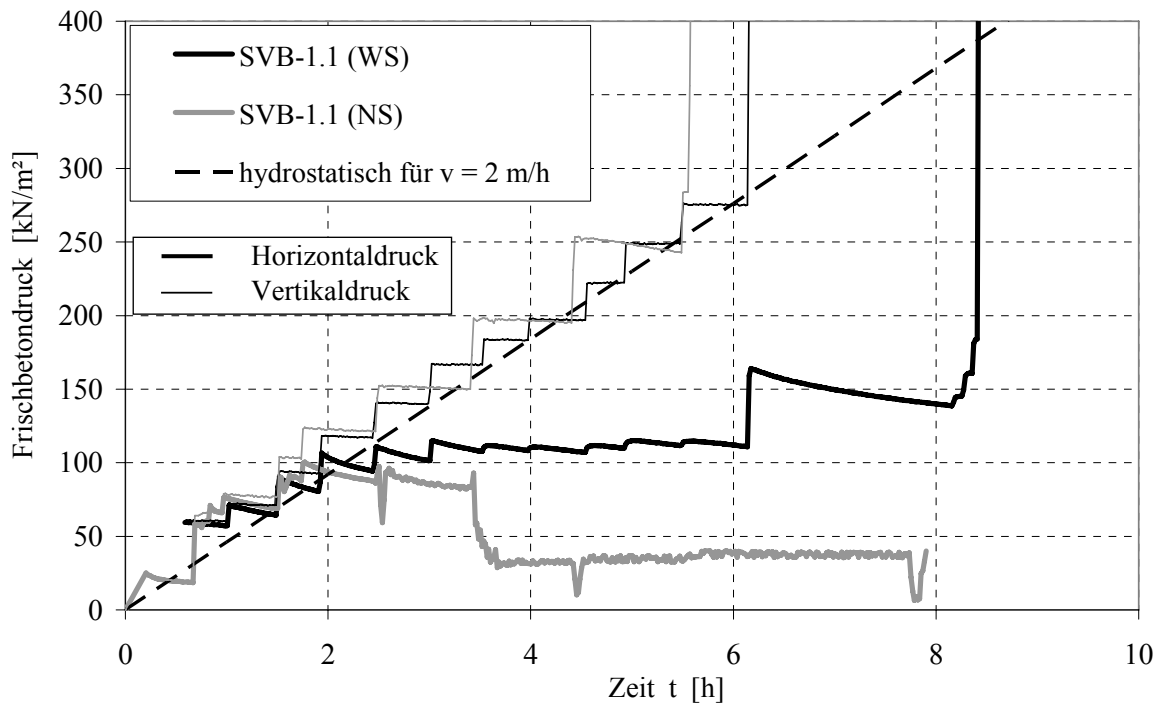


Bild A.17: Messwerte des Horizontal- und Vertikaldrucks, Versuchsreihe 2/2, Ablaufgr. A

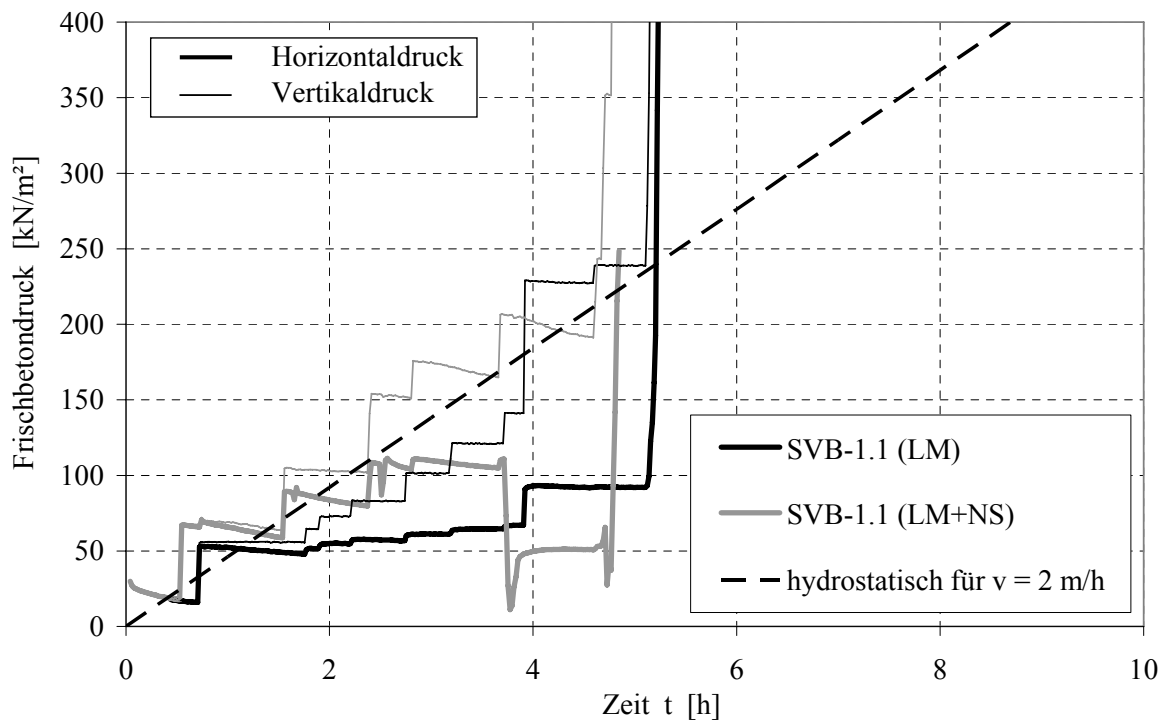


Bild A.18: Messwerte des Horizontal- und Vertikaldrucks, Versuchsreihe 2/3, Ablaufgr. A

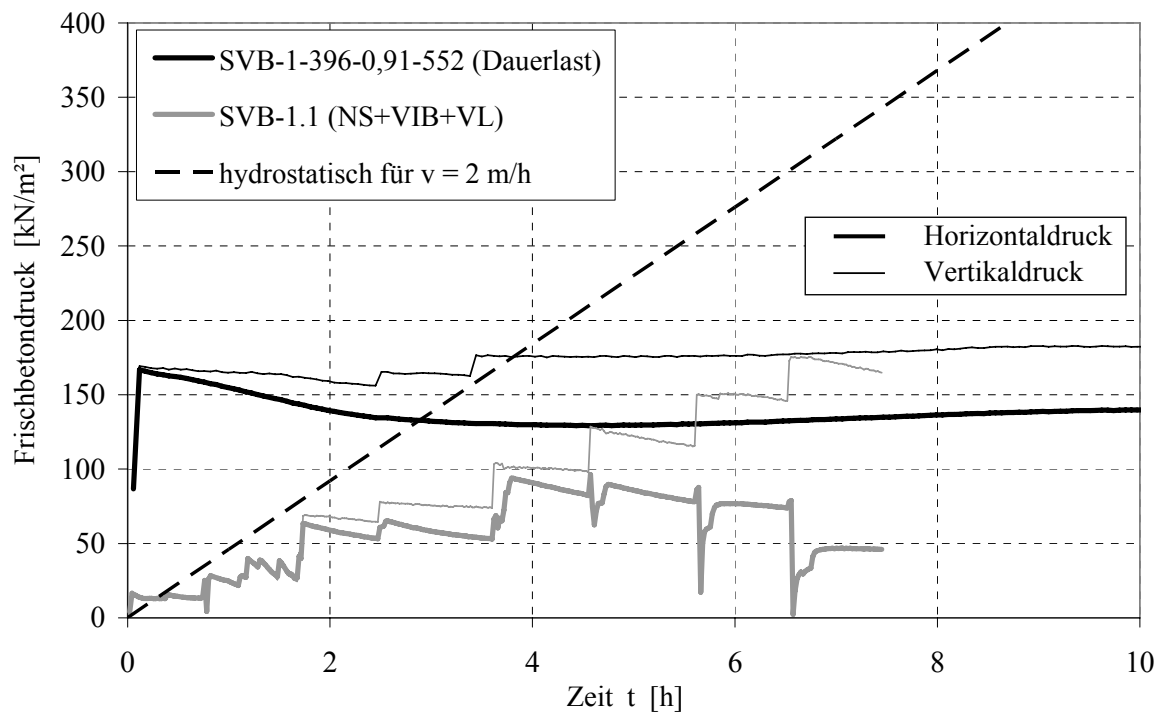


Bild A.19: Messwerte des Horizontal- und Vertikaldrucks, Versuchsreihe 2/7, Ablaufgr. A

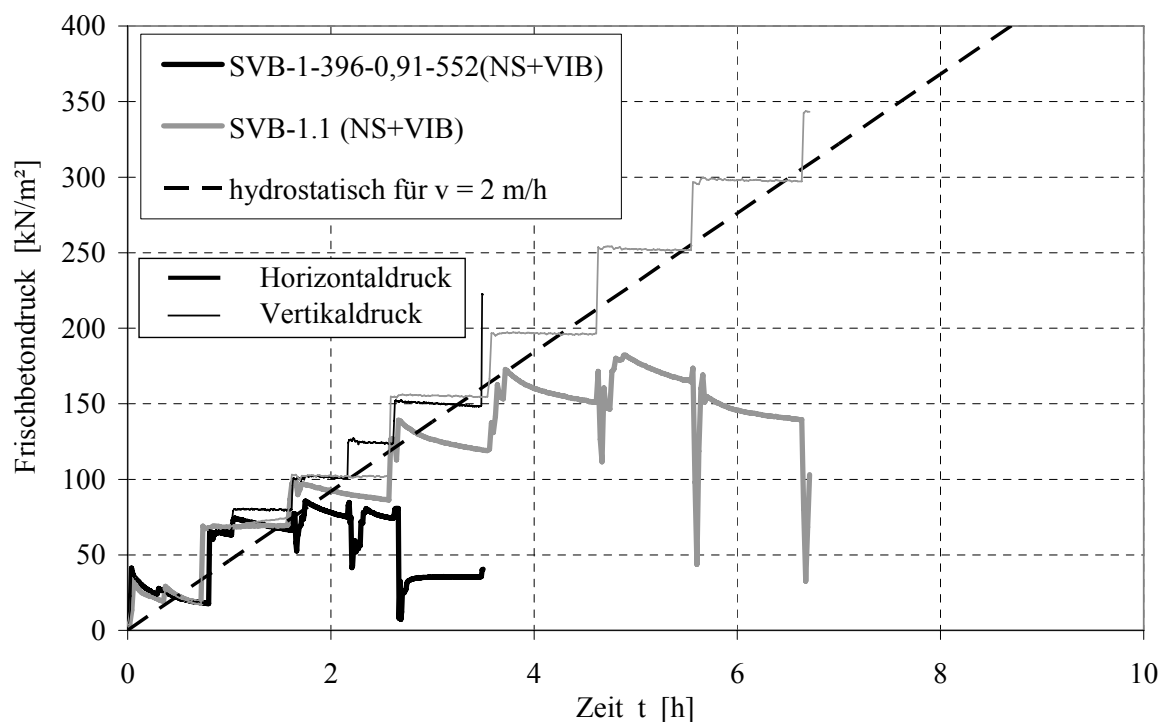


Bild A.20: Messwerte des Horizontal- und Vertikaldrucks, Versuchsreihe 2/8 (a), Ablaufgr. A

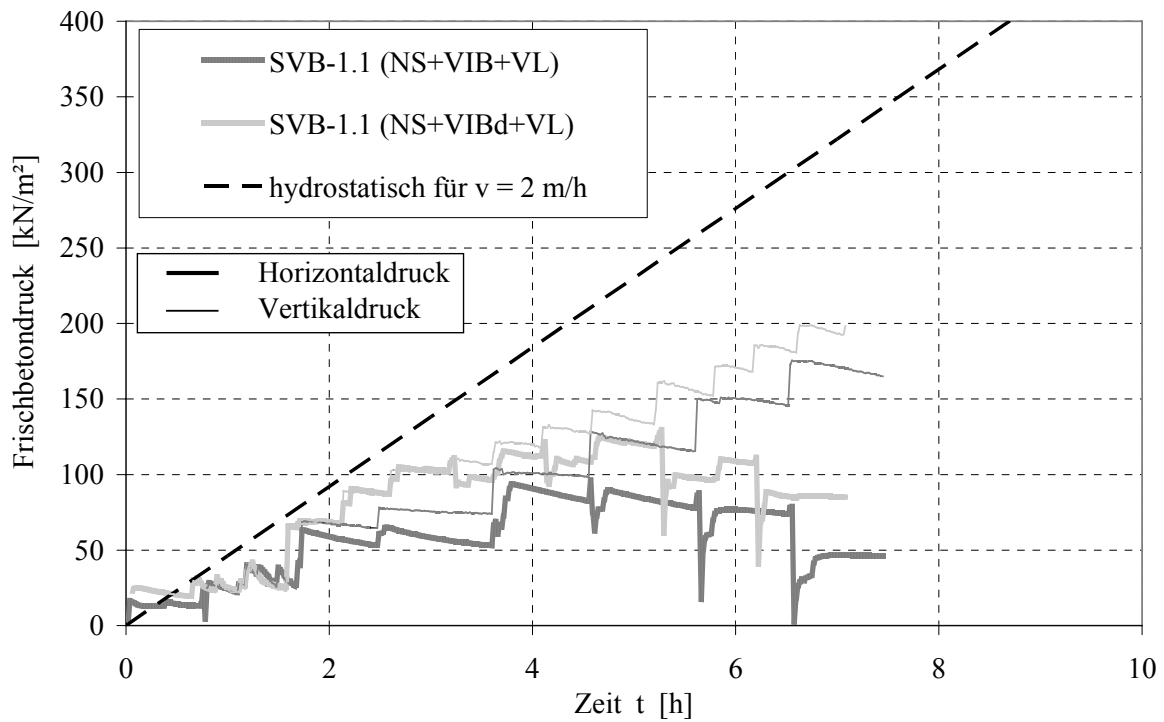


Bild A.21: Messwerte des Horizontal- und Vertikaldrucks, Versuchsreihe 2/8 (b), Ablaufgr. A

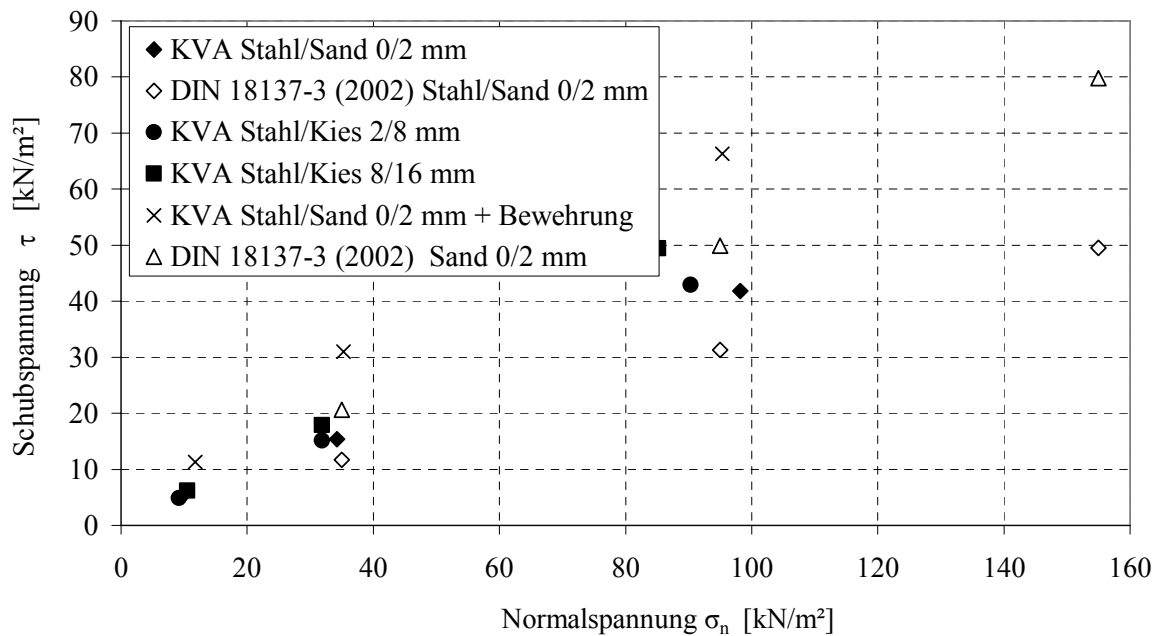


Bild A.22: Schubspannungen und Normalspannungen beim Scherversuch der Korngruppen 0/2 mm, 2/8 mm und 8/16 mm im KVA-Versuch und bei Prüfung nach DIN 18137-3 (2002)

Beton (Bezeichnungen siehe Kap. 4.3.3)	sm	t_V	T_c (Frischbeton)	T_l (Luft)	$a''^{1)}$ bei Erstarrungs- beginn $t_{A,KB}$	$f_c^{2)}$ bei Erstarrungs- ende t_E
	[cm]	[s]	[°C]	[°C]	[cm]	[N/mm ²]
SVB-1/1	74,3	7,8	21,2	19,1	-	3,6
SVB-1/2	62,0	3,3	18,4	15,8	-	3,1
SVB-1/3	71,0	15,7	19,8	15,9	-	4,0
SVB-1/4	75,5	-	21,0	15,6	-	3,1
SVB-2/2	70,0	8,0	20,6	18,6	45,0	3,6
SVB-2/3	66,5	8,4	19,2	19,9	35,0	3,6
SVB-3/1	71,0	7,6	20,7	16,3	43,0	4,2
SVB-3/1w	75,0	7,6	20,7	18,3	46,0	4,4
SVB-3/2	61,5	7,7	22,4	15,0	35,0	6,0
SVB-3/2w	72,0	7,8	21,7	17,3	55,0	-
SVB-3/3	70,5	6,4	20,2	16,2	39,0	4,4
SVB-3/3w	71,5	6,3	22,0	17,9	50,0	4,7
SVB-3/4	71,0	6,1	20,1	16,1	49,0	4,4
SVB-3/5	68,0	6,4	20,3	16,4	41,0	4,9
SVB-3/6	69,5	6,7	20,8	17,5	36,0	5,3
SVB-3/7	72,0	4,4	19,7	18,2	49,0	4,9
SVB-4/1	75,5	5,6	21,2	18,6	49,0	4,4
SVB-4/2	72,0	6,0	20,5	16,3	49,0	4,7
SVB-4/3	70,5	4,8	20,8	18,4	47,0	3,3
SVB-5/1	75,0	5,3	21,2	18,2	47,0	5,1
SVB-5/2	71,5	8,2	21,2	18,7	39,0	4,4
SVB-5/3	73,0	4,4	20,4	18,1	56,0	4,9
SVB-5/4	70,5	4,8	20,4	17,5	57,0	4,7
SVB-6/2	72,0	3,8	23,0	18,6	50,0	4,9
SVB-6/3	74,5	6,1	21,9	18,3	59,0	4,0
SVB-6/4	75,0	6,6	19,6	18,2	51,0	4,4
SVB-7/1	73,5	4,5	12,9	17,9	36,0	6,0
SVB-7/2	70,0	4,5	12,7	17,9	-	-
SVB-7/3	61,0	5,8	12,4	17,8	23,0	3,1
SVB-7/4	100,0	-	10,3	18,8	40,0	3,3
SVB-7/5	72,0	7,4	14,0	19,3	26,0	7,5
SVB-7/6	73,5	4,3	12,4	0,0	31,0	3,8
SVB-8/1	68,5	7,4	37,0	20,5	58,0	4,0
SVB-8/2	67,0	5,3	36,6	19,4	59,0	7,5
SVB-8/3	68,0	6,1	33,3	19,2	52,5	6,2
SVB-8/4	69,5	8,0	34,2	19,2	46,0	3,1
SVB-8/5	64,0	7,7	34,8	19,3	45,0	3,8
SVB-8/6	69,0	3,9	33,4	19,2	45,0	5,3
SVB-9/1	73,0	4,5	21,1	16,2	56,0	5,3
SVB-9/2	67,0	2,2	21,3	17,9	46,0	4,0
SVB-9/3	90,0	12,7	22,7	18,2	-	4,4
SVB-9/4	81,0	60,0	23,6	18,2	54,0	4,9
RB-10	51,5	-	20,6	17,0	39,0	3,1

¹⁾ Ausbreitmaß nach DIN EN 12350-5 (2000), Einfüllen des Betons in den Kegelstumpf bereits kurz nach Mischungsende, ²⁾ Betondruckfestigkeit am Würfel mit 150 mm Kantenlänge

Tabelle A.24: Frischbetoneigenschaften der Betone aus den Versuchen zum Erstarrungsverhalten, Versuchsgruppe 4-4

Beton (Schlüssel für Bezeichnungen siehe Kap. 4.3.3; Änderungen zur Referenzmischung fett markiert)	Erstarrungsbeginn [h]			
	DIN 408-2 (Vicat)	Humm- Sonde	ASTM C 403	Knet- beutel- verf.
SVB-1/1-367-0,97-525-52,5R-SFA50-MP-Rh16-20	5,9	2,3	6,3	3,0
SVB-1/2-367- 1,16-477-52,5R -SFA50-MP-Rh16-20	6,5	4,4	8,6	3,5
SVB-1/3-367- 0,77-582-52,5R -SFA50-MP-Rh16-20	3,5	2,1	4,0	1,7
SVB-1/4-367- 0,58-653-52,5R -SFA50-MP-Rh16-20	4,4	1,5	4,9	1,5
SVB-2/2-367- 0,79-565-CEM I -SFA50-MP-Rh16-20	5,1	3,8	6,6	3,3
SVB-2/3-367- 0,79-565-CEM III -SFA50-MP-Rh16-20	5,5	3,7	6,7	2,6
SVB-3/1-367-0,97-525-52,5R-SFA50-MP-Rh16-20	5,1	3,0	5,3	2,6
SVB-3/1w-367-0,97-525-52,5R-SFA50-MP-Rh16-20	3,8	2,8	4,6	1,9
SVB-3/2-367-0,97- 578-52,5R-SFA0 -MP-Rh16-20	2,4	1,8	3,2	0,9
SVB-3/2w-367-0,97- 578-52,5R-SFA0 -MP-Rh16-20	3,2	2,2	3,8	1,8
SVB-3/3-367-0,97- 545-52,5R-SFA25 -MP-Rh16-20	4,1	2,6	4,6	2,3
SVB-3/3w-367-0,97- 545-52,5R-SFA25 -MP-Rh16-20	3,8	2,2	4,0	1,9
SVB-3/4-367-0,97- 511-52,5R-SFA75 -MP-Rh16-20	5,3	3,0	6,3	2,4
SVB-3/5-367-0,97- 554-52,5R-KSM50 -MP-Rh16-20	2,9	1,9	4,3	1,9
SVB-3/6-367-0,97- 564-52,5R-KSM25 -MP-Rh16-20	2,8	2,3	4,2	1,9
SVB-3/7-367-0,97- 501-52,5R-SFA100 -MP-Rh16-20	5,5	3,5	7,0	3,5
SVB-4/1-367-0,97-525-52,5R-SFA50-MP-Rh16-20	4,9	3,4	6,3	3,4
SVB-4/2-367-0,97-525-52,5R-SFA50- ACE -Rh16-20	5,7	3,9	6,3	3,4
SVB-4/3-367-0,97-525-52,5R-SFA50- VC -Rh16-20	8,8	6,1	10,1	5,9
SVB-5/1-367-0,97-525-52,5R-SFA50-MP-Rh16-20	4,9	2,4	5,3	2,4
SVB-5/2- 332-0,97-474-52,5R-SFA50 -MP-Rh16-20	4,1	2,5	4,8	2,4
SVB-5/3- 401-0,97-573-52,5R-SFA50 -MP-Rh16-20	5,1	2,8	5,3	2,3
SVB-5/4- 436-0,97-623-52,5R-SFA50 -MP-Rh16-20	5,2	3,1	5,7	2,4
SVB-6/2- 600-0,97-857-52,5R-SFA50-MP-Rh2-20	4,6	2,9	4,3	2,5
SVB-6/3- 401-0,97-573-52,5R-SFA50-MP-Rh8-20	4,7	3,2	5,3	2,8
SVB-6/4- 401-0,97-573-52,5R-SFA50-MP-Rh32-20	5,6	3,0	6,0	2,5
SVB-7/1-367-0,97-525-52,5R-SFA50-MP-Rh16- 10	8,0	6,5	8,1	-
SVB-7/2-367-0,97-525-52,5R-SFA50- VC -Rh16- 10	11,7	-	13,9	9,2
SVB-7/3- 401-0,88-588-CEM I -SFA50-MP-Rh16- 10	10,6	6,0	10,9	4,8
SVB-7/4- 401-0,88-600-CEM III -SFA50-MP-Rh16- 10	17,7	-	18,4	8,2
SVB-7/5-367-0,97- 578-52,5R-SFA0 -MP-Rh16- 10	5,0	-	4,8	-
SVB-7/6-367-0,97- 501-52,5R-SFA100 -MP-Rh16- 10	8,4	-	10,1	6,2
SVB-8/1-367-0,97-525-52,5R-SFA50-MP-Rh16- 30	3,2	2,1	3,4	1,8
SVB-8/2-367-0,97-525-52,5R-SFA50- VC -Rh16- 30	5,2	4,2	5,7	2,7
SVB-8/3- 401-0,88-588-CEM I -SFA50-MP-Rh16- 30	4,5	2,9	4,7	1,9
SVB-8/4- 401-0,88-600-CEM III -SFA50-MP-Rh16- 30	4,1	2,7	5,1	1,6
SVB-8/5-367-0,97- 578-52,5R-SFA0 -MP-Rh16- 30	2,7	1,7	2,9	1,6
SVB-8/6-367-0,97- 501-52,5R-SFA100 -MP-Rh16- 30	4,0	3,0	5,0	3,0
SVB-9/1- 401-0,97-573-52,5R-SFA50 -MP-Rh16-20	5,4	3,0	5,1	2,5
SVB-9/2- 401-1,17-521-52,5R-SFA50 -MP-Rh16-20	5,4	4,0	5,9	3,0
SVB-9/3- 401-0,77-637-52,5R-SFA50 -MP-Rh16-20	4,7	-	4,6	2,2
SVB-9/4- 401-0,58-713-52,5R-SFA50 -MP-Rh16-20	2,8	1,4	2,7	-
RB-10- Rüttelbeton (F4)	4,8	2,8	5,5	1,8

Tabelle A.25: Erstarrungsbeginn der Betone aus Versuchsgruppe 4-4

Beton (Schlüssel für Bezeichnungen siehe Kap. 4.3.3; Änderungen zur Referenzmischung fett markiert)	Erstarrungsende [h]			
	DIN 408-2 (Vicat)	Humm- Sonde	ASTM C 403	Knet- beutel- verf.
SVB-1/1-367-0,97-525-52,5R-SFA50-MP-Rh16-20	7,3	6,1	8,3	5,9
SVB-1/2-367- 1,16-477-52,5R -SFA50-MP-Rh16-20	8,8	5,1	10,2	7,8
SVB-1/3-367- 0,77-582-52,5R -SFA50-MP-Rh16-20	4,1	3,5	6,1	2,7
SVB-1/4-367- 0,58-653-52,5R -SFA50-MP-Rh16-20	5,5	3,3	7,5	4,3
SVB-2/2-367- 0,79-565-CEM I -SFA50-MP-Rh16-20	7,5	5,3	9,0	5,3
SVB-2/3-367- 0,79-565-CEM III -SFA50-MP-Rh16-20	8,4	5,9	9,2	6,4
SVB-3/1-367-0,97-525-52,5R-SFA50-MP-Rh16-20	6,5	4,3	6,9	5,1
SVB-3/1w-367-0,97-525-52,5R-SFA50-MP-Rh16-20	6,0	4,2	6,2	3,7
SVB-3/2-367-0,97- 578-52,5R-SFA0 -MP-Rh16-20	4,3	2,7	4,5	2,9
SVB-3/2w-367-0,97- 578-52,5R-SFA0 -MP-Rh16-20	4,3	3,8	5,2	2,8
SVB-3/3-367-0,97- 545-52,5R-SFA25 -MP-Rh16-20	5,5	3,8	6,1	4,8
SVB-3/3w-367-0,97- 545-52,5R-SFA25 -MP-Rh16-20	4,9	3,4	5,0	3,4
SVB-3/4-367-0,97- 511-52,5R-SFA75 -MP-Rh16-20	7,4	4,4	8,2	5,4
SVB-3/5-367-0,97- 554-52,5R-KSM50 -MP-Rh16-20	5,4	3,4	6,0	3,9
SVB-3/6-367-0,97- 564-52,5R-KSM25 -MP-Rh16-20	4,8	3,1	5,6	3,4
SVB-3/7-367-0,97- 501-52,5R-SFA100 -MP-Rh16-20	8,3	6,5	9,3	6,5
SVB-4/1-367-0,97-525-52,5R-SFA50-MP-Rh16-20	7,4	5,9	8,3	5,9
SVB-4/2-367-0,97-525-52,5R-SFA50- ACE -Rh16-20	7,9	6,9	8,5	5,4
SVB-4/3-367-0,97-525-52,5R-SFA50- VC -Rh16-20	10,9	8,9	12,3	9,4
SVB-5/1-367-0,97-525-52,5R-SFA50-MP-Rh16-20	6,9	4,4	7,2	4,4
SVB-5/2- 332-0,97-474-52,5R -SFA50-MP-Rh16-20	6,1	3,7	6,3	3,9
SVB-5/3- 401-0,97-573-52,5R -SFA50-MP-Rh16-20	6,8	4,3	7,1	5,3
SVB-5/4- 436-0,97-623-52,5R -SFA50-MP-Rh16-20	7,0	4,9	7,2	5,4
SVB-6/2- 600-0,97-857-52,5R -SFA50-MP- Rh2-20	5,9	5,0	6,0	5,0
SVB-6/3- 401-0,97-573-52,5R -SFA50-MP- Rh8-20	6,1	4,8	7,2	4,8
SVB-6/4- 401-0,97-573-52,5R -SFA50-MP- Rh32-20	7,0	5,3	7,9	5,2
SVB-7/1-367-0,97-525-52,5R-SFA50-MP-Rh16- 10	10,3	10,2	11,1	7,8
SVB-7/2-367-0,97-525-52,5R-SFA50- VC -Rh16- 10	17,2	12,7	18,6	12,7
SVB-7/3- 401-0,88-588-CEM I -SFA50-MP-Rh16- 10	12,6	9,2	14,4	9,0
SVB-7/4- 401-0,88-600-CEM III -SFA50-MP-Rh16- 10	21,9	17,7	26,1	13,9
SVB-7/5-367-0,97- 578-52,5R-SFA0 -MP-Rh16- 10	6,4	3,7	6,8	4,0
SVB-7/6-367-0,97- 501-52,5R-SFA100 -MP-Rh16- 10	10,4	10,7	13,6	8,7
SVB-8/1-367-0,97-525-52,5R-SFA50-MP-Rh16- 30	4,1	3,5	4,2	2,9
SVB-8/2-367-0,97-525-52,5R-SFA50- VC -Rh16- 30	6,1	5,4	6,9	5,4
SVB-8/3- 401-0,88-588-CEM I -SFA50-MP-Rh16- 30	5,5	4,4	5,9	3,9
SVB-8/4- 401-0,88-600-CEM III -SFA50-MP-Rh16- 30	5,7	5,5	7,5	4,2
SVB-8/5-367-0,97- 578-52,5R-SFA0 -MP-Rh16- 30	3,3	2,4	3,6	2,6
SVB-8/6-367-0,97- 501-52,5R-SFA100 -MP-Rh16- 30	5,3	4,7	6,7	4,2
SVB-9/1- 401-0,97-573-52,5R -SFA50-MP-Rh16-20	6,0	5,5	6,7	5,0
SVB-9/2- 401-1,17-521-52,5R -SFA50-MP-Rh16-20	6,6	4,5	7,7	5,5
SVB-9/3- 401-0,77-637-52,5R -SFA50-MP-Rh16-20	6,1	5,5	6,3	5,0
SVB-9/4- 401-0,58-713-52,5R -SFA50-MP-Rh16-20	3,9	2,1	4,7	2,1
RB-10-Rüttelbeton (F4)	5,6	4,5	7,3	3,3

Tabelle A.26: Erstarrungsende der Betone aus Versuchsgruppe 4-4

ANHANG D

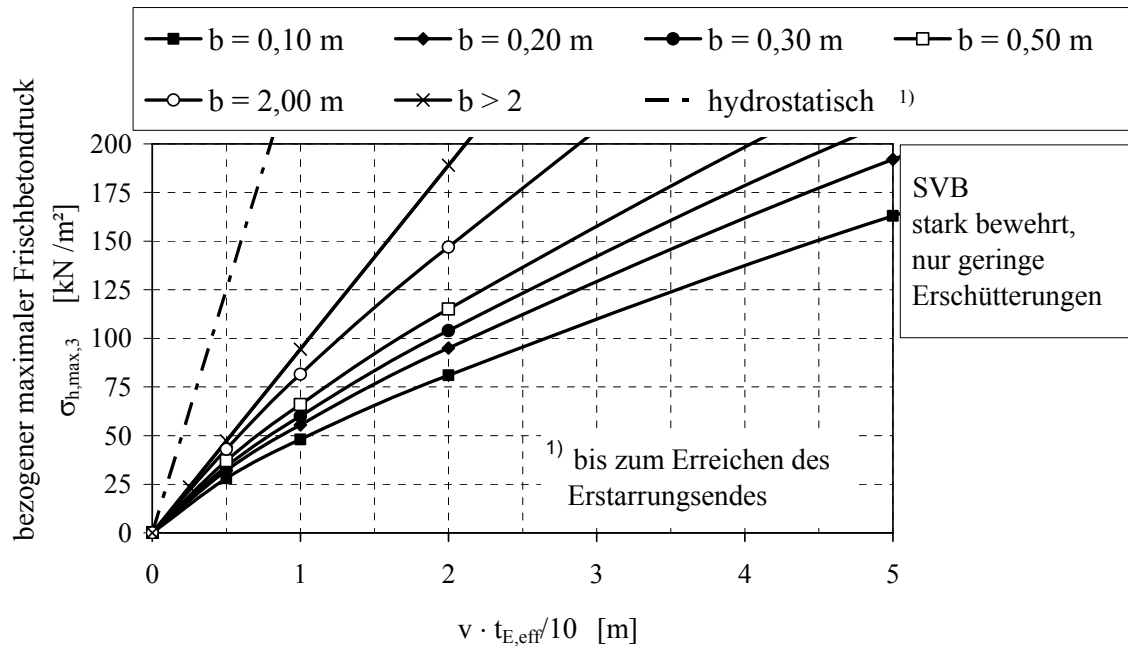


Bild A.23: Rechnerischer maximaler Frischbetondruck $\sigma_{h,max,3}$ in Abhängigkeit von der Steiggeschwindigkeit v , des Erstarrungsendes $t_{E,eff}$ und der Schalungsbreite b für stark bewehrte Bauteile

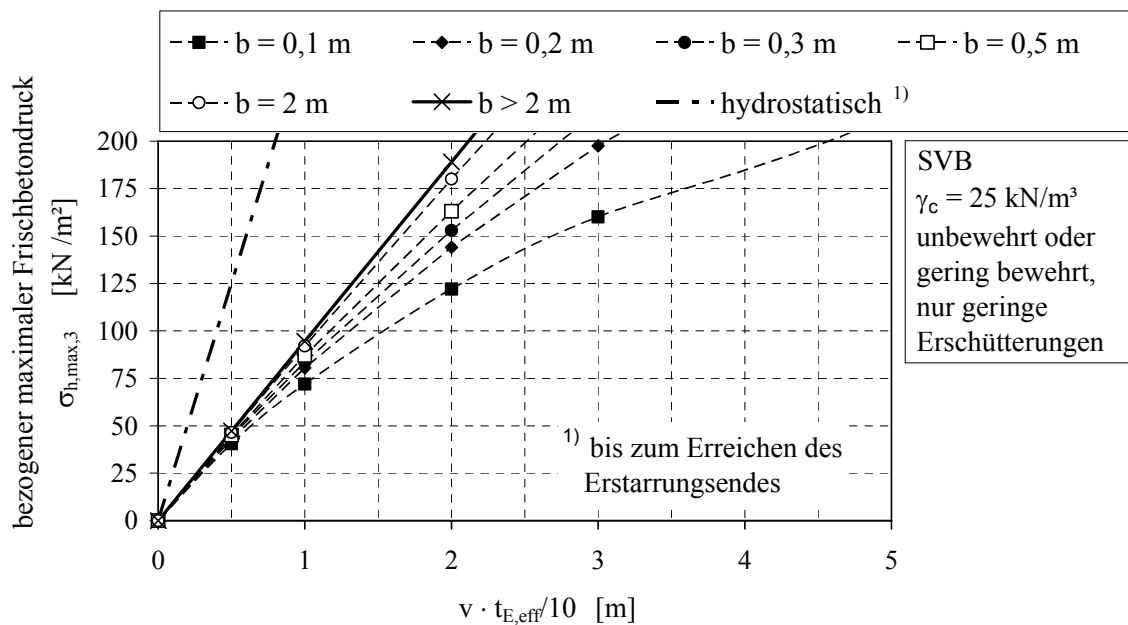


Bild A.24: Rechnerischer maximaler Frischbetondruck $\sigma_{h,max,3}$ in Abhängigkeit von der Steiggeschwindigkeit v , des Erstarrungsendes $t_{E,eff}$ und der Schalungsbreite b für unbewehrte bzw. gering bewehrte Bauteile

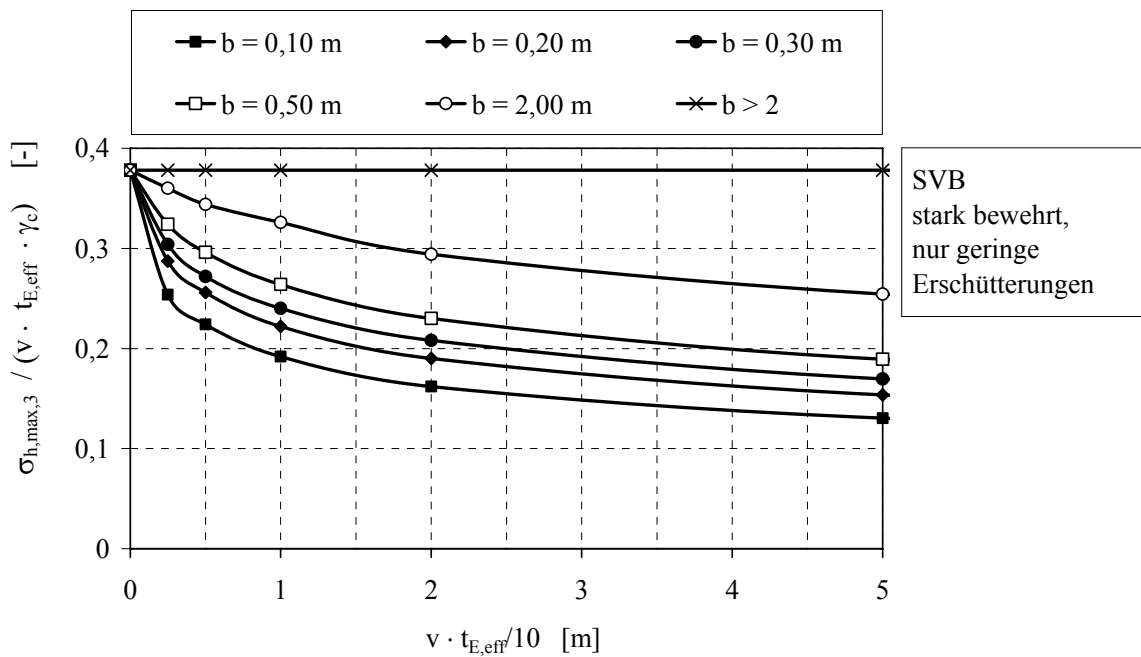


Bild A.25: Bezogener rechnerischer maximaler Frischbetondruck $\bar{\lambda}_{tot,E} = \sigma_{h,max,3} / (v \cdot t_{E,eff} \cdot \gamma_c)$ in Abhängigkeit von der Steiggeschwindigkeit v , des Erstarrungsendes $t_{E,eff}$ und der Schalungsbreite b für stark bewehrte Bauteile

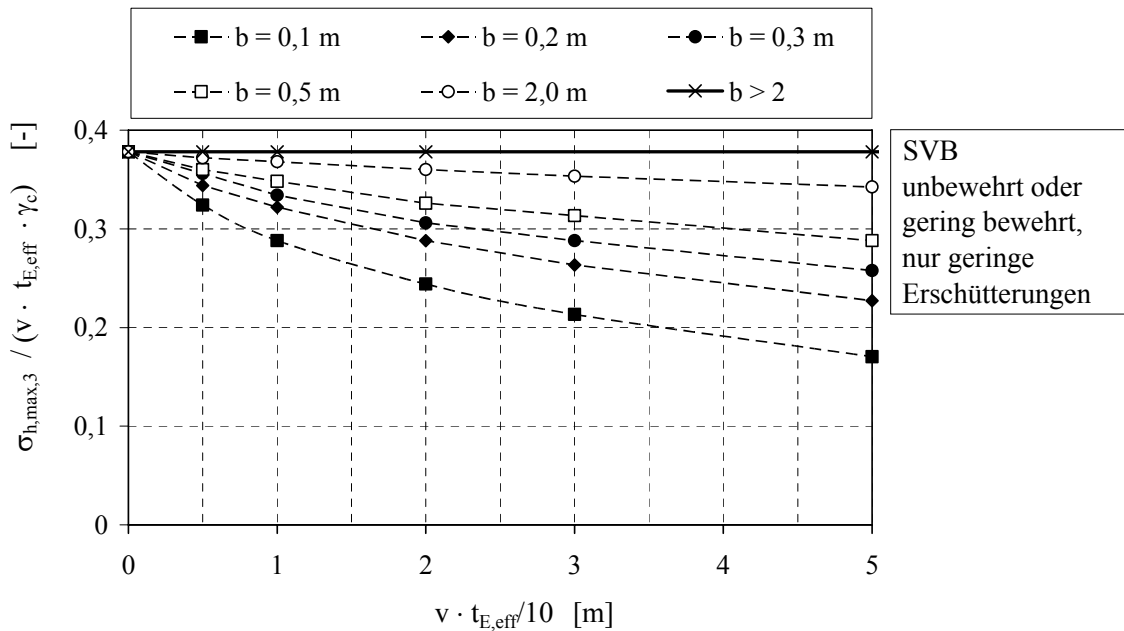


Bild A.26: Bezogener rechnerischer maximaler Frischbetondruck $\bar{\lambda}_{tot,E} = \sigma_{h,max,3} / (v \cdot t_{E,eff} \cdot \gamma_c)$ in Abhängigkeit von der Steiggeschwindigkeit v , des Erstarrungsendes $t_{E,eff}$ und der Schalungsbreite b für unbewehrte bzw. gering bewehrte Bauteile