

**Charakteristik und Modellbildung  
des Verbundtragverhaltens von  
einlagigen Rundlitzenseilen in Beton**

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

vorgelegt von

Dipl.-Ing. Frank Wille  
aus Herzberg/E.

Gutachter: Prof. Dr.-Ing. Ralf Avak  
Prof. Dr.-Ing. Karl Raboldt  
Prof. Dr.-Ing. Josef Hegger

Tag der Disputation: 14. Juli 2004



## Kurzfassung

Die vorliegende Arbeit beschreibt das Verbundverhalten von einbetonierten einlagigen Rundlitzenseilen 6 x 19 Standard. Verschiedene einflussnehmende Größen, wie z.B. die Betondruckfestigkeit und der Seildurchmesser werden berücksichtigt. Es erfolgt eine Modellbildung des Verbundwerkstoffs Betondrahtseil mit entsprechender Charakterisierung der Materialeigenschaften. Das Modell des Verbundes zwischen Drahtseil und Beton wird durch die Definition einer Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung gegeben. Die näherungsweise Erfassung des Verlaufs der Verbundspannungen über die Einbettungslänge ist somit möglich.

Den Ausgangspunkt der Betrachtungen zum Verbund einbetonierter Drahtseile bilden die Kenntnisse zu reinen Drahtseilen und dem bekannten Verbundverhalten konventioneller Bewehrungsarten. Der Stand des Wissens wird aufbereitet und auf die vorliegenden Gegebenheiten angewendet. Hierbei werden für die Modellbildung nicht nur Angaben zur Geometrie von reinen Stahlseilen verwendet, sondern auch Ähnlichkeiten des Verbundverhaltens von Spannstahlitzen genutzt.

Die Grundlage für die vorgestellten Modellbildungen stellen experimentelle Untersuchungen von einbetonierten Drahtseilen dar. Unter Einbeziehung der Einflussparameter Betondruckfestigkeit, Seildurchmesser und Verbundlänge wurde mit Hilfe von Ausziehversuchen das globale Verbundverhalten studiert. Hierzu ist unter Berücksichtigung der besonderen Eigenschaften der Drahtseile, wie z.B. die verdrehte Oberflächenstruktur, ein modifizierter RILEM-Pull-Out Test entwickelt worden. Die Ergebnisse einer zweiten Versuchsreihe zeigen das bisher unbekannt Verhalten des betondurchdrungenen Drahtseils. Die Erfassung des Dehnverhaltens des Seils innerhalb der Einbettungslänge ist somit prinzipiell möglich.

Die anschließende Modellbildung beschreibt das Verbundverhalten durch eine funktionale Definition der Verbundspannungs-Verschiebungs-Beziehung unter Einbeziehung der Einflussparameter Betondruckfestigkeit und Seilgeometrie. Das nichtlineare Materialverhalten der einbetonierten Drahtseile wurde durch die Entwicklung einer Gleichung zur Bestimmung des Tangentenseilelastizitätsmoduls berücksichtigt. Hiermit ist die Möglichkeit geschaffen, das Verbundverhalten über eine bestimmte Einbettungslänge mit Hilfe einer adaptierten Differentialgleichung des verschieblichen Verbundes und der Methode der Finiten Elemente auszuwerten.

Modellrechnungen ermöglichen den Einblick in den Verlauf der Verschiebungen und Spannungen innerhalb der Verbundlänge. Es werden Vergleichsrechnungen zwischen der numerischen Analyse auf Grundlage der entwickelten Ansätze der Modellbildung und den experimentellen Ergebnissen durchgeführt. Das Einschätzen der vorgestellten Modelle wird somit möglich. Es zeigen sich gute Übereinstimmungen zwischen Modell und Messergebnissen.



## Abstract

This work describes the bond behaviour of one-layered in concrete embedded round strand ropes 6 x 19 Standard. It includes the influence of parameters such as concrete strength and rope diameter. Additionally, the new composite material “concrete wire rope” is modelled by its material properties. This is done using the bond stress-slip relation between wire ropes and concrete. Consequently, the bond stress can be approximated along the embedded length of wire ropes.

The investigation on the bond of steel wire ropes with concrete is based on already available knowledge about pure steel wire ropes and the bond behaviour of conventional types of reinforcement. The state-of-the-art is analysed and adapted to the present situation. This is done using geometry specifications of pure wire ropes. Also, the affinity of the bond behaviour of reinforcing steel bar and prestressing strands are used to develop a new material model.

The basis of the model are experimental investigations of the behaviour of steel wire ropes embedded in concrete. The global bond behaviour was analysed by RILEM-Pull-Out tests. The tests analysed the influence of concrete strength, rope geometry and bond length. To account for the special properties of the ropes (like torque of strands), the usual setup was thereby modified. Another testing series showed the material behaviour of the concrete penetrated wire rope. Based on these tests, it is possible to describe the strain behaviour of the rope along its embedded length.

In a next step, a model was developed. It describes the bond behaviour as a function of the bond stress-slip relation. This function depends on the concrete strength and the rope geometry. The nonlinear material behaviour of the “concrete wire rope” is realized by an equation defining its tangent modulus of elasticity. Furthermore, in case of low stresses, a specified secant modulus of the “concrete wire rope“ can be used. Thus, it is possible to calculate and analyse the bond behaviour along a defined embedded length by adapted differential equations and, therefore, by the method of finite elements.

Some sample calculations give insight into the relationship of slips and stresses over the bond length.

Experiments and analytical calculations lead to close and very close results.



# Vorwort

Die vorliegende Dissertation entstand während meiner Tätigkeit als wissenschaftlicher Mitarbeiter am Lehrstuhl für Massivbau der Brandenburgischen Technischen Universität Cottbus. Die Arbeit beschäftigt sich mit der Charakteristik des Verbundtragverhaltens von einlagigen Rundlitzenseilen in Beton.

Herrn Prof. Dr.-Ing. Ralf Avak, Leiter des Lehrstuhls für Massivbau an der Brandenburgischen Technischen Universität Cottbus gilt mein besonderer Dank für die Betreuung und Förderung der Arbeit sowie die in jeder Hinsicht gewährte Unterstützung.

In gleicher Weise möchte ich mich bei Herrn Prof. Dr.-Ing. habil. Karl Raboldt, Lehrstuhlinhaber der Professur Baumechanik an der Brandenburgischen Technischen Universität Cottbus für die Übernahme des Korreferats bedanken.

Herrn Prof. Dr.-Ing. Josef Hegger, Inhaber des Lehrstuhls und Leiter des Instituts für Massivbau der Rheinisch-Westfälischen Technischen Hochschule Aachen danke ich für die Übernahme des zweiten Korreferats und die damit verbundene Begutachtung der Arbeit.

Mein herzlicher Dank gilt auch allen Mitarbeitern des Lehrstuhls für Massivbau und der Forschungs- und Materialprüfanstalt der BTU Cottbus, die durch Ihr persönliches Engagement maßgeblich zum Gelingen der Arbeit beigetragen haben.

Cottbus, im August 2004

Frank Wille





# Inhaltsverzeichnis

<b>Inhaltsverzeichnis.....</b>	<b>I</b>
<b>Abbildungsverzeichnis.....</b>	<b>VII</b>
<b>Tabellenverzeichnis .....</b>	<b>XV</b>
<b>Verzeichnis der Symbole und Abkürzungen.....</b>	<b>XVII</b>
<b>1 Einleitung.....</b>	<b>1</b>
1.1 Ausgangssituation .....	1
1.2 Problemstellung.....	2
1.3 Zielsetzung und Inhalt der Arbeit.....	2
<b>2 Betrachtungen zu Drahtseilen .....</b>	<b>5</b>
2.1 Allgemeines.....	5
2.2 Seilkonstruktion .....	5
2.2.1 Elemente von Drahtseilen.....	5
2.2.1.1 Draht .....	5
2.2.1.2 Litze .....	6
2.2.1.3 Seileinlage.....	7
2.2.2 Seilkonstruktionen .....	8
2.3 Kenngrößen .....	9
2.4 Geometrie von Rundlitzenseilen .....	12
2.4.1 Ortslinie der Litzen und Drähte in Seillängsrichtung.....	12
2.4.2 Seilquerschnitt .....	14
2.4.2.1 Allgemeine geometrische Betrachtungen .....	15
2.4.2.2 Sperrungsberechnung .....	16
2.4.2.3 Zwickelflächen .....	19
2.5 Freie Drahtseile unter Belastung.....	23
2.5.1 Beanspruchungszustände.....	23
2.5.2 Kräfte und Spannungen im geraden freien Seil.....	23
2.5.3 Seilelastizitätsmodul .....	26
2.5.4 Querkontraktion des Seilkörpers .....	29

---

<b>3</b>	<b>Verbund zwischen Stahl und Beton.....</b>	<b>33</b>
3.1	Allgemeines .....	33
3.2	Wirkungsmechanismen des Verbundes .....	33
3.3	Verbundspannungen .....	35
3.3.1	Grundsätzliches .....	35
3.3.2	Verbundfläche .....	35
3.3.3	Wirkungsweise und Verlauf der Verbundspannungen .....	37
3.4	Einflussparameter .....	39
3.4.1	Allgemeines.....	39
3.4.2	Beton .....	41
3.4.2.1	Betonfestigkeit .....	41
3.4.2.2	Betonzusammensetzung .....	43
3.4.3	Bezogene Rippenfläche.....	43
3.4.3.1	Betonstahl.....	43
3.4.3.2	Spannstahllitze .....	45
3.4.4	Durchmesser.....	46
3.5	Verbundmodelle .....	47
3.6	Analytische Beschreibung des Verbundes.....	51
3.6.1	Differentialgleichung des verschieblichen Verbundes.....	51
3.6.2	Analytische Lösungsverfahren.....	53
3.6.3	Numerische Lösungsverfahren.....	54
3.6.3.1	Grundsätzliches .....	54
3.6.3.2	Schrittweise Integration .....	54
3.6.3.3	Methode der Finiten Elemente .....	55
3.6.3.3.1	Grundsätzliches .....	55
3.6.3.3.2	Modellstufen .....	55
3.6.3.3.3	Möglichkeiten der Modellierung des Verbundbereichs.....	57
<b>4</b>	<b>Realisierte Versuche zum Verbundverhalten.....</b>	<b>61</b>
4.1	Übersicht.....	61
4.2	Versuchsplanung und -durchführung .....	61
4.2.1	Beton .....	61

---

4.2.2	Pull-Out Tests .....	62
4.2.2.1	Allgemeines .....	62
4.2.2.2	Versuchskonzeption.....	62
4.2.2.3	Geometrie der Versuchskörper .....	63
4.2.2.4	Versuchsaufbau.....	65
4.2.2.5	Versuchsablauf .....	66
4.2.3	Strain Tests (Dehnverhalten betondurchdrungener Seile).....	67
4.2.3.1	Versuchskonzeption.....	67
4.2.3.2	Geometrie der Versuchskörper .....	67
4.2.3.3	Herstellung der Prüfkörper .....	68
4.2.3.4	Versuchsaufbau.....	68
4.2.3.5	Versuchsablauf .....	68
4.3	Versuchsergebnisse .....	70
4.3.1	Allgemeines .....	70
4.3.2	Pull-Out Tests .....	70
4.3.2.1	Vorbemerkungen .....	70
4.3.2.2	Typischer Verschiebungsverlauf .....	71
4.3.2.3	Berechnung der Verbundspannungen.....	72
4.3.2.4	Einfluss der Betondruckfestigkeit.....	75
4.3.2.5	Einfluss des Seildurchmessers und der Schlaglänge .....	78
4.3.2.6	Einfluss der Verbundlänge .....	81
4.3.3	Strain Tests .....	84
4.3.3.1	Vorbemerkungen .....	84
4.3.3.2	Längsdehnung (Arbeitslinie) .....	84
4.3.3.3	Querkontraktion.....	85
4.3.3.4	Einflussparameter Seildurchmesser .....	86
4.3.3.4.1	Reine Drahtseile.....	86
4.3.3.4.2	Betondrahtseile .....	87
4.3.3.5	Einflussparameter Betondruckfestigkeit.....	91
4.3.3.6	Seilreck .....	96

<b>5</b>	<b>Verbundverhalten von Drahtseilen in Beton.....</b>	<b>99</b>
5.1	Grundlegendes .....	99
5.2	Bemerkungen zu einem geeigneten Seiltyp.....	99
5.3	Werkstoffverhalten Betondrahtseil.....	104
5.3.1	Allgemeines.....	104
5.3.2	Seilelastizitätsmodul .....	105
5.3.2.1	Generelles.....	105
5.3.2.2	Sekantenmodul.....	105
5.3.2.3	Tangentenmodul.....	112
5.4	Verbundmechanismus zwischen Drahtseil und Beton .....	118
5.5	Einfluss der Parameter auf den Verbund .....	120
5.5.1	Einfluss der Verzinkung der Drähte des Stahlseils .....	120
5.5.1.1	Zweck der Verzinkung.....	120
5.5.1.2	Theoretische Betrachtungen Kontaktbereich Zink und Beton .....	120
5.5.1.3	Einfluss des Chromatgehalts des Zements.....	121
5.5.1.4	Betrachtungen zu den eigenen Versuchen .....	122
5.5.2	Seil- bzw. Oberflächengeometrie.....	125
5.5.2.1	Generelles.....	125
5.5.2.2	Ansatz zur Ermittlung der bezogenen Rippenfläche.....	125
5.5.3	Betondruckfestigkeit .....	127
5.6	Verbundspannungs-Verschiebungsbeziehung.....	128
5.7	Analytische Betrachtungen zum Verbundverhalten .....	132
5.7.1	Vorbemerkungen.....	132
5.7.2	Differentialgleichung des verschieblichen Verbundes.....	133
5.7.3	Schrittweise Integration der Differentialgleichung.....	134
5.7.4	Finite Elemente Modellbildung.....	137
5.7.4.1	Grundsätzliches .....	137
5.7.4.1.1	Beschreibung des Modells .....	138
5.7.4.1.2	Auflagerbedingungen.....	139
5.7.4.2	Implementierte Stoffgesetze.....	139
5.7.4.2.1	Materialgesetz Beton.....	139

---

5.7.4.2.2	Materialgesetz Betondrahtseil .....	141
5.7.4.2.3	Verwendete Verbundspannungs-Verschiebungs-Beziehung.....	142
<b>6</b>	<b>Modell- und Vergleichsberechnungen .....</b>	<b>143</b>
6.1	Vorbemerkungen .....	143
6.2	Modellberechnungen „Pull-Out Tests“ .....	143
6.2.1	Allgemeines .....	143
6.2.2	Analyse .....	144
6.2.2.1	Verbundspannungs- bzw. Prüfkraft-Verschiebungsbeziehung....	144
6.2.2.2	Spannungs- und Verschiebungsverteilungen Verbundstrecke...	150
6.2.2.3	Verankerungslängen Drahtseile und Betonstahl.....	157
6.3	Vergleichsberechnungen „Verankerungstest“ .....	160
6.3.1	Allgemeines .....	160
6.3.2	Kurzbeschreibung des Versuchs.....	160
6.3.3	Modellbildung.....	161
6.3.4	Analyse .....	162
6.4	Beurteilung der Ergebnisse und Schlussfolgerungen.....	167
<b>7</b>	<b>Zusammenfassung und Ausblick.....</b>	<b>169</b>
	<b>Literatur .....</b>	<b>173</b>
	<b>Anlagen .....</b>	<b>183</b>
<b>A 1</b>	<b>Dokumentation der realisierten Versuche.....</b>	<b>185</b>
A 1.1	Beton .....	185
A 1.1.1	Betonrezepturen .....	185
A 1.1.2	Sieblinien der Zuschlagsgemische.....	185
A 1.2	Pull-Out Tests.....	186
A 1.2.1	Versuchsanordnung .....	186
A 1.2.2	Versuchsergebnisse.....	189
A 1.2.2.1	Versuchsreihe Durchmesser 8 mm .....	189
A 1.2.2.2	Versuchsreihe Durchmesser 12 mm .....	190
A 1.2.2.3	Versuchsreihe Durchmesser 24 mm .....	193

---

A 1.2.3	Fotodokumentation .....	197
A 1.3	Untersuchungen zum Dehnverhalten einbetonierter Seile .....	198
A 1.3.1	Versuchsanordnung .....	198
A 1.3.2	Versuchsergebnisse .....	201
A 1.3.2.1	Versuchsreihe Durchmesser 8 mm.....	201
A 1.3.2.2	Versuchsreihe Durchmesser 12 mm.....	204
A 1.3.2.3	Versuchsreihe Durchmesser 24 mm.....	207
A 1.3.3	Fotodokumentation .....	210
<b>A 2</b>	<b>Vergleichstest.....</b>	<b>211</b>
A 2.1	Vorbemerkungen .....	211
A 2.2	Versuchsanordnung .....	211
A 2.3	Versuchsergebnisse (Auszug).....	214
A 2.3.1	Versuchsreihe Durchmesser 8 mm.....	214
A 2.3.2	Versuchsreihe Durchmesser 12 mm.....	215
A 2.3.3	Versuchsreihe Durchmesser 24 mm.....	216
A 2.4	Ergebnisse Finite Elemente Berechnungen .....	217
A 2.4.1	Spannungs- und Verschiebungsverläufe .....	217
A 2.4.2	Seilzugspannungs-Dehnweg-Beziehung.....	219

# Abbildungsverzeichnis

Bild 1-1: Verbindungsmittel im Fugenbereich (sinngemäß nach [25, 99]).....	1
Bild 2-1: Definition eines „gerichteten“ Drahtes (nach [39]).....	6
Bild 2-2: Schlaglänge und -winkel der Drähte einer Litze .....	6
Bild 2-3: Litzenschlagrichtung .....	6
Bild 2-4: Konstruktion eines kreuzgeschlagenen rechtsgängigen Drahtseils.....	9
Bild 2-5: Seilnenndurchmesser Rundlitzenseil.....	10
Bild 2-6: Schlaglänge und -winkel der Litzen eines Seils.....	12
Bild 2-7: Schraubenlinien der Draht- und Litzenachsen .....	13
Bild 2-8: Drehwinkel des Drahtes und der Litze [39] .....	14
Bild 2-9: Drahtquerschnitt innerhalb der Raumkurve (sinngemäß nach [48]).....	15
Bild 2-10: Drahtschnittführung [61].....	16
Bild 2-11: Genäherter elliptischer und genauer Drahtquerschnitt.....	16
Bild 2-12: Sperrung zwischen zwei benachbarten Ellipsen (Litzenquerschnitt).....	17
Bild 2-13: Draht- und Litzenwickelflächen .....	19
Bild 2-14: Gesamte Litzenwickelfläche.....	21
Bild 2-15: Kraftaufteilung der Drahtkraft - Krafteck .....	24
Bild 2-16: Beanspruchungen am Seilkörper .....	25
Bild 2-17: Spannungs-Dehnungsdiagramm aus FEYRER [39] .....	26
Bild 2-18: Spannungs-Dehnungsdiagramm aus WILLE [144] .....	26
Bild 2-19: Seilelastizitätsmoduln nach FEYRER [39] .....	27
Bild 2-20: Relativer Seildurchmesser [39] .....	30
Bild 2-21: Seillängsdehnung und Seilquerdehnung.....	31
Bild 3-1: Darstellung der Verbundspannungs-Verschiebungsbeziehungen [130] .....	33
Bild 3-2: Innere Rissbildung bei profilierten Stäben (nach GOTO [46]).....	34
Bild 3-3: Kraftverlauf der Verbundspannungen beim Pull-Out Test .....	34
Bild 3-4: Beziehung zwischen Verbundumfang und Ersatzumfang nach [130] .....	36
Bild 3-5: Spannungsverläufe bei einem Zugkörper (Erstrissbildung).....	38

Bild 3-6: Berechneter und vereinfachter Verlauf der Verbundspannungen.....	39
Bild 3-7: Pull-Out Tests zum Einfluss der Lage von Bewehrungsstäben [116] .....	40
Bild 3-8: Pull-Out-Versuchskörper mit Verlauf der Verbundspannung [74] .....	41
Bild 3-9: Zusammenhang Betondruckfestigkeit und Verbundspannung nach [93].....	42
Bild 3-10: Modell Einrippenstab nach REHM [106].....	44
Bild 3-11: Längsschnittfläche $A_R$ einer Schrägrippe nach [29].....	44
Bild 3-12: Ansätze zur Bestimmung der bezogenen Rippenfläche [130, 15].....	45
Bild 3-13: Betrachtungen zur anrechenbaren Flankenneigung [141] .....	46
Bild 3-14: Abhängigkeit der Verbundspannungen vom Stabdurchmesser .....	47
Bild 3-15: Verbundmodelle Betonstahl (nach Tabelle 3-2).....	49
Bild 3-16: Verbundmodelle Spannstahllitzen (nach Tabelle 3-4).....	50
Bild 3-17: Differentielles Stabelement.....	51
Bild 3-18: Diskretisierungsstufen 1 und 2.....	56
Bild 3-19: Einteilung Verbundelemente .....	57
Bild 3-20: Zweidimensionales Bond-Link-Element .....	58
Bild 3-21: Verbundspannungsverlauf sinngemäß nach BORG [17].....	58
Bild 3-22: Kombiniertes Federelement nach MORITA/FUJII [88].....	58
Bild 3-23: Eindimensionales Kontaktelement.....	59
Bild 4-1: Prinzipskizze Pull-Out Versuchskörper .....	64
Bild 4-2: Zugzone eines Bauteils .....	65
Bild 4-3: Detaildarstellung Verdrehungssicherung.....	65
Bild 4-4: Seilkonfektion.....	68
Bild 4-5: Lastregime.....	69
Bild 4-6: Prinzipieller Verschiebungsverlauf.....	71
Bild 4-7: Definition Verbundquerschnitt Betondrahtseil.....	73
Bild 4-8: Querschnittsdefinition Ersatzstab .....	73
Bild 4-9: Seilinneres.....	73
Bild 4-10: Verbundspannungs-Betondruckfestigkeitsbeziehung ( $d_s = 12$ mm).....	75
Bild 4-11: Verbundspannungs-Betondruckfestigkeitsbeziehung ( $d_s = 24$ (25) mm).....	76
Bild 4-12: Wirksamkeit der Erhöhung der Betondruckfestigkeit .....	77
Bild 4-13: Verbundspannungs-Betondruckfestigkeitsbeziehung.....	78



---

Bild 4-14: Einfluss des Seildurchmessers (Rezeptur I) .....	79
Bild 4-15: Einfluss des Seildurchmessers (Rezeptur II) .....	80
Bild 4-16: Einflussbeziehung ( $l_s/d_{s,w}$ ) auf die bezogenen Verbundspannungen .....	81
Bild 4-17: Einfluss der Verbundlänge auf die Verbundspannungen nach [93] .....	82
Bild 4-18: Einfluss der Verbundlänge Versuchsreihe 12-3060-25-xx-xx .....	82
Bild 4-19: Einfluss der Verbundlänge Versuchsreihe 24-3060-25-xx-xx .....	83
Bild 4-20: Arbeitslinie, Vergleich reines Drahtseil und Betondrahtseil .....	85
Bild 4-21: Detail A, Bild 4-20 .....	85
Bild 4-22: Seilquerkontraktion, Vergleich reines Drahtseil und Betondrahtseil .....	86
Bild 4-23: Abhängigkeit der Dehnungen vom Seildurchmesser (1. Lastzyklus) .....	87
Bild 4-24: Abhängigkeit der Dehnungen vom Seildurchmesser (15. Lastzyklus) .....	88
Bild 4-25: Reduktion der Dehnungen bei Erstbelastung (Rezeptur II) .....	90
Bild 4-26: Reduzierung der Längsdehnung in Abhängigkeit vom Seildurchmesser .....	90
Bild 4-27: Abhängigkeit Seildehnung – Betondruckfestigkeit (1. Belastung) .....	92
Bild 4-28: Abhängigkeit Seildehnung – Betondruckfestigkeit (15. Belastung) .....	92
Bild 4-29: Abhängigkeit Seildehnung – Betondruckfestigkeit (1. Entlastung) .....	93
Bild 4-30: Abhängigkeit Seildehnung – Betondruckfestigkeit (15. Entlastung) .....	94
Bild 4-31: Abhängigkeit Seildehnung – Betondruckfestigkeit (Belastung $F_{S,min}$ ) .....	95
Bild 4-32: Abweichungen der Dehnungen (VR 24-3060-xx-xx) .....	95
Bild 4-33: Bleibende Dehnung (Seilreck) nach 1. und 15. Lastzyklus .....	96
Bild 4-34: Verminderung des Seilrecks (Beispiel) .....	97
Bild 5-1: Bezogene Verbundspannungs-Verschiebungsbeziehung .....	101
Bild 5-2: Verbundspannungs-Betondruckfestigkeitsbeziehung .....	102
Bild 5-3: Zwickelfläche und -höhe .....	102
Bild 5-4: Drahtberührungen .....	104
Bild 5-5: Definition $E_{s,DS}(0,800)$ ; Betondrahtseil .....	106
Bild 5-6: Definition $E_{s,BDS}(0,800)$ ; reines Drahtseil .....	106
Bild 5-7: Abhängigkeit Seilelastizitätsmodul – Betondruckfestigkeit .....	107
Bild 5-8: Abhängigkeit Seilelastizitätsmodul – Seilnennndurchmesser .....	108
Bild 5-9: Abweichungen der E-Moduln ausgehend von Rezeptur I .....	110
Bild 5-10: Abweichungen der E-Moduln ausgehend von reinen Drahtseilen .....	110

Bild 5-11: Vergleich E-Modul Modell und Versuchsergebnisse .....	111
Bild 5-12: Vergleich E-Modul Modell und Versuchsergebnisse (Rezeptur I).....	112
Bild 5-13: Verlauf Tangentenmodul, reine Drahtseile.....	113
Bild 5-14: Geglätteter Verlauf Tangentenmodul, Rezeptur I.....	114
Bild 5-15: Geglätteter Verlauf Tangentenmodul, Rezeptur II .....	114
Bild 5-16: Tangentenmodul reine Drahtseile, Modell und Versuchsergebnisse.....	116
Bild 5-17: Tangentenmodul Modell und Versuchsergebnisse (VR 24-3060-25) .....	117
Bild 5-18: Tangentenmodul Modell und Versuchsergebnisse (VR 08-3060-55) .....	117
Bild 5-19: Kräftesystem Pull-Out Test; Betonstahl .....	118
Bild 5-20: Kräftesystem Pull-Out Test; Rundlitzenseil .....	119
Bild 5-21: Abhängigkeit der Verbundfestigkeit vom Chromatgehalt.....	121
Bild 5-22: Verbundbereich CEM I 32,5 R .....	123
Bild 5-23: Verbundbereich CEM I 52,5 R .....	123
Bild 5-24: Kraft-Verschiebungsdiagramm bei aufgelockertem Verbundbereich .....	124
Bild 5-25: Verbundbereich CEM I 52,5 R (Mörtelprobe ohne Verdichtung).....	124
Bild 5-26: bezogene Rippenfläche .....	126
Bild 5-27: Wirkung der Verkürzung der Schlaglänge .....	127
Bild 5-28: Verbundspannungs-Betondruckfestigkeitsbeziehung.....	128
Bild 5-29: Verbundspannungs-Verschiebungsbeziehung Betonstahl .....	129
Bild 5-30: Vergleich Modell und Versuchsergebnisse (VR 08-3060-55-5) .....	130
Bild 5-31: Vergleich Modell und Versuchsergebnisse (VR 12-3060-25-7,5) .....	131
Bild 5-32: Einflussfunktion der Betondruckfestigkeit des Modellgesetzes .....	131
Bild 5-33: Einflussfunktion der bezogenen Rippenfläche des Modellgesetzes .....	132
Bild 5-34: Definition Sekantenmodul Beton.....	134
Bild 5-35: Prinzipdarstellung im Differentialelement.....	134
Bild 5-36: Spannungs- und Verschiebungsverteilung am Prüfkörper .....	135
Bild 5-37: Darstellung der Spannungs- und Verschiebungsverläufe.....	137
Bild 5-38: Stabelement gemäß [2] .....	138
Bild 5-39: Modell.....	139
Bild 5-40: Multi-lineares Werkstoffgesetz Beton ( $f_c = 30 \text{ N/mm}^2$ ) in ANSYS® .....	140
Bild 5-41: Multi-lineares Werkstoffgesetz Betondrahtseil in ANSYS® .....	142

---

Bild 6-1: Vergleich Versuch und Modellberechnung VR 12-3060-25-7,5 .....	144
Bild 6-2: Modifiziertes Modell .....	145
Bild 6-3: Verbundspannungs-Verschiebungsbeziehung VR 08-3060-55-5 .....	146
Bild 6-4: Verbundspannungs-Verschiebungsbeziehung VR 08-3060-55-5 (Detail)....	146
Bild 6-5: Verbundspannungs-Verschiebungsbeziehung VR 12-3060-25-7,5 (Detail).	147
Bild 6-6: Verbundspannungs-Verschiebungsbeziehung VR 12-BSt-25-5 .....	148
Bild 6-7: Vergleich Verbundmodelle Betonstahl und Drahtseil ( $f_c = 30 \text{ N/mm}^2$ ) .....	148
Bild 6-8: Vergleich Verbundmodelle Betonstahl und Drahtseil ( $f_c = 60 \text{ N/mm}^2$ ) .....	149
Bild 6-9: Vergleich Verbundmodelle Spannstahllitzen und Drahtseil .....	150
Bild 6-10: Element- und Knotenverschiebungen in ANSYS® (VR 12-3060-25-10) ...	151
Bild 6-11: Verschiebungsverteilungen über die Verbundlänge.....	152
Bild 6-12: Vergleich lineare und nichtlineare Materialdefinition .....	153
Bild 6-13: Verlauf Elementspannungen (Drahtseil) .....	153
Bild 6-14: Verlauf der Drahtseilspannungen über die Verbundstrecke.....	154
Bild 6-15: Verlauf der Verbundspannungen über die Einbettungslänge.....	155
Bild 6-16: Vergleich linearer und nichtlinearer Ansatz.....	155
Bild 6-17: Vergleich Verschiebungsverlauf Drahtseil und Betonstahl .....	156
Bild 6-18: Vergleich Verbundspannungsverlauf Drahtseil und Betonstahl (Fall 2) ...	157
Bild 6-19: Vergleich Verbundspannungsverlauf Drahtseil und Betonstahl (Fall 3) ...	157
Bild 6-20: Verankerungslängen ( $\sigma_s = \text{const.}$ ) .....	159
Bild 6-21: Versuchsaufbau „Verankerungstest“ (Längsschnitt).....	160
Bild 6-22: Modell Verankerungstestkörper .....	161
Bild 6-23: Elementverschiebungen (VR 08-3060-55).....	162
Bild 6-24: Elementspannungen über die Untersuchungslänge.....	163
Bild 6-25: Drahtseilspannungs- und Verschiebungsverlauf VR 24-3060-25 .....	164
Bild 6-26: Drahtseilspannungs- und Verschiebungsverlauf VR 24-3060-55 .....	164
Bild 6-27: Vergleich Drahtseilspannungsverläufe Rezeptur I und II .....	165
Bild 6-28: Seilzugkraft-Dehnweg Relation in ANSYS® (VR 12-3060-55).....	165
Bild 6-29: Seilzugspannungs-Dehnweg Beziehung VR 12-3060-25 .....	166
Bild 6-30: Seilzugspannungs-Dehnweg Beziehung VR 12-3060-55 .....	167

**Anlagen**

Bild A 1-1: Sieblinie Zuschläge Rezeptur I .....	185
Bild A 1-2: Sieblinie Zuschläge Rezeptur II .....	185
Bild A 1-3: Versuchsanordnung Pull-Out Test, Schnitt A-A.....	186
Bild A 1-4: Versuchsanordnung Pull-Out Test, Schnitt B-B .....	187
Bild A 1-5: Versuchsanordnung Pull-Out Test, Ansicht C-C .....	187
Bild A 1-6: Versuchsanordnung Pull-Out Test, Ansicht D-D .....	187
Bild A 1-7: Applikation der Messtechnik, Ansicht.....	188
Bild A 1-8: Applikation der Messtechnik, Draufsicht .....	188
Bild A 1-9: Applikation der Messtechnik, Ansicht A-A.....	188
Bild A 1-10: Versuchsreihe 08-3060-55-5-xx .....	189
Bild A 1-11: Versuchsreihe 08-BSt-55-5-xx .....	189
Bild A 1-12: Versuchsreihe 12-3060-25-5-xx .....	190
Bild A 1-13: Versuchsreihe 12-3060-25-7,5-xx .....	190
Bild A 1-14: Versuchsreihe 12-3060-25-10-xx .....	191
Bild A 1-15: Versuchsreihe 12-BSt-25-5-xx .....	191
Bild A 1-16: Versuchsreihe 12-3060-55-5-xx .....	192
Bild A 1-17: Versuchsreihe 12-BSt-55-5-xx .....	192
Bild A 1-18: Versuchsreihe 24-3060-25-2,5-xx .....	193
Bild A 1-19: Versuchsreihe 24-3060-25-5-xx .....	193
Bild A 1-20: Versuchsreihe 24-3060-25-7,5-xx .....	194
Bild A 1-21: Versuchsreihe 25-BSt-25-2,5-xx .....	194
Bild A 1-22: Versuchsreihe 24-3060-55-2,5-xx .....	195
Bild A 1-23: Versuchsreihe 24-3060-55-5-xx .....	195
Bild A 1-24: Versuchsreihe 24-3060-55-7,5-xx .....	196
Bild A 1-25: Versuchsreihe 25-BSt-55-2,5-xx .....	196
Bild A 1-26: Lage des konfektionierten Seilkörpers in der Schalung.....	197
Bild A 1-27: Gesamtansicht Versuchsanordnung mit Messtechnik.....	197
Bild A 1-28: Verdrehungssicherung mit Anordnung Messtechnik.....	197
Bild A 1-29: Versuchsanordnung Strain Test, Gesamtansicht.....	198

---

Bild A 1-30: Applikation der Messtechnik, Ansicht .....	199
Bild A 1-31: Applikation der Messtechnik, Schnitte.....	200
Bild A 1-32: Versuchsreihe 08-3060-xx; Gesamtdarstellung.....	201
Bild A 1-33: Versuchsreihe 08-3060-xx; 1. und 15. Lastzyklus .....	201
Bild A 1-34: Versuchsreihe 08-3060-25-xx; Gesamtdarstellung .....	202
Bild A 1-35: Versuchsreihe 08-3060-25-xx; 1. und 15. Lastzyklus.....	202
Bild A 1-36: Versuchsreihe 08-3060-55-xx; Gesamtdarstellung .....	203
Bild A 1-37: Versuchsreihe 08-3060-55-xx; 1. und 15. Lastzyklus.....	203
Bild A 1-38: Versuchsreihe 12-3060-xx; Gesamtdarstellung.....	204
Bild A 1-39: Versuchsreihe 12-3060-xx; 1. und 15. Lastzyklus .....	204
Bild A 1-40: Versuchsreihe 12-3060-25-xx; Gesamtdarstellung .....	205
Bild A 1-41: Versuchsreihe 12-3060-25-xx; 1. und 15. Lastzyklus.....	205
Bild A 1-42: Versuchsreihe 12-3060-55-xx; Gesamtdarstellung .....	206
Bild A 1-43: Versuchsreihe 12-3060-55-xx; 1. und 15. Lastzyklus.....	206
Bild A 1-44: Versuchsreihe 24-3060-xx; Gesamtdarstellung.....	207
Bild A 1-45: Versuchsreihe 24-3060-xx; 1. und 15. Lastzyklus .....	207
Bild A 1-46: Versuchsreihe 24-3060-25-xx; Gesamtdarstellung .....	208
Bild A 1-47: Versuchsreihe 24-3060-25-xx; 1. und 15. Lastzyklus.....	208
Bild A 1-48: Versuchsreihe 24-3060-55-xx; Gesamtdarstellung .....	209
Bild A 1-49: Versuchsreihe 24-3060-55-xx; 1. und 15. Lastzyklus.....	209
Bild A 1-50: Versuchskörper mit Schalung.....	210
Bild A 1-51: Querdehnungsmessung.....	210
Bild A 1-52: Versuchsaufbau Gesamtansicht.....	210
Bild A 2-1: Versuchsaufbau Verankerungstest; Übersichtsdarstellung .....	211
Bild A 2-2: Versuchsanordnung Verankerungstest, Schnitt A-A.....	212
Bild A 2-3: Versuchsanordnung Verankerungstest, Ansicht B-B .....	213
Bild A 2-4: Versuchsanordnung Verankerungstest, Ansicht C-C .....	213
Bild A 2-5: Versuchsreihe Durchmesser 8 mm; Rezeptur II; Erstbelastung .....	214
Bild A 2-6: Versuchsreihe Durchmesser 12 mm; Rezeptur I; Erstbelastung .....	215
Bild A 2-7: Versuchsreihe Durchmesser 12 mm; Rezeptur II; Erstbelastung.....	215

---

Bild A 2-8: Versuchsreihe Durchmesser 24 mm; Rezeptur I; Erstbelastung.....	216
Bild A 2-9: Versuchsreihe Durchmesser 24 mm; Rezeptur II; Erstbelastung .....	216
Bild A 2-10: Drahtseilspannungs- und Verschiebungsverläufe VR 08-3060-55.....	217
Bild A 2-11: Drahtseilspannungs- und Verschiebungsverläufe VR 12-3060-25.....	217
Bild A 2-12: Drahtseilspannungs- und Verschiebungsverläufe VR 12-3060-55.....	218
Bild A 2-13: Drahtseilspannungs- und Verschiebungsverläufe VR 24-3060-25.....	218
Bild A 2-14: Drahtseilspannungs- und Verschiebungsverläufe VR 24-3060-55.....	219
Bild A 2-15: Seilzugspannungs-Dehnweg Beziehung VR 08-3060-55.....	219
Bild A 2-16: Seilzugspannungs-Dehnweg Beziehung VR 12-3060-25.....	220
Bild A 2-17: Seilzugspannungs-Dehnweg Beziehung VR 12-3060-55.....	220
Bild A 2-18: Seilzugspannungs-Dehnweg Beziehung VR 24-3060-25.....	221
Bild A 2-19: Seilzugspannungs-Dehnweg Beziehung VR 24-3060-55.....	221

## Tabellenverzeichnis

Tabelle 2-1: Litzarten.....	7
Tabelle 2-2: Stahleinlagen .....	8
Tabelle 2-3: Auszug möglicher Seilkonstruktionen .....	9
Tabelle 2-4: Kenngrößen einiger Rundlitzenseile mit Stahleinlage.....	11
Tabelle 2-5: Drahtsperrung.....	17
Tabelle 2-6: Litzensperrung.....	18
Tabelle 2-7: Zwickelflächen der verwendeten Rundlitzenseile.....	22
Tabelle 2-8: Vergleich Näherungslösung und genauerer Ansatz .....	22
Tabelle 3-1: Beispielberechnungen Wirksamkeitsfaktor.....	37
Tabelle 3-2: Verbundmodelle für Betonstahl .....	48
Tabelle 3-3: Werte für Verbundmodell gemäß MARTIN [82] .....	49
Tabelle 3-4: Verbundmodelle für Spannstahllitzen .....	50
Tabelle 4-1: Untersuchte Verbundlängen $l_b$ .....	62
Tabelle 4-2: Serien der Versuchsreihe Rezeptur I .....	63
Tabelle 4-3: Serien der Versuchsreihe Rezeptur II.....	63
Tabelle 4-4: Schlaglängen und -winkel der untersuchten Drahtseile .....	63
Tabelle 4-5: Durchmesserabhängige Belastungsgeschwindigkeiten.....	66
Tabelle 4-6: Zusammenstellung Versuchsserien Strain Tests .....	67
Tabelle 4-7: Seilmesslängen .....	68
Tabelle 4-8: Belastungsparameter und Seilzugkräfte gemäß Lastregime .....	69
Tabelle 4-9: Erläuterung Kurzbezeichnungen .....	70
Tabelle 4-10: Berechnung Verbundumfang (Näherungsansatz) .....	74
Tabelle 4-11: Beziehung zwischen Seilschlaglänge und Seildurchmesser .....	80
Tabelle 4-12: Analyse der bezogenen Verbundspannungen (Rezeptur I).....	83
Tabelle 5-1: Faktor $a$ .....	103
Tabelle 5-2: Auszug aus den Beobachtungen von REHM/LÄMMKE [109].....	122
Tabelle 5-3: Chromatgehalte der verwendeten Zemente [143] .....	123

---

Tabelle 5-4: bezogene Rippenflächen .....	126
Tabelle 6-1: Verbundfestigkeit $f_b$ für Betonstahl .....	158
Tabelle 6-2: Verbundfestigkeit $f_b$ für einbetonierte Drahtseile .....	158

### **Anlagen**

Tabelle A 1-1: Betonzusammensetzung Rezeptur I .....	185
Tabelle A 1-2: Betonzusammensetzung Rezeptur II .....	185



# Verzeichnis der Symbole und Abkürzungen

## Kleine lateinische Buchstaben

$a$	[mm]	Rippenhöhe
$c$	[mm]	Abstand zwischen den Querrippen bei Betonstahl
$c_s$	[mm]	Mittenabstand der Schrägrippen
$d$	[mm]	Durchmesser (allgemein)
$d_e$	[mm]	Ersatzdurchmesser
$d_s$	[mm]	Nenndurchmesser
$f$	[-]	Füllfaktor
$f_c$	[N/mm <sup>2</sup> ]	Betondruckfestigkeit
$f_{cE}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	Druckfestigkeit des Einpressmörtels
$f_{ck}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	charakteristische (Zylinder-) Druckfestigkeit des Betons
$f_{cm,cube}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	Mittelwert der Betonwürfeldruckfestigkeit
$f_R$	[-]	bezogene Rippenfläche
$h_l$	[mm]	Höhe der Längsrippen bzw. Litzen
$h_{s,eff}$	[mm]	effektive Rippenhöhe
$i, j$	[-]	Laufvariable
$k$	[-]	Verseilfaktor
$l_a$	[mm]	Verankerungslänge ( <i>anchorage</i> )
$l_b$	[mm]	Verbundlänge
$l_0$	[mm]	Ausgangsmesslänge
$l_l$	[mm]	Schlaglänge der Drähte einer Litze
$l_{Litze}$	[mm]	Länge der Litze
$l_s$	[mm]	Schlaglänge des Seils
$m$	[-]	Exponent; Verhältniswert
$n$	[-]	Verhältnis der E-Moduln von Beton und Stahl; Exponent
$n_D, n_L$	[-]	Anzahl der Drähte bzw. Litzen
$n_{Zw,D}$	[-]	Anrechenbare Anzahl der Drahtwickel

$\Delta p$	[%]	prozentuale Abweichung
$r$	[mm]	Windungsradius
$s(x)$	[mm]	Verschiebung (Schlupf) an der Stelle $x$
$s_l$	[mm]	Verschiebung (Schlupf) am belasteten Ende
$s_{Sp}; s'_{Sp}$	[mm]	Sperrung
$u_b$	[mm]	Verbundumfang
$s_{ul}$	[mm]	Verschiebung (Schlupf) am unbelasteten Ende
$v$	[mm]	Federstauchung
$v_{Bel}$	[N/s]	Belastungsgeschwindigkeit
$w$	[mm]	Rissbreite

### Große lateinische Buchstaben

$A$	[mm <sup>2</sup> ]; [-]	Fläche; Konstante
$A_b$	[mm <sup>2</sup> ]	Verbundfläche
$A_m$	[mm <sup>2</sup> ]	metallischer Seilquerschnitt
$A_R$	[mm <sup>2</sup> ]	Zwickelfläche (Fläche zwischen den Außendrähten); Längsschnittfläche
$A_s$	[mm <sup>2</sup> ]	Querschnittsfläche des Stahls
$A_{Zw}$	[mm <sup>2</sup> ]	Zwickelfläche
$B, C$	[-]	Konstante
$E_c$	[N/mm <sup>2</sup> ]	Elastizitätsmodul von Beton
$E_D$	[N/mm <sup>2</sup> ]	Elastizitätsmodul des Drahtes
$E_s$	[N/mm <sup>2</sup> ]	Elastizitätsmodul vom Stahl (Betonstahl, Litze, Drahtseil) bzw. Sekanten-Seilelastizitätsmodul
$E_t$	[N/mm <sup>2</sup> ]	Tangenten-Seilelastizitätsmodul
$F$	[kN]	Kraft, Federkraft
$F_{min}$	[kN]	Mindestbruchkraft des Seiles
$F_r$	[kN]	rechnerische Bruchkraft des Seiles
$F_S$	[kN]	Seilzugkraft
$F_w$	[kN]	wirkliche Bruchkraft des Seiles
$M_D$	[Nm]	Drehmoment

$M_L$	[Nm]	Litzendrehmoment
$M_S$	[Nm]	Seildrehmoment
$R_0$	[N/mm <sup>2</sup> ]	Drahtnennfestigkeit
$R_m$	[N/mm <sup>2</sup> ]	wirkliche Drahtfestigkeit (Bruchfestigkeit)
$R_{p0,2}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	Drahtspannung bei 0,2 % bleibender Dehnung
$S_D$	[kN]	Drahtzugkraft
$S_L$	[kN]	Litzenzugkraft
$U_D$	[kN]	Umfangskraft eines Drahtes
$U_e$	[mm]	Umfang des Ersatzstabes
$U_w$	[mm]	wirksamer Verbundumfang

### Griechische Buchstaben

$\Delta d$	[mm]	Durchmesseränderung
$\Delta l_S$	[mm]	Längenänderung des Seils
$\beta$	[°]	Neigung der Rippen zur Stabachse; Litzenschlagwinkel
$\varepsilon$	[‰]	Dehnung (allgemein)
$\varepsilon_{q,S}$	[‰]	Querdehnung des Seils
$\varepsilon_S$	[‰]	Seillängsdehnung
$\eta$	[-]	Wirksamkeitsfaktor des Verbundumfangs
$\varphi$	[°]	Drehwinkel
$\mu$	[-]	Verhältnis der Querschnittsflächen von Beton und Stahl; Reibungsbeiwert
$\nu$	[-]	Querdehnzahl
$\sigma_c$	[N/mm <sup>2</sup> ]	Betonspannung
$\sigma_s$	[N/mm <sup>2</sup> ]	Stahlspannung
$\sigma_t$	[N/mm <sup>2</sup> ]	Zugspannung
$\sigma_N$	[N/mm <sup>2</sup> ]	Normalspannung
$\sigma_S$	[N/mm <sup>2</sup> ]	Scherspannung und Seilzugspannung
$\tau_b$	[N/mm <sup>2</sup> ]	Verbundspannung
$\tau_{b;0,01mm}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	Verbundspannung bei 0,01 mm Verschiebung
$\tau_{b;0,1mm}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	Verbundspannung bei 0,1 mm Verschiebung

$\tau_{b,m}; \tau_m$	[N/mm <sup>2</sup> ]	mittlere Verbundspannung
$\tau_G$	[N/mm <sup>2</sup> ]	Gleitwiderstand

### Indizes

<i>a</i>	außen
<i>b</i>	Verbund (bond)
<i>c</i>	Beton (concrete)
<i>eff</i>	effektiver, wirksamer Wert
<i>i</i>	innen
<i>m</i>	Mittelwert
<i>s</i>	Stahl (Betonstahl, Drahtseil)
<i>t</i>	Zug (tensile)
<i>w</i>	wirksamer Wert
<i>x</i>	Längsrichtung ( <i>x</i> -Richtung)
<i>y</i>	Querrichtung ( <i>y</i> -Richtung)
<i>BDS</i>	auf das Betondrahtseil bezogen
<i>BS</i>	auf den Betonstahl bezogen
<i>D; Draht</i>	auf den Draht bezogen
<i>DS</i>	auf das reine (freie) Drahtseil bezogen
<i>L; Litze</i>	auf die Litze bezogen

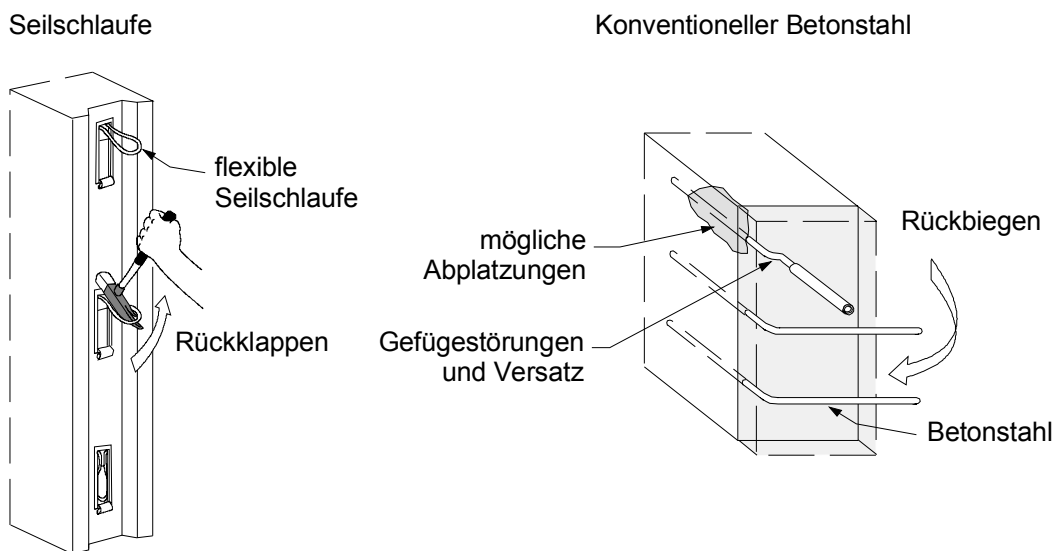
### Abkürzungen

<i>s; S</i>	linksgängig (Litze; Seil)
<i>SE</i>	Stahleinlage allgemein
<i>SEL</i>	Stahllitzeneinlage
<i>SES</i>	Stahlseileinlage
<i>SESP</i>	Stahlseileinlage parallel verseilt
<i>VK; VR</i>	Versuchskörper; Versuchsreihe
<i>z; Z</i>	rechtsgängig (Litze; Seil)

# 1 Einleitung

## 1.1 Ausgangssituation

Im Stahlbetonbau kommen unterschiedliche Arten von „schlaffer“ Bewehrung zum Einsatz. Die allgemein gebräuchlichste Form stellt hier der Betonstahl in Form von Stäben oder Matten dar. Im Bereich von Bauteilverbindungen bzw. Betonierabschnittsgrenzen erfordert der Betonstahl aufgrund seiner Biegesteifigkeit einerseits konstruktive Kompromisse aber auch Einschränkungen während der Verarbeitung. Es sei hierbei an das Rückbiegeverhalten im Bereich von Verwehrkästen und die damit verbundene abzumindernde zulässige Ausnutzung der Bewehrung [25] gedacht. Alternative Bewehrungselemente für dieses Anwendungsgebiet stellen z.B. die Seilschlaufenverbindungen dar.



**Bild 1-1:** Verbindungsmittel im Fugenbereich (sinngemäß nach [25, 99])

Die gegenüber Betonstahl veränderten Eigenschaften, wie die höhere Zugfestigkeit oder die Flexibilität lassen die Stahlseile als Bewehrungselemente nicht nur im Bereich der Fugenverbindungen interessant erscheinen. Es sei hier auf Anwendungen im Bereich der nachträglichen Verstärkungen oder der besonderen Duktilitätsbewehrung (Anprall- bzw. Erdbebenbewehrung) hingewiesen.

Da Seile auf Haspeln bzw. Rollen auf die Baustelle geliefert werden können, wären die bisherigen Längenbeschränkungen beim Einbau der Bewehrung aufgehoben.

Eine Untersuchung von Stahlseilen erfolgte bis zur jüngsten Vergangenheit nur unter Berücksichtigung der Hauptanwendungsgebiete, welche in der Fördertechnik und im Stahlbau zu suchen sind. Eine fundierte und wissenschaftlich begründete Beschreibung

des Verbundtrag- und Dehnverhaltens der Seile im Beton konnte bisher nicht angegeben werden.

## 1.2 Problemstellung

Grundlage der Stahlbetonbauweise ist die gesicherte und kontinuierliche Kraftübertragung zwischen Bewehrung und dem umgebenden Beton. Sowohl für die Tragfähigkeit als auch Gebrauchstauglichkeit von leistungsfähigen bewehrten Bauteilen wird ein guter Verbund benötigt, welcher über die Haftspannungen zwischen den beiden Materialien hinausgeht. Dieser Verbund ist verschieblich und basiert auf Dehnungsunterschieden zwischen Stahl und Beton, wobei lokale Verbundspannungen  $\tau_b(x)$  aktiviert werden.

Die generelle Anwendung von Stahlseilen als statisch anrechenbare Bewehrung erfordert, wie oben beschrieben, genaue Kenntnisse über das Verbundverhalten derselben mit dem umgebenden Beton. Ein grundlegendes Wissen über Gesetzmäßigkeiten, einflussnehmende Größen und die Quantität des Verbundes wird erforderlich. Für unmittelbar in Beton eingebettete Stähle und Spannstahllitzen ist das Verbundverhalten in zahlreichen Forschungsarbeiten u.a. von REHM [107], MARTIN [82], TROST et al. [130] und TUE [132] systematisch untersucht worden. Es ist jedoch davon auszugehen, dass die gegenüber Betonstahl differenten Eigenschaften der Stahlseile bzw. das prinzipiell andere Wirkungsprinzip gegenüber vorgespannten Spannstahllitzen ein verändertes Verhalten im Beton hervorruft.

Bekannte Gesetzmäßigkeiten wie z.B. Verbundspannungs-Schlupfbeziehungen lassen sich demnach nicht unmittelbar auf das Verbundtragverhalten eingebetteter Seile übertragen. Die Modellansätze und Beschreibungen des Verbundes bekannter Bewehrungsarten bedürfen einer Modifizierung.

## 1.3 Zielsetzung und Inhalt der Arbeit

Für eine rechnerische Berücksichtigung des Verbundverhaltens von Drahtseilen in Beton stellt die Kenntnis eines wirklichkeitsnahen Modells des Materialverhaltens eine wesentliche Voraussetzung dar. Im Rahmen der vorliegenden Arbeit soll daher ein Beitrag zum Verständnis zum Verbundverhalten geleistet werden. Es wird ein Berechnungsmodell zur Erfassung des Tragverhaltens eines den Verbund im Beton betreffenden geeigneten Drahtseiles vorgestellt. Die Bestimmung von Werkstoffkennwerten und Stoffgesetzen soll ebenso beschrieben werden, wie die Hintergründe der möglichen Vorstellung des Verbundmechanismus. Ein weiteres Hauptanliegen ist die Adaption der Lösung der Differentialgleichung des verschieblichen Verbundes an die vorliegende Problematik. In diesem Zusammenhang wird ein geeignetes Finite Elemente Modell zur Erfassung des Verbundbereichs vorgestellt. Die Betrachtungen in der vorliegenden Arbeit beschränken sich auf Kurzzeitbelastungen.

Zunächst werden Stahlseile betrachtet. Es erfolgt eine Eingrenzung auf einlagige Rundlitzenseile. Angaben zum geometrischen Aufbau und konstruktiven Besonderheiten sind gleichermaßen berücksichtigt wie auch wesentliche Bauteilparameter.

Daran anschließend erfolgt eine Darstellung der aus der Literatur bekannten Ansätze, Betrachtungen und Modellvorschläge für die Abbildung des Verbundtragverhaltens von Stahl im Beton. Unterschiede zwischen Betonstahl und Spannstahllitzen finden hierbei Berücksichtigung.

In einem weiteren Abschnitt sind eigene Versuche vorgestellt. Die Untersuchungen werden in ihrer Durchführung und Auswertung detailliert beschrieben.

Aufbauend auf diesen Betrachtungen werden Überlegungen zum Verbundwerkstoff Beton-Drahtseil angestellt. Hintergründe des Auswahlverfahrens und die Einschränkung auf ein den Verbund betreffendes geeignetes Stahlseil werden erläutert. Gesetzmäßigkeiten des Verbundtragverhaltens und die eigentliche Überführung in eine Modellierung des Verbundes stehen im Mittelpunkt dieser Ausarbeitungen. Neben der Lösung der Differentialgleichung des verschieblichen Verbundes mittels schrittweiser Integration, wird eine Finite Elemente Modellbildung vorgestellt.

Die theoretischen Modellannahmen und Überlegungen werden anschließend durch Vergleichsrechnungen mit den Ergebnissen aus den Versuchsreihen verifiziert.

Die Einschätzungen über Erweiterungsmöglichkeiten des Modells und notwendige Folgeuntersuchungen sollen einen Ausblick auf den Weg zur Übernahme in den praxisgerechten Einsatz von Stahlseilen als Bewehrungselement zeigen.

Es sei vorweggenommen, dass die hier angestellten Betrachtungen und Modellvorstellungen zum Verbund zwischen Stahlseil und Beton eine erste Annäherung zu dieser komplexen Thematik darstellen. Sowohl grundlegende Untersuchungen, wie z.B. Fragen der Betonrezeptur oder weiterführende Versuche, z.B. im Bereich der Langzeiteinflüsse oder der dynamischen Einwirkungen müssen im Hinblick auf die Praxisrelevanz in zukünftigen Arbeiten berücksichtigt werden.





## 2 Betrachtungen zu Drahtseilen

### 2.1 Allgemeines

Die konventionellen Hauptanwendungsgebiete von Stahlseilen erstrecken sich von Seiltragwerken im Bereich des Stahlbaus über Anwendungen im Maschinen-, Fahrzeug- und Flugzeugbau bis zu den Hebezeugen der Fördertechnik. Der Baustoff „Drahtseil“ wurde in den letzten Jahrzehnten systematisch erforscht und weiterentwickelt. Der rasche technologische Wandel führte von der ersten Drahtseilkonstruktion des Jahres 1834<sup>1</sup> [137] zur Konzeption komplexer Seilaufbauten für verschiedenste Anwendungsgebiete.

Es existieren zahlreiche Beiträge über die Charakteristik von Drahtseilen. Die Arbeiten reichen von geometrisch/mathematischen Versuchen zur Erfassung der Seilgeometrie [125, 49, 48] bis zur Vorstellung von Methoden zur Berechnung wichtiger Seilkenngrößen [39, 61].

Die Darlegungen im folgenden Kapitel beziehen sich auf nicht einbetonierte Drahtseile. Die Kenntnis und Darstellung der wesentlichen geometrischen bzw. physikalischen Eigenschaften soll die Übertragung der Betrachtungen auf den Verbundstoff Drahtseil-Beton gewährleisten.

### 2.2 Seilkonstruktion

#### 2.2.1 Elemente von Drahtseilen

##### 2.2.1.1 Draht

Der Draht stellt den Grundbestandteil eines jeden Seiles bzw. jeder Litze dar. Die in dieser Arbeit betrachteten Seile und deren Drähte weisen einen kreisrunden Querschnitt auf. Die Drahtnennfestigkeit  $R_0$  beträgt im Allg. 1370, 1570, 1770 oder 1960 N/mm<sup>2</sup>, wobei die meist verwendeten Seile eine Nennfestigkeit von 1770 N/mm<sup>2</sup> aufweisen. Die hohe Festigkeit der Drähte wird durch eine entsprechende Wärmebehandlung (Entzundern und Patentieren) und durch Kaltziehen erreicht.

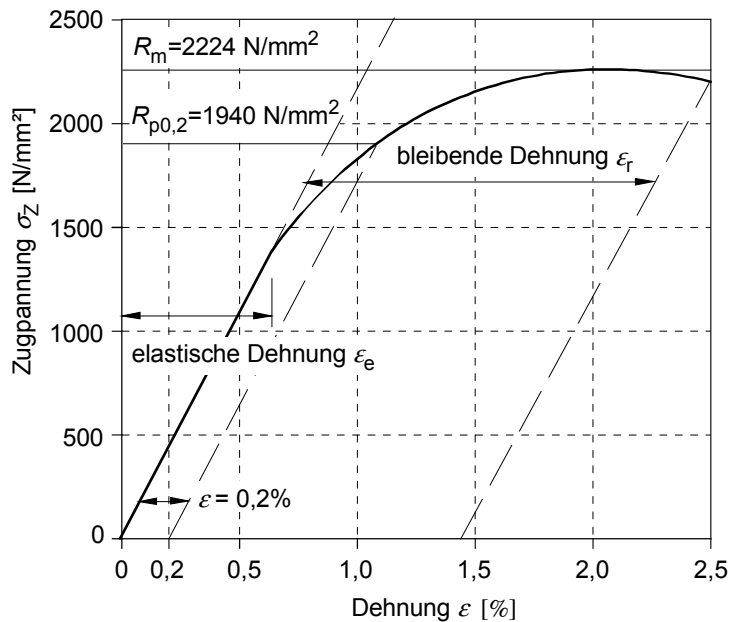
Die Bestimmung der wirklichen Drahtfestigkeit<sup>2</sup>  $R_m$  und des Elastizitätsmoduls  $E_D$  erfolgt in einem Zugversuch. Betrachtet man die Spannungs-Dehnungs-Beziehung, so erkennt man eine leicht gewölbte Kurve (Bild 2-1). Bei wachsenden Spannungen fällt

---

<sup>1</sup> Erfindung eines 3-litzigen Drahtseils durch Oberbergrat W.A.J. Albert

<sup>2</sup> Gemäß DIN 2078 [30] darf die Bruchfestigkeit  $R_m$  die Nennfestigkeit  $R_0$  um bis zu 260 bzw. 390 N/mm<sup>2</sup> übersteigen.

der E-Modul (Sekanten-E-Modul zwischen zwei Spannungen) leicht ab. In [39] wird für den in der Praxis genutzten Zugspannungsbereich von 100 bis 600 N/mm<sup>2</sup> ein mittlerer E-Modul von 196000 N/mm<sup>2</sup> angegeben.

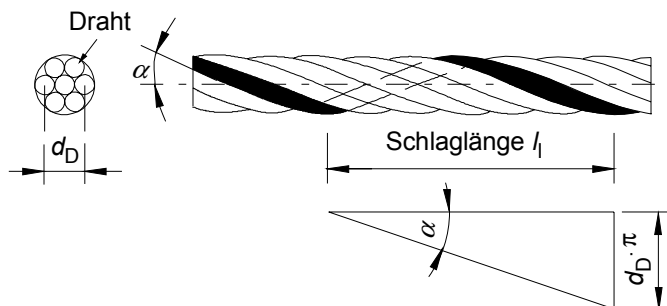


**Bild 2-1:** Definition eines „gerichteten“ Drahtes (nach [39])

Zur Sicherstellung des Korrosionsschutzes hat sich das Aufbringen eines metallischen Überzuges in Form einer Verzinkung der Drähte bewährt. Hierbei wird eine galvanische und eine Feuerverzinkung unterschieden. Gemäß FEYRER [39] hat sich für in Deutschland gefertigte Drähte das Feuerverzinken durchgesetzt.

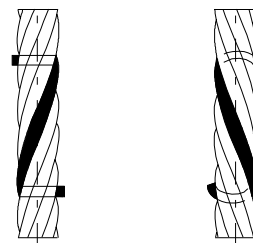
### 2.2.1.2 Litze

Die Litzen bilden die Hauptelemente der Seilkonstruktion. Die Form der Litze wird durch das schraubenlinienförmige Schlagen von mehreren Drähten um einen Kerndraht gebildet. Besteht der Litzenaufbau aus einer Drahtlage, so wird diese als Einfachlitze bezeichnet. Die folgenden Ausführungen und die Darstellungen in den Bildern 2-2 und 2-3 verdeutlichen die grundlegenden Begrifflichkeiten bei der Beschreibung der Litzengeometrie.



**Bild 2-2:** Schlaglänge und -winkel der Drähte einer Litze

rechtsgängig (z)    linksgängig (s)



**Bild 2-3:** Litzenschlagrichtung

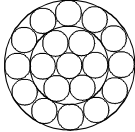
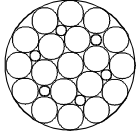
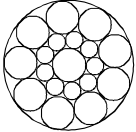
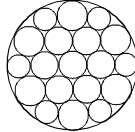
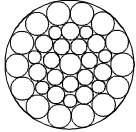
Die Schlaglänge  $l_1$  stellt die Ganghöhe der schraubenlinienförmig verlaufenden Drähte dar. Der Schlagwinkel  $\alpha$  ergibt sich aus der Abwicklung der Drähte und stellt den Winkel zwischen Drahtachse und Litzenachse im Aufriss dar.

$$\tan \alpha = \frac{d_D \cdot \pi}{l_1} \quad (2.2-1)$$

Hierbei kann die Litze in unterschiedlichen Richtungen um den Kerndraht geschlagen sein. Gemäß Bild 2-3 wird eine rechtsgängige (z) und linksgängige (s) Schlagrichtung unterschieden.

Die Litzenkonstruktion kann in unterschiedlicher Weise ausgeführt werden. Hauptsächlich angewendet und für die Betrachtungen der vorliegenden Arbeit relevant sind die Standard- und Parallelschlaglitzen (Tabelle 2-1).

**Tabelle 2-1:** Litzenarten

Verseilart	Standardschlag		Parallelschlag		
Konstruktion					
Litzenbezeichnung	Standard	Filler	Seale	Warrington	Warrington-Seale

Die Verseilung der Drähte aller Drahtlagen der „Standard“-Litze erfolgt mit dem gleichen Schlagwinkel. Hieraus lässt sich ableiten, dass die Schlaglänge der Drähte in jeder Drahtlage verschieden ist. Aufgrund der daraus resultierenden gleichen Länge der Drähte sind diese unter Zugbelastung mit gleich großen Längszugspannungen beansprucht [39]. Die Litzenkonstruktion bedingt, dass die Drähte der einzelnen Lagen sich kreuzen. Hierbei kommt es zu einer punktuellen Berührung der Drähte an den Kreuzungspunkten. Es entstehen Spannungsspitzen (z.B. Biegespannungen) im Bereich der Berührungspunkte der Drähte.

Die Parallelschlaglitzen werden so ausgeführt, dass die Drähte in jeder Drahtlage die gleiche Schlaglänge aufweisen. Hieraus ergibt sich eine linienförmige Berührung der Drähte zur benachbarten Drahtlage, welche eine Kreuzung der Drähte ausschließen lässt. Die Beanspruchungssituation zwischen den einzelnen Drahtlagen (quer zur Drahtachse) ist gegenüber der „Standard“-Litze gleichmäßig.

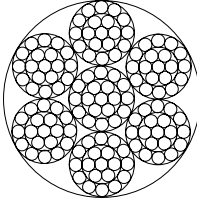
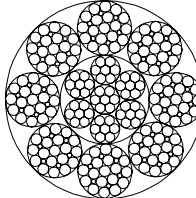
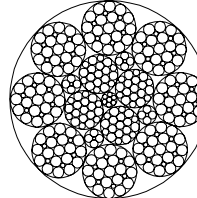
### 2.2.1.3 Seileinlage

Die Litzen eines Drahtseils werden um einen Kern geschlagen. Der Kern<sup>3</sup> eines Litzenseils kann durch verschiedene Seileinlagen realisiert werden. Diese sind abhängig vom Verwendungszweck des Drahtseils. Gebräuchliche Einlagen bestehen aus einem Faser-

<sup>3</sup> Ebenfalls gebräuchliche Bezeichnung des Seilkerns: Seele

bzw. Kunststoffmaterial oder Stahl. Da der Einsatz von Stahlseilen in Beton Gegenstand der vorliegenden Arbeit ist, werden die Faser- und Kunststoffeinlagen in den weiteren Ausführungen nicht behandelt. Der Grund hierfür liegt in Überlegungen hinsichtlich der Dauerhaftigkeit und ungünstiger Seileigenschaften, wie z.B. die hohe Querkontraktion des Seilkörpers beim Einsatz einer Fasereinlage (vgl. POSSART [103]).

**Tabelle 2-2:** Stahleinlagen

	Drahtseil mit Stahlitzeneinlage	Drahtseil mit Stahlseileinlage (unabhängig verseilt)	Drahtseil mit Stahlseileinlage (parallel verseilt)
Konstruktions- prinzip			
Kurzbe- zeichnung	SEL	SES	SESP

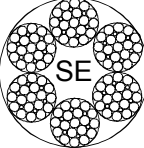
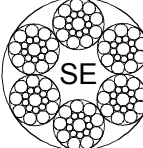
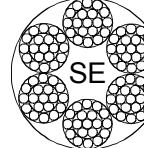
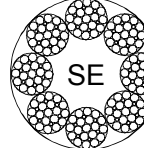
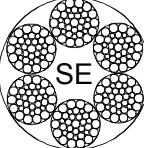
Einlagen aus Stahl bestehen aus Stahldrähten, welche bei dünnen Seilen, bei Seilen mit Einfachlitzen und bei Spiral-Rundlitzenseilen in Form von Litzen eingelegt werden (Kurzbezeichnung: SEL). Die gebräuchlichste Form der Stahleinlage wird durch die Verwendung eines separiert verseilten Litzenseils gebildet (Kurzbezeichnung: SES). Eine weitere Form der Seilmachart stellt der Parallelschlag von Litzen und Einlage dar. Hierbei haben Seil und Einlage dieselbe Schlaglänge. Die Litzen und die Seileinlage werden in einem Verseilprozess hergestellt (Kurzbezeichnung: SESP).

### 2.2.2 Seilkonstruktionen

Verschiedene Anwendungsanforderungen haben eine Reihe vielfältigster Seilaufbauten hervorgerufen. FEYRER [39] gibt hierzu einen umfassenden Überblick. Die dieser Arbeit zugrunde liegenden Forschungen (vgl. Abschnitte 4 und 5.2) basieren auf Untersuchungen unter Verwendung von einlagigen Rundlitzenseilen, so dass diese im Folgenden näher betrachtet werden sollen.

Der grundsätzliche Aufbau eines einlagigen Rundlitzenseils besteht aus einer Seileinlage und einer Litzenlage. In DIN 3051 [30] werden die verschiedenen standardisierten Seilkonstruktionen expliziert. Tabelle 2-3 gibt einen auszugsweisen Überblick über mögliche Seilaufbauten.

**Tabelle 2-3:** Auszug möglicher Seilkonstruktionen

Bezeichnung	6 x 19 Filler	6 x 19 Seale	6 x 19 Standard	8 x 19 Filler	6 x 36 Warrington- Seale
DIN [30]	DIN 3057	DIN 3058	DIN 3060	DIN 3061	DIN 3064
Konstruktion					

Bei den betrachteten Rundlitzenseilen wird von einer zweifachen Verseilung gesprochen, welche sich aus der „Draht zu Litzen“- und der „Litzen zu Seil“-Verseilung ergibt. Die Schlagrichtung der Litzen im Seilkörper kann unterschiedlich ausgeführt werden. Wie auch schon aus dem geometrischen Verlauf der Drähte in den Litzen bekannt, wird ein Rechtsschlag (Z) und Linksschlag (S) unterschieden. In Abhängigkeit vom möglichen Litzen- und Seilschlag werden der Kreuz- und Gleichschlag bei Seilen definiert. Bild 2-4 zeigt beispielhaft den geometrischen Aufbau eines kreuzgeschlagenen rechtsgängigen (sZ) Seiles. Die dargestellte Seilkonstruktion findet in den dieser Arbeit zugrunde liegenden Forschungen Anwendung.

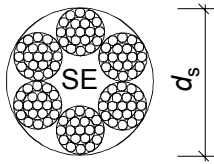
**Bild 2-4:** Konstruktion eines kreuzgeschlagenen rechtsgängigen Drahtseils

## 2.3 Kenngrößen

Im Folgenden werden einige dem Drahtseil in geometrischer bzw. werkstoffseitiger Sicht zugeordnete Termini, welche eine Relevanz in der vorliegenden Arbeit besitzen, erläutert.

### Seilnennendurchmesser $d_s$

Der Seilnennendurchmesser wird zur Beschreibung der Querschnittsabmessung benutzt. Hierbei wird, aufgrund der Verwendung von Rundlitzenseilen, der Umkreisdurchmesser verwendet.



**Bild 2-5:** Seilnennendurchmesser Rundlitzenseil

### Füllfaktor $f$

Der Füllfaktor definiert sich als das Verhältnis des metallischen Querschnittes des Seils zum Flächeninhalt seines Umkreises [30].

Tabelle 2-4 lässt die Abweichungen zwischen den einzelnen Konstruktionsarten erkennen. So führt beispielsweise der Unterschied der Füllfaktoren zwischen den Seilarten 6 x 19 Standard und 8 x 19 Filler zu einer prozentualen Abweichung der Werte von 11 %.

### Metallischer Seilquerschnitt $A_m$

Der metallische Seilquerschnitt  $A_m$  ergibt sich aus der Summe der einzelnen Drahtquerschnitte im Seilkörper. Die Berechnung erfolgt über den Füllfaktor  $f$  und den Flächeninhalt des Seilumkreises.

$$A_m = f \cdot \frac{d_s^2 \cdot \pi}{4} \quad (2.3-1)$$

### Rechnerische Bruchkraft $F_r$

Die rechnerische Bruchkraft des Seiles als theoretischer Rechenwert bestimmt sich aus dem metallischen Seilquerschnitt  $A_m$  und der Drahtnennfestigkeit  $R_0$ .

$$F_r = A_m \cdot R_0 \quad (2.3-2)$$

### Wirkliche Bruchkraft $F_w$

Die wirkliche Bruchkraft wird im Versuch ermittelt. Die Bestimmung erfolgt durch das Zerreißen des Seilstranges unter Zugbelastung.

### Verseilverlust

Der Verseilverlust stellt die Differenz zwischen der ermittelten und der wirklichen Bruchkraft dar. Hierbei kann eine starke Abhängigkeit von der Seilkonstruktion und deren Elemente (Drähte, Litzen) festgestellt werden. Die ermittelte Bruchkraft ergibt sich aus den im Zugversuch bestimmten Bruchkräften aller Drähte des Seiles.

*Verseilfaktor  $k$* 

Der Verseilfaktor wird als Rechenwert zur Berücksichtigung des Verseilverlustes eingeführt. Dieser Wert ist kleiner als 1 und ergibt bei den in Tabelle 2-3 dargestellten Konstruktionen Unterschiede bis zu ca. 6 %. Es bleibt festzustellen, dass der Verseilfaktor mit zunehmender Drahtzahl und Drahtfestigkeit abnimmt [98].

*Mindestbruchkraft  $F_{S,min}$* 

Der kleinste zulässige Wert der Bruchkraft ist durch die Mindestbruchkraft definiert. Die wirkliche Bruchkraft aus dem Zugversuch darf diesen Wert nicht unterschreiten. Über die rechnerische Bruchkraft  $F_r$  und den Verseilfaktor  $k$  wird die Mindestbruchkraft ermittelt.

$$F_{S,min} = k \cdot F_r \quad (2.3-3)$$

Zur Verdeutlichung der Größenordnungen der zuvor erläuterten Kenngrößen werden die Werte für die in Tabelle 2-3 exemplarisch dargestellten Seilkonstruktionen in Tabelle 2-4 angegeben. Die Berechnung der Querschnittswerte bzw. Bruchkräfte erfolgt beispielhaft für das in den eigenen Untersuchungen verwendete Rundlitzenseil 6 x 19 Standard mit einer Nennfestigkeit von 1770 N/mm<sup>2</sup>. Hierbei werden die verwendeten Seilnennendurchmesser 8, 12 und 24 mm einbezogen.

**Tabelle 2-4:** Kenngrößen einiger Rundlitzenseile mit Stahleinlage

Bezeichnung	6 x 19 Filler	6 x 19 Seale	6 x 19 Standard			8 x 19 Filler	6 x 36 Warrington- Seale
Füllfaktor $f$ [-]	0,5800	0,5684	0,5278			0,5874	0,5800
Verseilfaktor $k$ [-]	0,8007	0,8007	0,8007			0,7509	0,7821
Seilnennendurchmesser $d_s$ [mm]			8	12	24		
Metallischer Seilquerschnitt $A_m$ [mm <sup>2</sup> ]			26,53	59,69	238,77		
Rechnerische Bruchkraft $F_r$ [kN]			46,96	105,66	422,62		
Mindestbruchkraft $F_{S,min}$ [kN]			37,60	84,60	338,40		

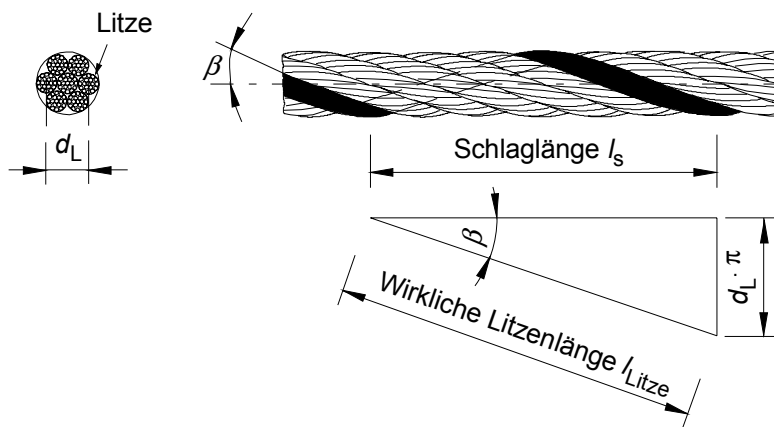
## 2.4 Geometrie von Rundlitzenseilen

### 2.4.1 Ortslinie der Litzen und Drähte in Seillängsrichtung

Die nachstehenden Ausführungen sollen sich mit der mathematischen Erfassung des Seilaufbaus befassen. Hierbei können die Betrachtungen hinsichtlich der Drähte in einer geraden Litze, direkt für die Beschreibung der Litzenverläufe im Rundlitzenseil übertragen werden. Die Einbindung der Stahlseileinlage in die Gesamtbeschreibung des Rundlitzenseils erfolgt nicht. Für die Einlage muss eine separierte Betrachtung als gerade Litze oder gerades Seil erfolgen.

Die für die vorliegende Arbeit wesentlichen Erkenntnisse aus den zahlreichen Veröffentlichungen über die Thematik der Geometrie von Drahtseilen (z.B. [139, 48, 61, 140]) werden im Folgenden dargestellt.

Die Rundlitzenseile werden durch das schraubenlinienförmige Schlagen von mehreren Litzen um eine Seileinlage gebildet. Die nachfolgenden Darstellungen verdeutlichen die grundlegenden Begrifflichkeiten bei der Beschreibung der Seilgeometrie.



**Bild 2-6:** Schlaglänge und -winkel der Litzen eines Seils

Die Schlaglänge  $l_s$  stellt die Ganghöhe der schraubenlinienförmig verlaufenden Litzen dar. Der Schlagwinkel  $\beta$  ergibt sich aus der Abwicklung der Litzen und stellt den Winkel zwischen Litzenachse und Seilachse im Aufriss dar.

$$\tan \beta = \frac{d_L \cdot \pi}{l_s} \quad (2.4-1)$$

Die wirkliche Länge der abgewickelten Litze ergibt sich nach Gl. (2.4-2).

$$l_{\text{Litze}} = \frac{l_s}{\cos \beta} \quad (2.4-2)$$

Die mathematische Beschreibung des geometrischen Verlaufs eines Drahtes in einer geraden Litze erfolgt über die Definition einer einfachen Schraubenlinie. Die Darstellung des Verlaufs einer Litze in einem geraden Rundlitzenseil ist hier direkt übertrag-

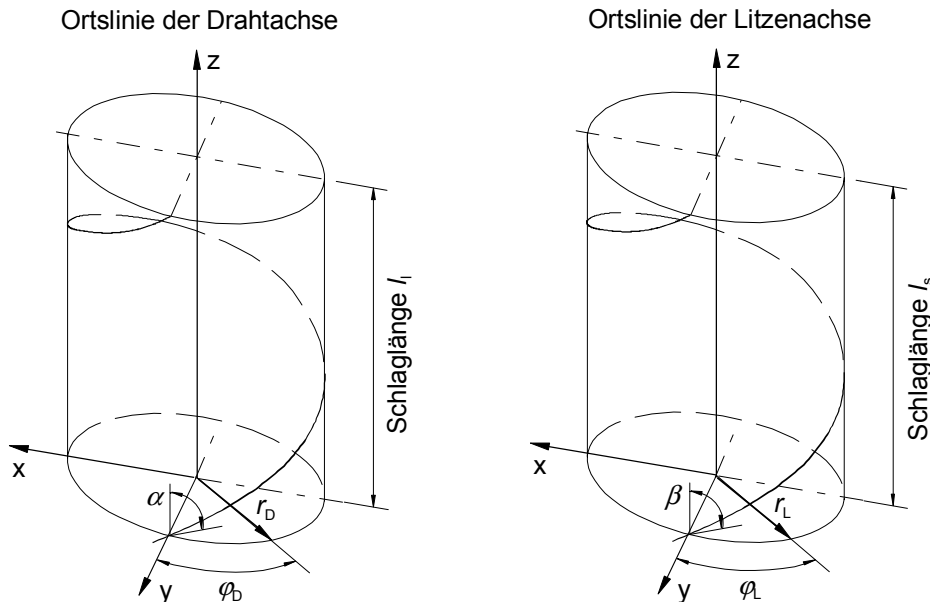


bar. Die Ortslinie ist auf die Draht- bzw. Litzenmittellinie bezogen. In Matrixschreibweise lassen sich die Schraubenlinien folgendermaßen angeben:

$$\text{Raumkurve der Drahtachse: } \begin{pmatrix} x \\ y \\ z \end{pmatrix} = r_D \cdot \begin{pmatrix} -\sin \varphi_D \\ \cos \varphi_D \\ \frac{\varphi_D}{\tan \alpha} \end{pmatrix} \quad (2.4-3)$$

$$\text{Raumkurve der Litzenachse: } \begin{pmatrix} x_L \\ y_L \\ z_L \end{pmatrix} = r_L \cdot \begin{pmatrix} -\sin \varphi_L \\ \cos \varphi_L \\ \frac{\varphi_L}{\tan \beta} \end{pmatrix} \quad (2.4-4)$$

$\varphi_D$  ( $\varphi_L$ ) stellt den Drehwinkel,  $\alpha$  ( $\beta$ ) den gegen die Litzen- bzw. Seilachse ( $z$ -Achse) gemessenen Steigungs- bzw. Schlagwinkel und  $r_D$  ( $r_L$ ) den Windungsradius gemäß Bild 2-7 dar.



**Bild 2-7:** Schraubenlinien der Draht- und Litzenachsen

Die Gln. (2.4-3) und (2.4-4) gelten nur für einfach geschlagene Drähte bzw. Litzen. Die Drähte in einem Rundlitzenseil sind jedoch zweifach geschlagen (Drähte zu Litzen und Litzen zum Seil). SCHIFFNER [117] beschreibt die Raumkurve der doppelt geschlagenen Drahtwendel gemäß nachfolgenden Ausführungen.

Es wird davon ausgegangen, dass die Drähte sich mit einem konstanten Verhältnis Drehwinkel des Drahtes  $\varphi_D$  zu Drehwinkel der Litze  $\varphi_L$  ( $\varphi_D / \varphi_L = \text{konst.}$ ) um die Seilachse drehen. Mit Hilfe des Verhältnisses  $m^*$  wird dann die Anzahl der Drahtschlaglängen  $l_i$  innerhalb der Seilschlaglänge  $l_s$  ausgedrückt.

$$m^* = \frac{l_s}{l_l \cdot \cos \beta} \quad (2.4-5)$$

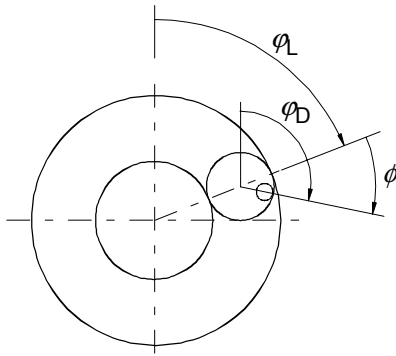
Durch die Definition des Phasenwinkels  $\phi$  gemäß Bild 2-8 und  $m = m^* \pm 1$  ergibt sich:

$$\phi = m \cdot \varphi_L = \varphi_D \pm \varphi_L \quad (2.4-6)$$

Zur Berücksichtigung beliebiger Drehwinkellagen wird ein Ausgangsdrehwinkel der Drahtlage in die formelmäßige Erfassung einbezogen.

$$\varphi_0 + \varphi_D \pm \varphi_L = \varphi_0 + m \cdot \varphi_L \quad (2.4-7)$$

Für die in dieser Arbeit betrachteten kreuzgeschlagenen Rundlitzenseile ist in den Gln. (2.4-6) und (2.4-7) das positive Vorzeichen zu verwenden.



**Bild 2-8:** Drehwinkel des Drahtes und der Litze [39]

Die Raumkurven ergeben sich nun gemäß nachfolgenden Gleichungen.

$$x = -r_L \cdot \sin(\varphi_L) - r_D \cdot [\cos(\varphi_0 + m \cdot \varphi_L) \cdot \sin \varphi_L + \sin(\varphi_0 + m \cdot \varphi_L) \cdot \cos \beta \cdot \cos \varphi_L] \quad (2.4-8)$$

$$y = r_L \cdot \cos(\varphi_L) + r_D \cdot [\cos(\varphi_0 + m \cdot \varphi_L) \cdot \cos \varphi_L - \sin(\varphi_0 + m \cdot \varphi_L) \cdot \cos \beta \cdot \sin \varphi_L] \quad (2.4-9)$$

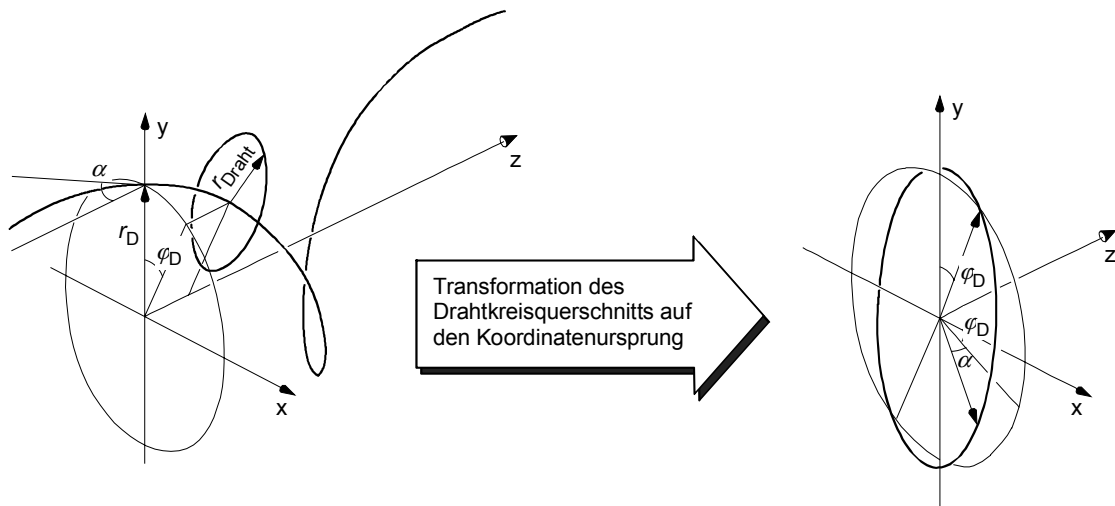
$$z = r_L \cdot \frac{\varphi_L}{\tan \beta} - r_D \cdot \sin(\varphi_0 + m \cdot \varphi_L) \cdot \sin \beta \quad (2.4-10)$$

### 2.4.2 Seilquerschnitt

Die Beschreibung des Seilquerschnitts wird zur Verdeutlichung der Geometrie in der Schnittebene normal zur Seilachse angeführt. Hierbei spielt vornehmlich die Erfassung der Sperrung der einzelnen Drähte in den Litzen eine Rolle. Die Berechnung des Litzen- bzw. Seilquerschnitts dient hauptsächlich Seilherstellern zur Projektierung von Seilaufbauten. Für den Einsatz der Seile im Beton ist die Erfassung der Kavitäten im Seilquerschnitt und der Drahtabstände ebenfalls von Interesse. Der entstehende Verbundwerkstoff Drahtseil-Beton wird durch die gewollte Durchdringung des Seilkörpers mit Betonfeinstbestandteilen im wesentlichen durch diese beiden Parameter beeinflusst.

## 2.4.2.1 Allgemeine geometrische Betrachtungen

In den bisherigen schematischen Querschnittsdarstellungen von Seilaufbauten (z.B. Abbildungen in Tabelle 2-2 und 2-3) wurden kreisrunde Drahtquerschnitte angegeben. Bei genauerer Betrachtung der Schnittführung stellen die Kreisquerschnitte nur eine Näherung dar. Die Drähte einer Litze bzw. eines Seils liegen in einem Winkel, dem Verseilwinkel, zur Litzen- bzw. Seillängsachse. Der Kreisquerschnitt des Drahtes folgt der Schraubenlinie der Raumkurve (Bild 2-9).



**Bild 2-9:** Drahtquerschnitt innerhalb der Raumkurve (sinngemäß nach [48])

Hierdurch stellt sich bei normaler Schnittführung bezüglich der Litzen- bzw. Seilachse eine Verzerrung der Drahtkreislinie ein. Es bilden sich ellipsenförmige Querschnittslinien aus (Bild 2-11). Im Allgemeinen wird das sogenannte Ellipsenannäherungsverfahren für die Berechnung des Normalschnitts verwendet. Die Ellipse entsteht durch die Vorstellung, dass ein gerader runder Draht mit einem Drahtschlagwinkel  $\alpha$  gemäß Bild 2-10 geschnitten wird.

Bei Gleichschlagseilen addieren sich die Verseilwinkel der Litzen und des Seils und es kann zu erheblichen Abweichungen zwischen angenähertem ellipsenförmigen und wirklichen Querschnitt kommen. Die Anwendung eines genaueren Verfahrens, z.B. nach JENNER [61] oder GRIFFIOEN/WIEK [39], bietet sich hier an.

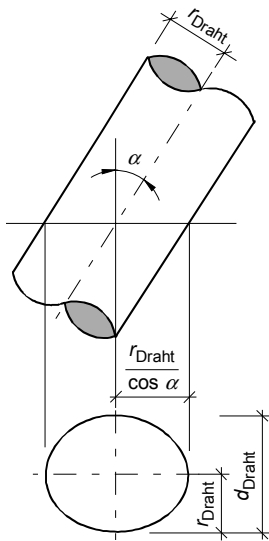


Bild 2-10: Drahtschnittführung [61]

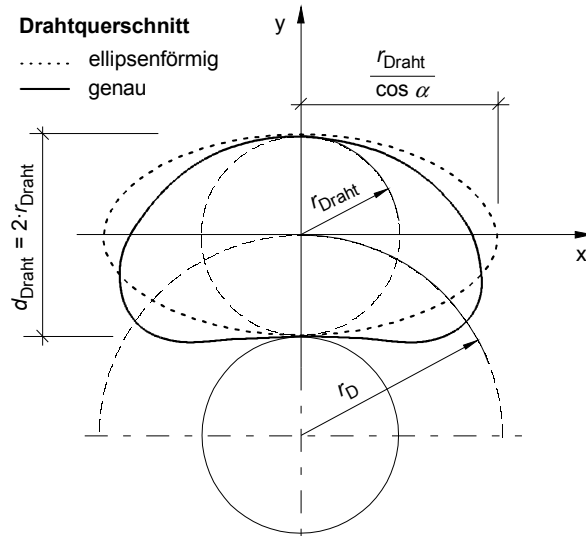


Bild 2-11: Genäherter elliptischer und genauer Drahtquerschnitt

### 2.4.2.2 Sperrungsberechnung

Die Erfassung der Querschnittsgeometrie dient, wie bereits erwähnt, u.a. zur Berechnung der Sperrungen im Seil. Als Sperrung wird der Spalt zwischen Drähten und Litzen einer Draht- bzw. Litzenlage im Seilkörper bezeichnet. Ausführliche Erläuterungen zu den Berechnungsherleitungen sind bei SHITKOW/POSPECHOW [125] und JENNER [61] zu finden.

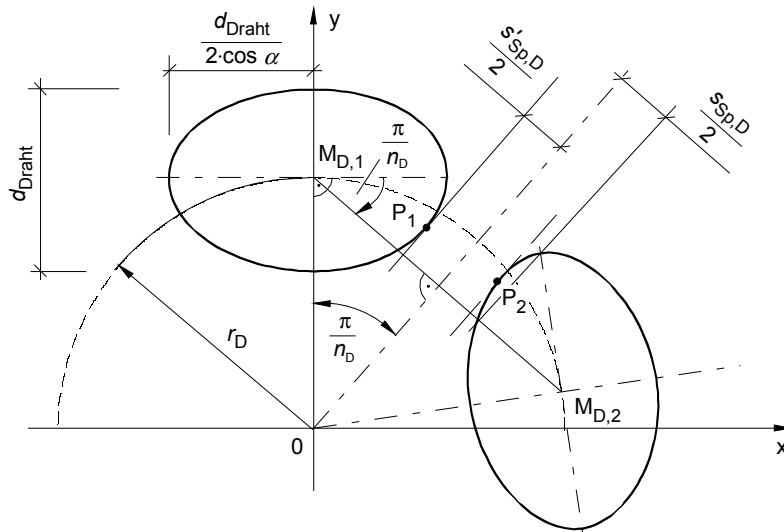
Betrachtet man zunächst die Drähte in einer Litze, so kann ausgehend von einem elliptischen Drahtquerschnitt die Sperrung  $s_{Sp,D}$  nach Gl. (2.4-11) angegeben werden. Die Berechnung erfolgt über die Polarradien zweier benachbarter Ellipsen und den Ellipsenmittelpunkten  $M_{D,1}$  und  $M_{D,2}$  [61].

$$s_{Sp,D} = 2 \cdot r_D \cdot \sin \frac{\pi}{n_D} - \frac{d_{Draht}}{\cos \frac{\pi}{n_D} \cdot \sqrt{\cos^2 \alpha + \tan^2 \frac{\pi}{n_D}}} \quad (2.4-11)$$

Hierbei sind  $r_D$  der Windungsradius gemäß Bild 2-7 bzw. 2-9,  $\alpha$  der Litzenschlagwinkel und  $n_D$  die Anzahl Drähte in der jeweiligen Drahtlage. Bild 2-12 zeigt die geometrischen Verhältnisse der benachbarten Ellipsen.

Aus Bild 2-12 wird ersichtlich, dass  $s_{Sp,D}$  nicht den kleinsten Abstand zwischen den Ellipsen darstellt. Die wirkliche Sperrung  $s'_{Sp,D}$  ergibt sich durch den Abstand der Punkte  $P_1$  und  $P_2$ . Diese sind die Berührungspunkte von Tangenten parallel zur Symmetrieachse zweier benachbarter Ellipsen.

$$s'_{Sp,D} = s_{Sp,D} \cdot \cos \alpha \quad (2.4-12)$$



**Bild 2-12:** Sperrung zwischen zwei benachbarten Ellipsen (Litzenquerschnitt)

Für die in den eigenen Forschungen (vgl. Abschnitt 4) zur Anwendung gekommenen Rundlitzenseile ergeben sich die Parameter für die Drahtsperrung nach Tabelle 2-5. Der Drahtschlagwinkel  $\alpha$  wird infolge des Linksschlags der Litzen negativ definiert.

**Tabelle 2-5:** Drahtsperrung

Seilnennendurchmesser	$d_s$	[mm]	8	12	24
Schlagwinkel der Drähte	$\alpha$	[°]	-14,30	-16,34	-15,84
Durchmesser der Drähte	$d_{\text{Draht}}$	[mm]	0,52	0,75	1,56
Anzahl der Drähte (äußere Lage)	$n_{D,a}$	[-]	12	12	12
Drahtwindungsradius (äußere Lage)	$r_{D,a}$	[mm]	1,06	1,54	3,21
Sperrung (äußere Drähte)	$s'_{\text{Sp},D,a}$	[mm]	0,01	0,02	0,04
Anzahl der Drähte (innere Lage)	$n_{D,i}$	[-]	6	6	6
Drahtwindungsradius (innere Lage)	$r_{D,i}$	[mm]	0,54	0,79	1,65
Sperrung (innere Lage)	$s'_{\text{Sp},D,i}$	[mm]	< 0,01	0,01	0,03

Die zuvor aufgezeigten Gleichungen und Berechnungen gelten für Drahtquerschnitte, welche durch Ellipsen angenähert sind. Wird der Drahtquerschnitt exakt erfasst (Bild 2-11), bietet sich eine numerische Sperrungsberechnung an.

Die vorgestellten Überlegungen und Berechnungen hinsichtlich der Drahtquerschnitte und der auftretenden Sperrungen in der geraden Litze lassen sich direkt auf die Litzen im Seil übertragen. Der Litzenumkreis im Seilquerschnitt bildet auch hier näherungsweise eine Ellipse. Nachfolgende Gleichungen berechnen unter Berücksichtigung des Windungsradius der Litzen  $r_L$ , des Durchmessers der Litzen  $d_{\text{Litze}}$ , des Schlagwinkels

der Litzen im Seil  $\beta$  und der Anzahl der Litzen  $n_L$  im Umkreis des Seilquerschnitts<sup>4</sup> die Sperrung zwischen zwei benachbarten Litzen in einem Rundlitzenseil.  $s'_{Sp,L}$  wird als kleinster Abstand zwischen zwei benachbarten ellipsenförmigen Litzenquerschnitten verstanden.

$$s_{Sp,L} = 2 \cdot r_L \cdot \sin \frac{\pi}{n_L} - \frac{d_{Litze}}{\cos \frac{\pi}{n_L} \cdot \sqrt{\cos^2 \beta + \tan^2 \frac{\pi}{n_L}}} \quad (2.4-13)$$

$$s'_{Sp,L} = s_{Sp,L} \cdot \cos \beta \quad (2.4-14)$$

Die Berechnung der Sperrung zwischen den Drähten der verseilten Litzen wird unverändert, bedingt durch den Erhalt des Litzennormalschnitts in der Normalebene, nach Gl. (2.4-11) und (2.4-12) geführt [61].

Für die in den eigenen Forschungen zur Anwendung gekommenen Rundlitzenseile ergeben sich die Parameter für die Litzensperrung nach Tabelle 2-6.

**Tabelle 2-6:** Litzensperrung

Seilnenndurchmesser	$d_s$	[mm]	8	12	24
Anzahl der Litzen	$n_L$	[-]	6	6	6
Durchmesser der Litzen	$d_{Litze}$	[mm]	2,63	3,83	7,97
Windungsradius der Litzen	$r_L$	[mm]	2,79	4,09	8,47
Schlagwinkel der Litzen	$\beta$	[°]	17,35	18,21	18,83
Sperrung der Litzen	$s'_{Sp,L}$	[mm]	0,06	0,10	0,16

Die Litzensperrungen nehmen mit größer werdenden Seildurchmesser zu. Betrachtet man die bezogenen Sperrungen ( $s'_{Sp}/d$ ), so lässt sich für die zur Anwendung gekommenen Rundlitzenseile eine mittlere Draht- bzw. Litzensperrung von ca. 2 % feststellen.

Unter der Einwirkung einer Zugbelastung wird das Seil in Längsrichtung gedehnt. Gleichzeitig wird eine Querkontraktion herbeigeführt. Die damit verbundene Verringerung des Seildurchmessers führt zu einer Verkleinerung der Sperrung. Im wesentlichen sind hier die Sperrungen zwischen den Litzen betroffen. Mit der Neuberechnung der Litzenraumkurve im Seil mit veränderten Schlaglängen und Windungsradien während bzw. nach Lasteinwirkung ergibt sich der neue Abstand zwischen den Litzen. Die Berechnung der Sperrungen im Seilquerschnitt hat für die beschriebenen Forschungen vorrangige Bedeutung im unbelasteten Zustand des Seils. Die Sperrungsberechnungen sollen der Einschätzung der Durchdringung des Seilkörpers mit Feinstbestandteilen während des Betonierens dienen. Es werden daher keine weiteren Ausführungen zur Veränderung der Sperrungen bei Belastung des Seils angegeben.

<sup>4</sup> Allgemein:  $n_L$  ist die Anzahl der Litzen in einer Litzenlage



Die in Bild 2-13 geschummert dargestellte Fläche stellt die Hälfte einer Drahtwickelfläche dar. Somit ergibt sich die zwischen zwei Drähten befindliche gesamte Zwickelfläche nach Gl. (2.4-19).

$$A_{Zw,D,Litze} = 2 \cdot (A_{M_L P_{D,1} P_{D,2}} - A_{M_L M_D P_{D,3}} - A_{M_D P_{D,1} P_{D,3}}) \quad (2.4-19)$$

Wird die zuvor gezeigte Berechnung der Drahtwickelfläche  $A_{Zw,D,Litze}$  auf den Seilquerschnitt übertragen, so ist aufgrund des anderen Schnittwinkels (Überlagerung von Litzen- und Seilschlagwinkel) nach JENNER [61] eine Modifizierung vorzusehen. Es wird davon ausgegangen, dass das Drahtwickelvolumen in einer geraden Litze mit dem in der gewendelten Litze im Seilkörper identisch sein soll. Hiermit ergibt sich die Zwickelfläche  $A_{Zw,D,Seil}$  zwischen zwei Drähten nach Gl. (2.4-20).

$$A_{Zw,D,Seil} = A_{Zw,D,Litze} \cdot \frac{1}{\cos \beta} \quad (2.4-20)$$

In den bisherigen Betrachtungen wurden nur die Flächenanteile zwischen den Drähten im Seil erfasst. Zwischen den Litzen bilden sich analog zu den Drahtwickelflächen, Litzenwickelflächen  $A_{Zw,L,Seil}$  im Seilquerschnitt aus. Bild 2-13 (rechts) verdeutlicht die nachfolgend angegebenen Gleichungen zur entsprechenden Berechnung der Teilflächen und der Gesamtwickelfläche zwischen den Litzen.

Teilflächen:

$$A_{M_S P_{L,1} P_{L,2}} = \frac{1}{4} \cdot 2 \cdot r_{Seil} \cdot \frac{\pi}{n_L} \cdot r_{Seil} = \frac{1}{2} \cdot \frac{\pi}{n_L} \cdot r_{Seil}^2 \quad (2.4-21)$$

$$A_{M_S M_L P_{L,3}} = \frac{1}{2} \cdot \frac{d_L}{2} \cdot r_{P_{L,3}} \cdot \sin\left(\frac{\pi}{n_L}\right) \quad (2.4-22)$$

$$A_{M_L P_{L,1} P_{L,3}} = \frac{r_{Litze}^2}{2 \cdot \cos \beta} \left[ \frac{\pi}{2} + \arccos\left(\frac{r_{P_{L,3}} \cdot \sin\left(\frac{\pi}{n_L}\right) \cdot \cos \beta}{r_{Litze}}\right) \right] \quad (2.4-23)$$

Abstand Seilmittelpunkt und Litzenberührungspunkt analog Gl. (2.4-18):

$$r_{P_{L,3}} = \frac{r_{Litze}}{\cos \beta \cdot \sin\left(\frac{\pi}{n_L}\right) \cdot \sqrt{1 + \tan^2\left(\frac{\pi}{n_L}\right) \cdot \cos^2 \beta}} \quad (2.4-24)$$

Zwickelfläche zwischen zwei benachbarten Litzen (nur Litzenanteil):

$$A_{Zw,L,Seil} = 2 \cdot (A_{M_S P_{L,1} P_{L,2}} - A_{M_S M_L P_{L,3}} - A_{M_L P_{L,1} P_{L,3}}) \quad (2.4-25)$$

Es ist zu beachten, dass für eine vollständige Ermittlung der Zwickelfläche zwischen zwei Litzen, die Summe der entsprechenden Drahtwickelflächen zur Litzenwickelfläche zu addieren ist. Bild 2-14 zeigt den gesamten Anteil der Zwickelfläche  $A_{Zw,Seil}$  zwi-



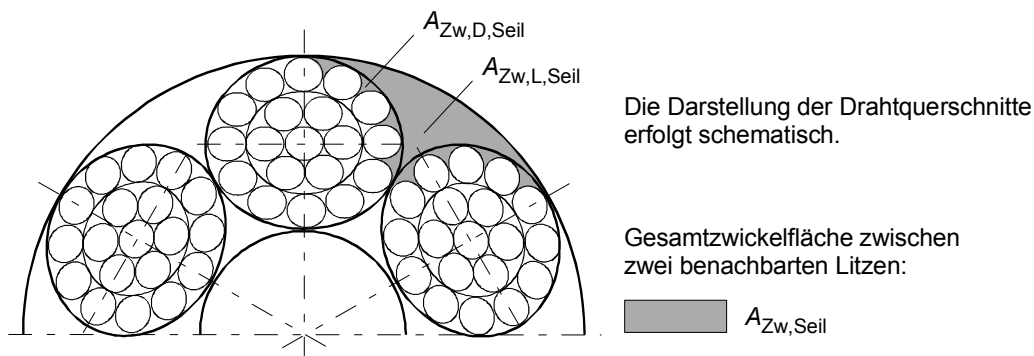
schen zwei benachbarten Litzen bei ungünstiger Lage der Drähte in den Litzen. Die Anzahl anrechenbarer Drahtwickelflächen  $n_{Zw,D}$  bestimmt sich nach den vorhandenen Drähten in der Außenlage in den Litzen  $n_D$  und der Litzenanzahl  $n_L$  im Seilquerschnitt.

Anrechenbare Anzahl der Drahtwickel:

$$n_{Zw,D} = 2 \cdot \frac{\left. \begin{array}{l} 90^\circ + \frac{360^\circ}{n_L \cdot 2} \\ \text{Litzenanteil} \end{array} \right\}}{\left. \begin{array}{l} \frac{360^\circ}{n_D} \\ \text{Drahtanteil} \end{array} \right\}} \quad (2.4-26)$$

Gesamte Wickelfläche zwischen zwei benachbarten Litzen:

$$A_{Zw,Seil} = A_{Zw,L,Seil} + n_{Zw,D} \cdot A_{Zw,D,Seil} \quad (2.4-27)$$



**Bild 2-14:** Gesamte Litzenwickelfläche

Die gegenläufige Schlagrichtung von Litzen und Seil des verwendeten rechtsgängigen kreuzgeschlagenen Rundlitzenseils 6 x 19 Standard gemäß DIN 3060 [30] ( $\beta - \alpha \approx 2^\circ$ ) hebt den ellipsenförmigen Charakter der Einzeldrähte in den Litzen fast vollständig auf. Es wurde daher bei der Bestimmung der Anzahl der anzurechnenden Drahtwickelflächen nach Gl. (2.4-26) von der Annahme eines kreisrunden Drahtquerschnitts ausgegangen.

Die Fläche aller äußeren Zwickel  $\sum A_{Zw,Seil}$  im Seilquerschnitt ergibt sich durch die Anzahl der Litzen nach Gl. (2.4-28).

$$\sum A_{Zw,Seil} = \sum_{i=0}^{n_L} A_{Zw,Seil,i} = n_L \cdot A_{Zw,Seil} \quad (2.4-28)$$

Für die in den eigenen Versuchen verwendeten Rundlitzenseile ergeben sich die Wickelflächen nach Tabelle 2-7.

In AVAK/WILLE/GLASER [9] wurde eine Näherungslösung zur Ermittlung der gesamten äußeren Wickelfläche angegeben. Diese geht von kreisrunden Draht- und Litzenformen im Normalschnitt aus. Konstruiert man den Seilquerschnitt mit diesen Voraussetzungen, so entsteht ein proportionaler Zusammenhang zwischen Draht- bzw.

Litzendurchmesser zur äußeren Zwickelfläche im Seilquerschnitt. Für ein einlagiges Rundlitzenseil 6 x 19 Standard [30] wurde für  $\Sigma A_{Zw,Seil}$  Gl. (2.4-29) angegeben.

$$\Sigma A_{Zw,Seil} = 0,183 \cdot d_s^2 \quad (2.4-29)$$

**Tabelle 2-7:** Zwickelflächen der verwendeten Rundlitzenseile

Erläuterung	Symbol	Einheit			
Seilnenndurchmesser	$d_s$	[mm]	8,0	12,0	24,0
Wirklicher Seildurchmesser	$d_{Seil}$	[mm]	8,2	12,0	24,9
Drahtzwickelfläche im Seilquerschnitt (Einzelzwickel)	$A_{Zw,D,Seil}$	[mm <sup>2</sup> ]	0,05	0,12	0,52
Litzenzwickelfläche im Seilquerschnitt (ohne Drahtzwickel)	$A_{Zw,L,Seil}$	[mm <sup>2</sup> ]	1,68	3,63	15,15
Anrechenbare Drahtzwickel	$n_{Zw,D}$	[-]	8	8	8
Gesamte Fläche eines Zwickels (Draht- und Litzenzwickel)	$A_{Zw,Seil}$	[mm <sup>2</sup> ]	2,08	4,59	19,31
Äußere Seilzwickelfläche	$\Sigma A_{Zw,Seil}$	[mm <sup>2</sup> ]	12,48	27,54	115,86

Für eine spätere Berechnung der ansetzbaren Verbundfläche des Seilquerschnitts im Beton ist die Ermittlung der Zwickelfläche von entscheidender Bedeutung. Nachfolgende Tabelle zeigt die Abweichungen zwischen der Näherungslösung und der vorgestellten genaueren Lösung mit Hilfe der Berücksichtigung von Draht- bzw. Litzenellipsen im Normalschnitt des Seils. Es zeigt sich eine mittlere Abweichung von 2,7 % zwischen der näherungsweise und der genaueren Erfassung der Zwickelflächen bei den verwendeten Seildurchmessern. Die Näherungslösung liefert in allen Fällen kleinere Werte. Die Plausibilität der Berechnungen ist erkennbar, da der Ansatz kreisrunder Draht- bzw. Litzenquerschnitte im vorliegenden Fall immer kleinere Zwickelflächen hervorruft.

**Tabelle 2-8:** Vergleich Näherungslösung und genauerer Ansatz

Erläuterung	Symbol	Einheit			
Seilnenndurchmesser	$d_s$	[mm]	8	12	24
Äußere Seilzwickelfläche (Näherungslösung)	$\Sigma A_{Zw,Seil}$	[mm <sup>2</sup> ]	12,31	26,35	113,46
Äußere Seilzwickelfläche (genauerer Ansatz)	$\Sigma A_{Zw,Seil}$	[mm <sup>2</sup> ]	12,48	27,54	115,86
Prozentuale Abweichung	$\Delta p$	[%]	1,4	4,5	2,1

## 2.5 Freie Drahtseile unter Belastung

### 2.5.1 Beanspruchungszustände

In den konventionellen Anwendungsgebieten der Stahlseile sind verschiedene Beanspruchungszustände möglich. Es lassen sich Zugbelastung, Biege- und Zugbelastung und Querkraft- bzw. Querdruckbeanspruchung unterscheiden. Die Kombination einer Biege- und Zugbelastung tritt vornehmlich bei über Scheiben laufenden Seilen auf. Seile in Verwendung bei z.B. Seilbahnen sind nicht nur Biege- und Zugkräften, sondern zusätzlich Querkraftbeanspruchungen ausgesetzt.

Für die Ausrichtung dieser Arbeit und die damit verbundenen designierten Anwendungen der Seile im Betonbau stellt die Einwirkung einer Zugkraft den maßgebenden Beanspruchungszustand dar. Die folgenden Ausführungen sind hierauf ausgerichtet.

### 2.5.2 Kräfte und Spannungen im geraden freien Seil

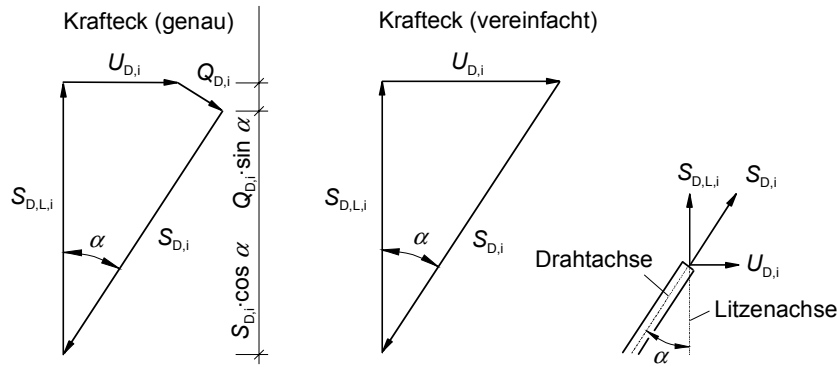
In den Drähten eines auf Zug beanspruchten Seils treten vornehmlich Zugspannungen auf. Wie in Abschnitt 2.2.1.2 beschrieben, werden die einzelnen Drähte der verschiedenen Drahtlagen bei Litzen in Parallelschlagmachart unterschiedlich beansprucht. Im Gegensatz hierzu sind die Zugspannungen der einzelnen Drähte in „Standard“-Litzen bzw. Seilen gleich groß. Angesichts der in den zugrunde liegenden Forschungen dieser Arbeit verwendeten einlagigen Rundlitzenseilen 6 x 19 Standard wird nicht auf die Spannungszustände in Seilen mit Parallelschlaglitzen eingegangen.

Der Spannungszustand im Seil, hervorgerufen durch eine äußere Zugkraft  $F_S$ , wird im allgemeinen durch die Nennzugspannung  $\sigma_S$  charakterisiert. Die Ermittlung erfolgt über den metallischen Seilquerschnitt  $A_m$  (vgl. Abschnitt 2.3).

$$\sigma_S = \frac{F_S}{A_m} \quad (2.5-1)$$

#### *Betrachtungen in der Litze*

Die Betrachtung der Kräftebeziehungen an einem Litzendraht verdeutlichen die auftretenden Beanspruchungen im gesamten Seilkörper. Wird eine Litze mit einer Zugkraft belastet, wirken neben der auf den Draht entfallenen anteilmäßigen Zugkraft  $S_{D,i}$  in Richtung der Litzenachse auch eine Umfangskraft  $U_{D,i}$  infolge eines Drehmoments. Das Drehmoment entsteht durch das Bestreben der gewendelten Drähte die Litze aufzudrehen. In FEYRER [39] wird, basierend auf Arbeiten verschiedener Autoren, darauf hingewiesen, dass unter Vernachlässigung der kleinen Drahtquerkraft  $Q_{D,i}$  die Berechnung der Drahtkraft  $S_{D,i}$  vereinfacht wird. Der hierbei entstehende Fehler ist vernachlässigbar klein. Bild 2-15 verdeutlicht die Beziehungen am Krafteck.



**Bild 2-15:** Kraftaufteilung der Drahtkraft - Krafteck

Zunächst wird eine Litze mit  $m$  Drähten betrachtet. Jeder Draht  $i$  wird in seiner Achse mit einer anteilmäßigen Zugkraft  $S_{D,i}$  belastet. Unter Berücksichtigung der jeweiligen Drahtspannung  $\sigma_{D,i}$  und Drahtquerschnittsfläche  $A_{D,i}$  ergibt sich die Litzenzugkraft  $S_L$  in Richtung der Litzenachse nach Gl. (2.5-2). Ist die Schlaglänge in den verschiedenen Drahtlagen verschieden, so ist für den Winkel  $\alpha$  der jeweilige Wert einzusetzen.

$$S_L = \sum_{i=1}^m S_{D,i} \cdot \cos \alpha = \sum_{i=1}^m \sigma_{D,i} \cdot A_{D,i} \cdot \cos \alpha \quad (2.5-2)$$

Die Berechnung der Umfangskraft  $U_{D,i}$  eines Drahtes lässt sich nach Gl. (2.5-3) durchführen.

$$U_{D,i} = S_{D,i} \cdot \sin \alpha \quad (2.5-3)$$

Unter Berücksichtigung des Drahtwindungsradius  $r_{D,i}$  ergibt sich das Drehmoment  $M_L$  um die Litzenachse gemäß Gl. (2.5-4).

$$M_L = \sum_{i=1}^m S_{D,i} \cdot r_{D,i} \cdot \sin \alpha = \sum_{i=1}^m \sigma_{D,i} \cdot A_{D,i} \cdot r_{D,i} \cdot \sin \alpha \quad (2.5-4)$$

### Betrachtungen im Seil

Im Seilkörper werden die Litzen im Winkel  $\beta$  um den Seilkern geschlagen. Die Verseilung ruft, analog zur Litzengeometrie, auch hier ein Drehmoment hervor. Für die Betrachtungen wird davon ausgegangen, dass die Spiralform der Litzen aus einer plastischen Verformung hervorgegangen ist [68]. Diese Annahme stellt sicher, dass die Litzen im unbelasteten Seil spannungsfrei sind. Die zuvor beschriebenen Kräfte der Einzellitze wirken auch in den Seillitzen.

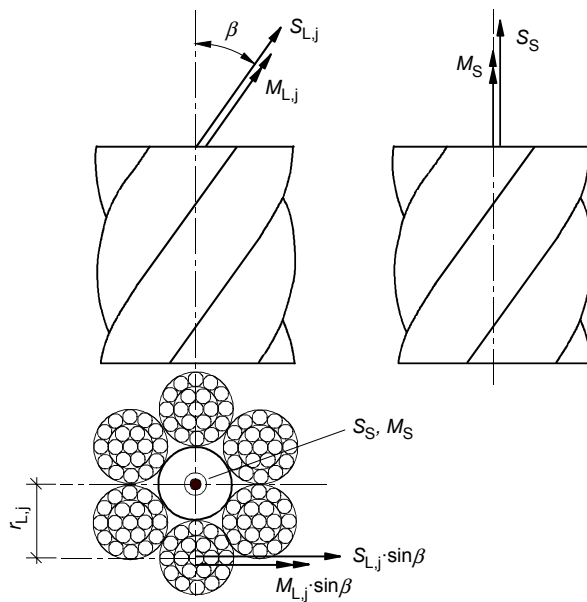
Für die Zugkraft  $S_S$  und das Drehmoment  $M_S$  in einem  $n$ -litzigen Seil<sup>5</sup> erhält man Gln. (2.5-5) und (2.5-6).

$$S_S = \sum_{j=1}^n S_{L,j} \cdot \cos \beta \quad (2.5-5)$$

<sup>5</sup> Inklusive Berücksichtigung der Seileinlage als Litze

$$M_S = \sum_{j=1}^n (S_{L,j} \cdot r_{L,j} \cdot \sin \beta + M_{L,j} \cdot \cos \beta) \quad (2.5-6)$$

Bei der Berücksichtigung der Winkel  $\alpha$  und  $\beta$  sind die Schlagrichtungen zu beachten. Als Annahme kann z.B. gelten: linksgeschlagene Litzen:  $\alpha$  negativ und rechtsgeschlagenes Seil:  $\beta$  positiv. Alle zuvor aufgezeigten Verhältnisse am Litzen bzw. Seilkörper berücksichtigen nicht die bereits erwähnte Querkraft und das implizite Biegemoment. Für die vorliegende Arbeit ist die Erfassung des Drehmoments von Bedeutung. Die Berücksichtigung der Querkraft und des Biegemoments hat hierauf keinen Einfluss. Weitere Ausführungen sind bei KOLLROS [68] zu finden.



**Bild 2-16:** Beanspruchungen am Seilkörper

Das zusätzliche Auftreten eines Torsionsmoments infolge Torsionssteifigkeit und Verdrillung des Seils wird an dieser Stelle nicht weiter behandelt. Nähere Ausführungen hierzu sind in KOLLROS [68] und FEYRER [39] angegeben.

Durch die Zugkraft dehnt sich das Seil. Es tritt hierbei eine Dehnung in Seillängsrichtung und eine negative Querdehnung auf. Die beschriebene Raumkurve nach Abschnitt 2.4.1 verformt sich und es treten zusätzliche Biege- und Torsionsspannungen auf.

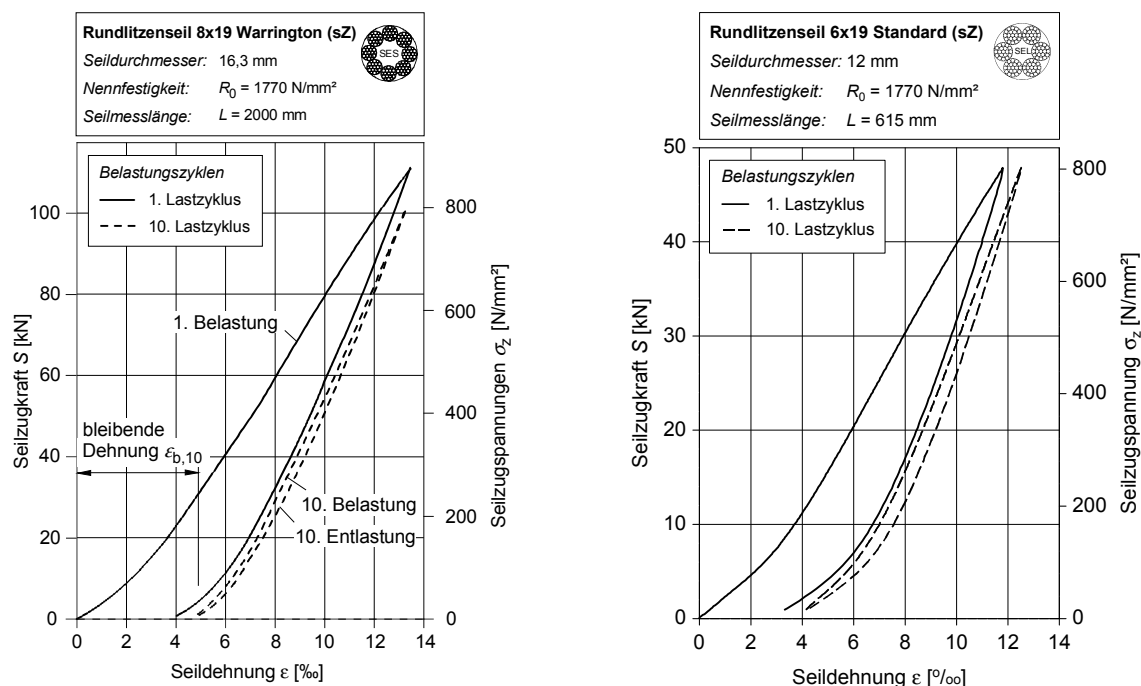
Es sei darauf hingewiesen, dass weitere sekundäre Spannungen auftreten. Diese entstehen zum einen infolge Reibung bei der Querkontraktion und zum anderen an den Berührungspunkten sich überkreuzender Drähte.

Aufgrund der Tatsache, dass die umfassende Beschreibung des vollständigen Spannungszustandes im Seilkörper für die Zielsetzung der Arbeit und die damit verbundene designierte Anwendung der Seile im Beton von untergeordneter Bedeutung ist, wird hierauf nicht weiter eingegangen. Weitere Betrachtungen hierzu sind bei FEYRER [39] und SCHIFFNER [117] zu finden.

### 2.5.3 Seilelastizitätsmodul

Der Elastizitätsmodul von Drahtseilen ist keine konstante Größe. Es besteht vielmehr eine Abhängigkeit vom Beanspruchungszustand des Seiles. In der Literatur wird zu meist vom Deformations- bzw. Verformungsmodul des Seiles gesprochen [28, 98].

Der Spannungs-Dehnungsverlauf eines Seiles stellt sich nichtlinear dar. Hierbei durchläuft das Seil bei der Be- und Entlastung verschiedene Spannungs-Dehnungskurven, welche die Hysterese erkennen lassen. Wie Bild 2-17 zeigt, wird die starke Abhängigkeit des Seilelastizitätsmoduls von der betrachteten Zugspannung gerade beim Rundlitzenseil deutlich. Es lässt sich der gegenüber dem Einzeldraht flachere Kurvenverlauf des Seiles erkennen. Nach der Entlastung bleibt eine irreversible Verformung zurück. Dieser Effekt wird als Seilreck bezeichnet und wird durch die schrittweise Aktivierung und das Aneinanderschmiegen der Drahtlagen innerhalb der ersten Lastwechsel hervorgerufen. In Abhängigkeit vom Seiltyp ist der Seilreck erst nach 10 bis 30 Lastwechseln abgebaut, sodass sich erst danach ein stabiles Verhalten einstellt [98]. In [39] wird darauf hingewiesen, dass die bleibende Dehnung der Seile nach 10 Lastwechseln im Mittel 4‰ mit großer Streuung beträgt. Eigene Dehnversuche bestätigen diese Aussage. Bild 2-18 zeigt einen Dehnversuch eines Rundlitzenseils 6 x 19 Standard. Es tritt auch hier eine bleibende Dehnung von 4‰ nach 10 Lastwechseln auf. Der prinzipielle Verlauf der Spannungs-Dehnungsbeziehung zeigt sehr gute Übereinstimmung mit Versuchen von FEYRER [39], welche in Bild 2-17 dokumentiert sind.



**Bild 2-17:** Spannungs-Dehnungsdiagramm aus FEYRER [39]

**Bild 2-18:** Spannungs-Dehnungsdiagramm aus WILLE [144]

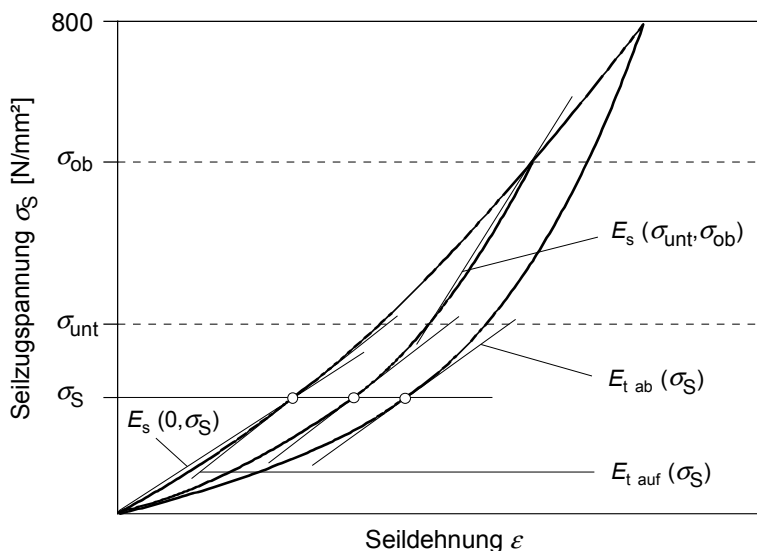
Die Angabe des Seilelastizitätsmoduls  $E_s$  erfolgt für praktische Anwendungen i. Allg. als Sekantenmodul zwischen zwei Seilzugspannungen. Des Weiteren kann die Angabe

eines Tangenten-Elastizitätsmoduls von Bedeutung sein. Dieser wird häufig bei der Analyse von Dehnungsmessungen angewendet.

Es lassen sich nach FEYRER [39, 41] nachfolgende Definitionen angeben:

- $E_s(\sigma_{\text{unt}}, \sigma_{\text{ob}})$  Sekantenmodul zwischen einer unteren ( $\sigma_{\text{unt}}$ ) und einer oberen ( $\sigma_{\text{ob}}$ ) Seilzugspannung. Die Seilzugspannung, welche als Ausgangswert ( $\sigma_{\text{unt}}$  oder  $\sigma_{\text{ob}}$ ) betrachtet wird, muss eine Lastumkehr durchlaufen haben.
- $E_s(0, \sigma_{\text{ob}})$  Sekantenmodul zwischen der unteren Seilzugspannung  $\sigma_{\text{unt}} = 0 \text{ N/mm}^2$  und einer oberen Seilzugspannung  $\sigma_{\text{ob}}$ . Es wird hier die Sekante verwendet, welche vom Ursprung der Spannungs-Dehnungskurve bis zur Seilzugspannung  $\sigma_{\text{ob}}$  verläuft.
- $E_{t \text{ auf}}(\sigma_S)$  Tangenten-Seilelastizitätsmodul während der Belastungsphase ausgehend von der Seilzugspannung  $\sigma_S = 0 \text{ N/mm}^2$ .
- $E_{t \text{ ab}}(\sigma_S)$  Tangenten-Seilelastizitätsmodul während der Entlastungsphase ausgehend von einer oberen Seilzugspannung. Unter Berücksichtigung von VDI 2358 [135] und FEYRER/JAHNE [41] wird die obere Seilzugspannung bei Dehnungsmessungen mit  $800 \text{ N/mm}^2$  festgesetzt.

Bild 2-19 fasst die erläuterten Definitionen der Seilelastizitätsmoduln in einem fiktiven Spannungs-Dehnungsdiagramm zusammen.



**Bild 2-19:** Seilelastizitätsmoduln nach FEYRER [39]

Im Gegensatz zu Litzen lässt sich der E-Modul von Rundlitzenseilen nicht berechnen. Der Grund hierfür liegt im wesentlichen an der unbekanntenen Querkontraktion des Seilkörpers. Der Ansatz einer konstanten Querkontraktionszahl (z.B. Litzen  $\nu = 0,3$ ) ist für Rundlitzenseile nicht zulässig (vgl. Abschnitt 2.5.4). Die Bestimmung des Seilelastizitätsmoduls kann daher nur messtechnisch vorgenommen werden.

Es existiert zahlreiches Schrifttum, welches über Versuche zur Bestimmung des Seil-  
elastizitätsmoduls berichtet. Die umfassendste Arbeit unter Berücksichtigung vieler  
Seiltypen wurde von FEYRER und JAHNE [41] geleistet. Die Auswertungen erlauben  
die Ermittlung sowohl des Tangentenseilelastizitätsmoduls  $E_{t \text{ auf bzw. ab}}(\sigma_s)$  als auch des  
Sekantenelelastizitätsmoduls  $E_s(\sigma_{\text{unt}}, \sigma_{\text{ob}})$ .

Für den Tangentenmodul  $E_t(\sigma_s)$  wird in Abhängigkeit der Konstanten  $A, B, C$ , welche  
die verschiedenen Seilkonstruktionen und Belastungszustände berücksichtigen, folgen-  
de Gleichung angegeben:

$$E_t(\sigma_s) = B + \frac{C}{A + \sigma_s} \quad (2.5-7)$$

Exemplarisch ergeben sich für ein Rundlitzenseil 6 x 19 Standard (SES) gemäß Tabel-  
le 2-3 bei einer Seilzugspannung von  $\sigma_s = 800 \text{ N/mm}^2$  nachfolgende Berechnungen. Die  
Werte der Konstanten sind Tabelle 2.1 in [39] entnommen.

Erstbelastung:

$$E_{t \text{ auf}}(\sigma_s) = 105000 + \frac{-5140000}{81 + 800} = 99166 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad (2.5-8)$$

Belastung (vorbelastet):

$$E_{t \text{ auf}}(\sigma_s) = 149000 + \frac{-12500000}{131 + 800} = 135574 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad (2.5-9)$$

Entlastung (vorbelastet):

$$E_{t \text{ ab}}(\sigma_s) = 166000 + \frac{-20500000}{167 + 800} = 144800 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad (2.5-10)$$

Die Ermittlung des Sekantenseilelastizitätsmoduls bei Erstbelastung  $E_s(0, \sigma_{\text{ob}})$  erfolgt  
nach FEYRER [39] über die Integration der Seildehnungen  $\varepsilon_s$  bis zur gewünschten  
Seilzugspannung  $\sigma_{\text{ob}}$  mittels der jeweiligen Tangentenseilelastizitätsmoduln.

$$\varepsilon_s = \int \frac{1}{E_t(\sigma_s)} d\sigma_s \quad (2.5-11)$$

Unter Berücksichtigung von Gl. (2.5-7) ergibt sich die Seildehnung:

$$\varepsilon_s = \int_0^{\sigma_{\text{ob}}} \frac{1}{B + \frac{C}{A + \sigma_s}} d\sigma_s \quad (2.5-12)$$

und schließlich in Abhängigkeit der Konstanten  $A, B, C$  und der oberen Seilzugspan-  
nung  $\sigma_{\text{ob}}$ :



$$\varepsilon_s = \frac{\sigma_{ob}}{B} - \frac{C}{B^2} \cdot \ln \left( 1 + \frac{\sigma_{ob}}{A + \frac{C}{B}} \right) \quad (2.5-13)$$

Der Sekantenseilelastizitätsmodul berechnet sich aus der Seildehnung und der oberen Seilzugspannung wie folgt:

$$E_s(0, \sigma_{ob}) = \frac{\sigma_{ob}}{\varepsilon_s} \quad (2.5-14)$$

Für das schon zuvor gewählte Rundlitzenseil 6 x 19 Standard (SES) ergeben sich bei einer oberen Seilzugspannung von  $\sigma_{ob} = 800 \text{ N/mm}^2$  nachfolgende Berechnungen. Die Werte der Konstanten sind der Tabelle 2.1 in [39] entnommen.

$$\varepsilon_s = \frac{800}{105000} - \frac{-5140000}{105000^2} \cdot \ln \left( 1 + \frac{800}{81 + \frac{-5140000}{105000}} \right) = 9,137 \% \quad (2.5-15)$$

$$E_s(0, 800) = \frac{800}{0,009137} = 87556 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad (2.5-16)$$

Der direkte Vergleich der Ergebnisse aus Gl. (2.5-8), (2.5-10) und (2.5-16) bestätigt den in Bild 2-19 aus dem Seilzugspannungs-Dehnungsverlauf erkennbaren Größenunterschied der Seilelastizitätsmoduln.

#### 2.5.4 Querkontraktion des Seilkörpers

Im Hinblick auf die Problematik des Verbundes zwischen Drahtseil und Beton ist die Querkontraktion des Seilkörpers als ein wesentlicher Parameter des Verbundmechanismus zu sehen. Unter Zugbelastung führt eine mögliche beachtliche Verringerung des Ausgangsdurchmessers des Drahtseils zu einem Ablösen der Seilkörpers vom umgebenden Beton.

Unter der Einwirkung einer Zugkraft verringert sich der Durchmesser des Seils. Als Ursachen können zum einen die Querkontraktion der Drähte und zum anderen der Schnürdruck unterschieden werden.

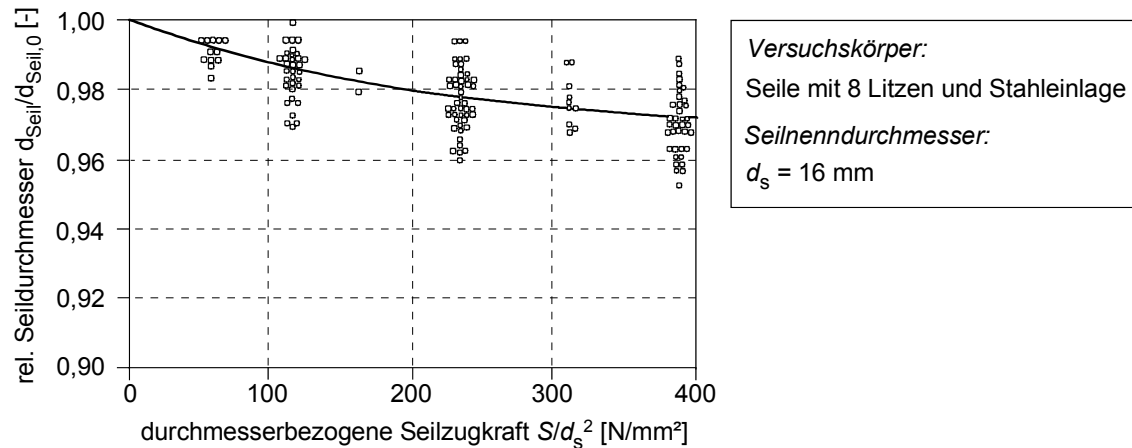
Unter Berücksichtigung der Gesamtquerdehnung des Seils ist die Querkontraktion der Drähte infolge Zugbelastung vernachlässigbar. Nachfolgende Berechnung zeigt, dass die Querdehnung  $\varepsilon_{q,D}$  der Drähte und implizit die Querdehnung  $\varepsilon_{q,S}$  des Seils bei einer Zugspannung  $\sigma_D = 500 \text{ N/mm}^2$  nur -0,77 ‰ beträgt.

Draht E-Modul:  $E_D = 196000 \text{ N/mm}^2$  (siehe Abschnitt 2.2.1.1)

Querkontraktionszahl:  $\nu_D = 0,3$

$$\varepsilon_{q,D} = -\nu_D \cdot \varepsilon_D = -\nu_D \cdot \frac{\sigma_D}{E_D} = -0,3 \cdot \frac{500}{196000} = -0,77 \% \quad (2.5-17)$$

Aus experimentellen Untersuchungen (z.B. [39]) ist bekannt, dass die Gesamtquerkontraktion von Rundlitzenseilen mit Stahleinlage in Abhängigkeit der Belastung in der Größenordnung von bis zu 2,5 % einzuordnen ist. Einen Anhaltswert zeigt die grafische Auswertung der Beziehung bezogene Seilzugkraft zum relativen Seildurchmesser aus FEYRER [39] (Bild 2-20).



**Bild 2-20:** Relativer Seildurchmesser [39]

Der wesentliche Anteil der negativen Querdehnung des Seilkörpers bei Zugbeanspruchung wird folglich durch den Schnürdruck initiiert. Bei beginnender Zugbelastung kommt es zur schrittweisen Aktivierung der einzelnen Drähte. Lockere Drähte bzw. Litzen schmiegen sich an die Seileinlage an. Es beginnt ein Ineinanderrücken von Drähten (Litzen) in die Seileinlage.

Die nachfolgenden theoretischen Überlegungen hinsichtlich der rechnerischen Erfassung der Querkontraktion sollen die Problematik der Ermittlung einer Querkontraktionszahl von Seilen verdeutlichen.

Ausgehend von der Längsdehnung  $\varepsilon_S$  des Seils

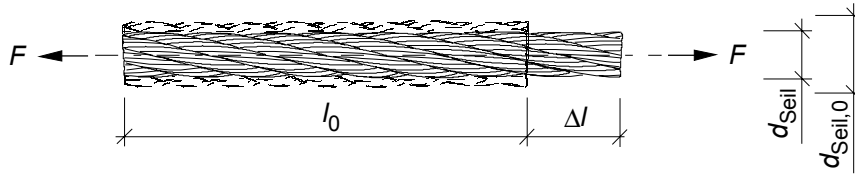
$$\varepsilon_S = \frac{\Delta l_S}{l_S} \quad (2.5-18)$$

und der Querdehnung  $\varepsilon_{q,S}$  des Seils nach Gl. (2.5-19) und Bild 2-21

$$\varepsilon_{q,S} = \frac{\Delta d_{\text{Seil}}}{d_{\text{Seil},0}} = \frac{d_{\text{Seil}} - d_{\text{Seil},0}}{d_{\text{Seil},0}} \quad (2.5-19)$$

ergibt sich die Querkontraktionszahl  $\nu_S$  für das Seil nach Gl. (2.5-20).

$$\nu_S = \frac{\varepsilon_{q,S}}{\varepsilon_S} = \frac{l_S}{\Delta l_S} \cdot \frac{\Delta d_{\text{Seil}}}{d_{\text{Seil},0}} \quad (2.5-20)$$



**Bild 2-21:** Seillängsdehnung und Seilquerdehnung

Die Querkontraktionszahl für ein Rundlitzenseil ist keine konstante Größe. Sie ist abhängig von der Belastung und kann im Allgemeinen nur experimentell durch Messung der Querkontraktion des Seils ( $\Delta d_{\text{Seil}}$ ) bestimmt werden.



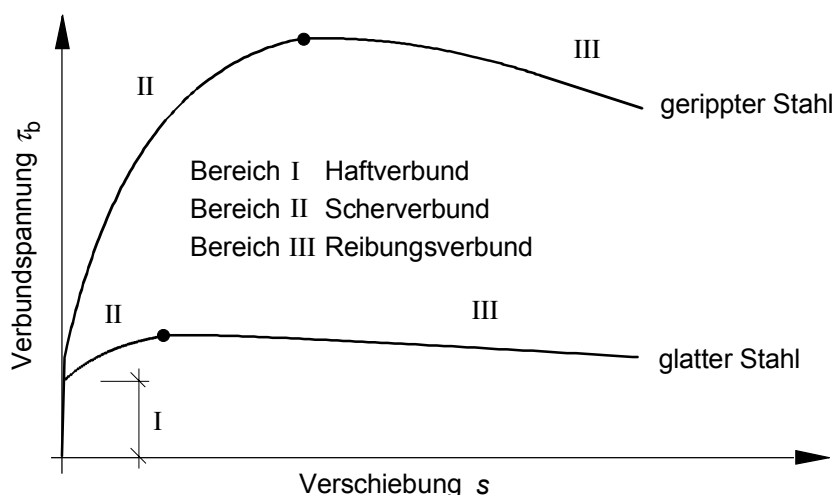
## 3 Verbund zwischen Stahl und Beton

### 3.1 Allgemeines

Der Verbund zwischen Stahl und Beton ist eine wesentliche Voraussetzung für Stahlbeton- und Spannbetonbauteile. Er bewirkt eine Kraftübertragung zwischen Beton und Stahl, welche im wesentlichen auf einem Dehnungsunterschied zwischen den beiden Materialien beruht. Der Verbundmechanismus und die daraus abgeleitete Modellbildung zwischen geripptem Betonstahl und Beton kann als weitestgehend erforscht angesehen werden. Es existieren zahlreiche Verbundmodelle [93, 128, 133] mit Berücksichtigung verschiedenster Einflussfaktoren. Umfangreiche experimentelle Untersuchungen (z.B. [107, 35, 53, 81]) bestätigen die unterstellten Gesetzmäßigkeiten. Eine adäquate Modellierung der Verbundproblematik von Spannstahllitzen fand bisher nicht statt. Zum Teil widersprüchliche Aussagen [73, 141] zur eigentlichen Verbundübertragung lassen die Probleme der Erfassung der wirkenden Mechanismen aufgrund der Komplexität der Litzenbewehrung erkennen.

### 3.2 Wirkungsmechanismen des Verbundes

Die Verbundwirkung der Rippenstäbe und i.d.R. auch der Spannstahllitzen lässt sich in 3 Mechanismen, den Haftverbund, den Scherverbund und den Reibungsverbund unterteilen. Bild 3-1 zeigt die verschiedenen Bereiche in Form des Verlaufs einer prinzipiellen Verbundspannungs-Verschiebungsbeziehung.

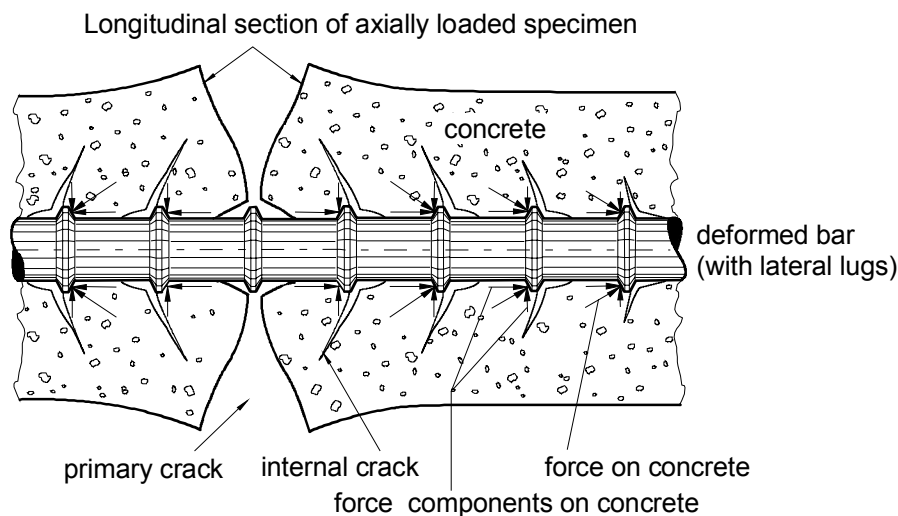


**Bild 3-1:** Qualitative Darstellung der Verbundspannungs-Verschiebungsbeziehungen [130]

Der *Haftverbund* beruht auf chemisch-physikalischen Bindungen zwischen Zementstein und Stahloberfläche. Hintergründe sind Kapillar- und Adhäsionskräfte, welche während des Erhärtungsvorgangs des Zementsteins wirksam werden [141, 130]. Es handelt

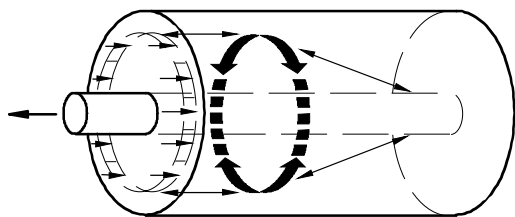
sich hierbei um eine starre Verbindung, d.h. unterhalb der Haftfestigkeit treten keine Relativverschiebungen zwischen Stahl und Beton auf. Die Güte des Haftverbundes hängt im wesentlichen von der Oberfläche des Stahls und den Eigenschaften des umgebenden Betons ( $w/z$ -Wert) ab.

Der wirksamste Verbundmechanismus wird durch den *Scherverbund* gebildet. Dieser beruht auf der mechanischen Verzahnung zwischen Bewehrung und Beton. Die Grundlage bilden geeignete Profilierungen, wie z.B. Rippen, Verdrillungen oder auch große Oberflächenrauigkeiten. Aufgrund der Relativverschiebungen zwischen Stahl und Beton entstehen innere Risse (Bild 3-2).



**Bild 3-2:** Innere Rissbildung bei profilierten Stäben (nach GOTO [46])

Hierbei bilden sich Betondruckstreben aus, welche auf den Rippen des Bewehrungsstahls abgestützt sind. Zerlegt man die Druckstrebenkräfte, so erhält man eine parallele und eine transversale Komponente<sup>6</sup>. Der transversale Bestandteil führt bei räumlicher Gleichgewichtsbetrachtung zu einer Ringzugspannung. Der stabparallele Anteil bildet die Verbundspannungen an der Grenzfläche zwischen Beton und Stahl [114].



**Bild 3-3:** Kraftverlauf im Übertragungsbereich der Verbundspannungen beim Pull-Out Test

In Abhängigkeit der Geometrie und Werkstoffeigenschaften der verwendeten Materialien stellen sich unterschiedliche Versagensformen ein. Kommt es zu einer Überschreitung der Betonfestigkeit im Zugring, entstehen Längs- bzw. Sprengrisse. Eine andere

<sup>6</sup> bezogen auf die Bewehrungsstabachse

Versagensform wird durch das Abscheren der Betonkonsolen bzw. dem Ausbilden einer keilförmigen Bruchzone zwischen den Rippen gebildet. Die Größe der Verbundübertragung hängt von der jeweiligen Geometrie der Profilierung auf den Querschnitt und über die Längsrichtung der Bewehrung betrachtet ab. Die bezogene Rippenfläche  $f_R$  wird für Betonstahl als Parameter zur rechnerischen Berücksichtigung der Profilierung (vgl. Abschnitt 3.4.3) genutzt.

Mit dem Beginn kleiner Verschiebungen wird der *Reibungsverbund* wirksam. Die Größe wird hierbei maßgebend durch die Oberflächenstruktur und dem damit verbundenen Reibwiderstand geprägt. Die für die Aktivierung des Reibungsverbundes erforderliche Querdruckbeanspruchung wird durch äußere Lasten, Schwinden des Betons oder durch die Behinderung der Querdehnung hervorgerufen [130].

### 3.3 Verbundspannungen

#### 3.3.1 Grundsätzliches

Die Beurteilung des Verbundverhaltens erfolgt i. Allg. über Verbundspannungen  $\tau_b$ . Es werden hierbei die verschiedenen Traganteile, z.B. beim Betonstahl bestehend aus Rippen und dazwischen liegenden Flächen, zusammengefasst. Die Verbundspannung stellt somit eine ideelle Spannung dar, welche sich konstant über die Verbundfläche  $A_b$  verteilt.

$$\tau_b = \frac{\text{Prüfkraft}}{\text{Verbundfläche}} = \frac{F}{A_b} \quad (3.3-1)$$

Während die Kraft  $F$  sich aus den experimentellen Untersuchungen bestimmt, wird die Anrechnung der Verbundfläche durch geometrische Überlegungen hinsichtlich des verwendeten Stahls (Betonstahl, Einzellitze, Litzenbündel) geprägt.

#### 3.3.2 Verbundfläche

Die in Gl. (3.3-1) angegebene Verbundfläche  $A_b$  berücksichtigt in Abhängigkeit der Querschnittsgeometrie des verwendeten Stahls, die Kontaktfläche zwischen Stahl und Beton bzw. Einpressmörtel. Die Berechnung der Fläche setzt sich aus dem Produkt der Verbundlänge  $l_b$  und der wirksamen Länge des Verbundumfanges  $u_b$  zusammen.

Betrachtet man Einzelglieder, z.B. Betonstahl oder einzelne Spannstahllitzen, so ergibt sich der Verbundumfang aus der geometrischen Bestimmung eines Kreisumfangs. Der Kreisdurchmesser ergibt sich aus dem Nenndurchmesser  $d_s$  des Betonstahls bzw. der Litze.

$$u_b = d_s \cdot \pi \quad (3.3-2)$$

Bei der Berechnung des Verbundumfangs von Stabbündeln bzw. Bündelspanngliedern existieren verschiedene Ausarbeitungen. Die gegebene Oberflächenprofilierung bedingt

eine nicht vollständige Umhüllung des Stahls mit Beton bzw. Einpressmörtel [130]. Es wird daher von einem „wirksamen“ Verbundumfang  $u_b$  ausgegangen. Zunächst wird der gesamte Stahlquerschnitt  $A_s$  in einen flächengleichen Einzelstab mit dem Ersatzdurchmesser  $d_e$  umgewandelt [130, 122].

$$d_e = \sqrt{\frac{4}{\pi} \cdot A_s} \approx 1,13 \cdot \sqrt{A_s} \quad (3.3-3)$$

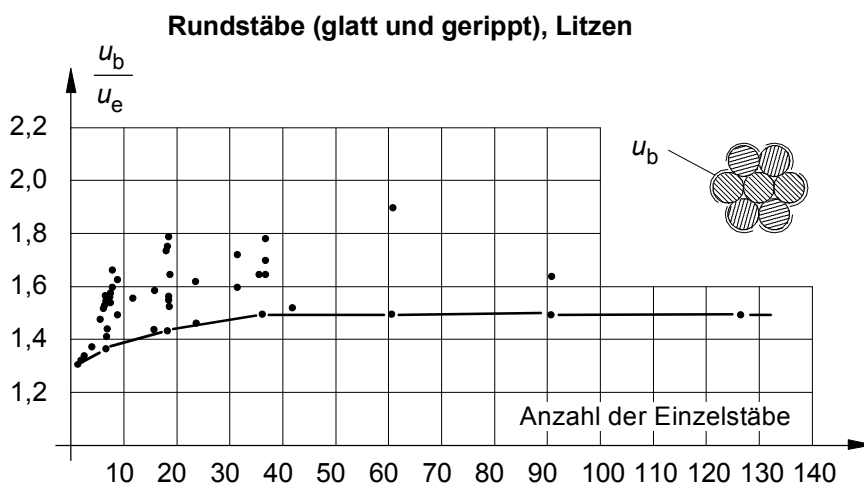
Der Verbundumfang ergibt sich über einen Wirksamkeitsbeiwert  $\eta$ , welcher sich wie folgt berechnen lässt:

$$\eta = \frac{\text{Wirksamer Umfang}}{\text{Umfang des Ersatzstabes}} = \frac{u_b}{u_e} = \frac{u_b}{d_e \cdot \pi} \quad (3.3-4)$$

Damit ergibt sich der Verbundumfang folgendermaßen:

$$u_b = \eta \cdot \pi \cdot 1,13 \cdot \sqrt{A_s} \quad (3.3-5)$$

Gemäß TROST et al. [130] kann für übliche Bündelspannglieder  $\eta = 1,4$  gesetzt werden. Diese Empfehlung stellt jedoch nur einen unteren Grenzwert für verschiedene Arten der Bündel dar (siehe Bild 3.4).

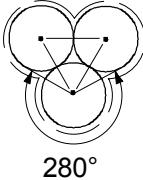
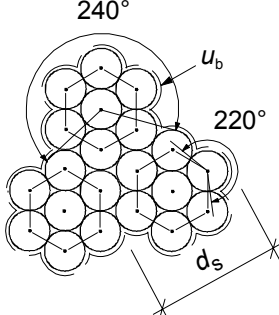


**Bild 3-4:** Beziehung zwischen wirksamen Verbundumfang und Ersatzumfang nach [130]

Tabelle 3-1 zeigt beispielhaft die Größenordnung der Schwankung des Wirksamkeitsfaktors für ein Stabbündel und ein Litzenbündel.



**Tabelle 3-1:** Beispielberechnungen Wirksamkeitsfaktor

Anordnung	Berechnung Wirksamkeitsfaktor
 <p>280°</p>	<p>Stabbündel (Einzelstab: <math>d_s = 25</math> mm)</p> $u_b = 3 \cdot \left( \pi \cdot 25 \text{ mm} \cdot \frac{280^\circ}{360^\circ} \right) = 183 \text{ mm}$ $d_e = 25 \text{ mm} \cdot \sqrt{3} = 43 \text{ mm}$ $\left. \begin{array}{l} u_b = 183 \text{ mm} \\ d_e = 43 \text{ mm} \end{array} \right\} \eta = \frac{183 \text{ mm}}{\pi \cdot 43 \text{ mm}} = 1,35$
 <p>240° 220° <math>d_s</math></p>	<p>Litzenbündel (Einzellitze 0,6'' : <math>d_s = 15,3</math> mm)</p> $u_b = \pi \cdot \frac{15,3 \text{ mm}}{3} \cdot 6 \cdot \frac{220^\circ}{360^\circ} \cdot 3 \cdot \frac{240^\circ}{360^\circ} = 117 \text{ mm}$ $d_e = \sqrt{\frac{4}{\pi} \cdot \frac{\pi \cdot \left( \frac{15,3 \text{ mm}}{3} \right)^2}{4} \cdot 7 \cdot 3} = 23,4 \text{ mm}$ $\left. \begin{array}{l} u_b = 117 \text{ mm} \\ d_e = 23,4 \text{ mm} \end{array} \right\} \eta = \frac{117 \text{ mm}}{\pi \cdot 23,4 \text{ mm}} = 1,6$

WILL [141] schätzt die zuvor erläuterten Ansätze zur Berechnung der Verbundfläche für Bündelspannglieder als nicht in jedem Fall zutreffend ein. Er beschreibt einen modifizierten Ansatz, welcher den Wirksamkeitsbeiwert  $\eta$  für Bündelspannglieder aus Litzen größer beurteilt. Er empfiehlt den Beiwert  $\eta$  von 1,4 auf 1,7 zu erhöhen, um die Verbundspannungen angemessen zu berechnen.

### 3.3.3 Wirkungsweise und Verlauf der Verbundspannungen

Die Wirkungsweise und implizit der Verlauf der Verbundspannungen soll anhand des Zusammenwirkens von Beton und Stahl an einem Zugkörper (Bild 3-5) erläutert werden.

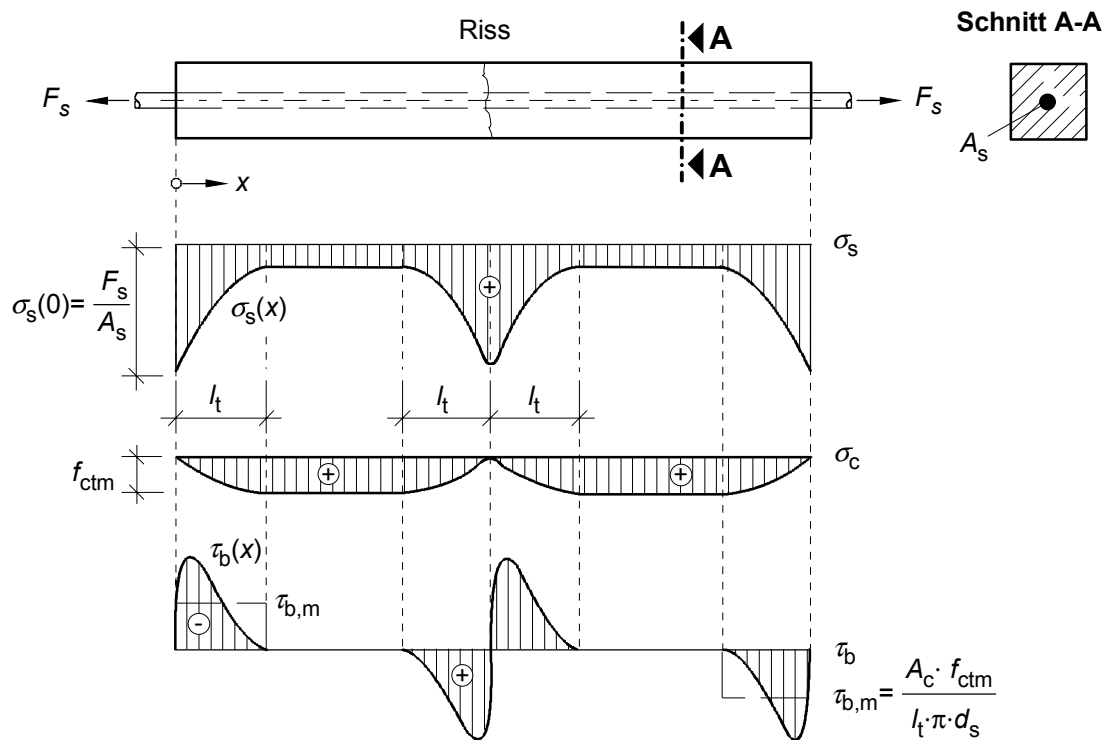
Die Zugkraft  $F_s$  wird an den Enden ( $x = 0$ ) des Stahlbetonprismas über die eingelegte Bewehrung eingeleitet. Die Stahlspannung bzw. -dehnung am Ende des Prüfkörpers ergibt sich gemäß Gl. (3.3-6) und (3.3-7).

$$\sigma_s(0) = \frac{F_s}{A_s} \quad (3.3-6)$$

$$\varepsilon_s(0) = \frac{\sigma_s(0)}{E_s} \quad (3.3-7)$$

Es kommt zu einer Beteiligung des Betons an der Einleitung der Zugkraft in das Betonprisma. Hierbei werden die Stahlspannungen und -dehnungen bis zum Erreichen einer Dehnungsgleichheit von Beton und Stahl ( $\varepsilon_s = \varepsilon_c$ ) kleiner. Die Länge, bis dieser Zustand im Bauteil erreicht ist, wird als Eintragungslänge  $l_t$  bezeichnet. Die Verbundspannungen wirken entlang dieser Eintragungslänge, wobei der exakte Verlauf unbekannt ist [74].

Solange die Dehnungsgleichheit von Beton und Stahl an jeder Stelle vorliegt, befindet sich das Bauteil im Zustand I (ungerissen). Die Spannungen von Beton und Stahl unterscheiden sich im Verhältnis der E-Moduln. Bei steigender Zugkraft kommt es zum Überschreiten der Zugfestigkeit  $f_{ct}$  des Betons. Es kommt zur Rissbildung im Bauteil (Zustand II). Die freiwerdenden Kräfte des Betons gehen in den Bewehrungsquerschnitt über. Aufgrund der vorliegenden Dehnungsunterschiede zwischen Beton und Stahl kommt es zu einer Aktivierung von Verbundspannungen, die an beiden Rissufern eine Situation wie am Zugkörperende hervorrufen. Die Kraftübertragung auf den Beton erfolgt wiederum über eine Eintragungslänge  $l_t$  bis Zustand I (Dehnungsgleichheit) erreicht ist. Zwischen Beton und Stahl wirken außerhalb der Eintragungslänge keine Verbundspannungen.



**Bild 3-5:** Spannungsverläufe bei einem Zugkörper (Erstrissbildung)

Wird ein Teilstück  $dx$  der Eintragungslänge betrachtet, so lässt sich folgende Gleichgewichtsbedingung angeben.

$$d\sigma_s \cdot A_s = \tau_b(x) \cdot u_b \cdot dx \quad (3.3-8)$$

Die am Ende der Einleitungslänge auf den Beton übertragene Kraft lässt sich über die Integration der Verbundspannungen bestimmen.

$$(\sigma_s(0) - \sigma_s(l_t)) \cdot A_s = \int_0^{l_t} \tau_b(x) \cdot u_b \cdot dx \quad (3.3-9)$$

Für praktische Belange ist i.d.R. der Verlauf der Verbundspannungen bzw. der Wert der Verbundspannung an einer Stelle  $x$  nicht von Interesse. Stattdessen wird eine mittlere,

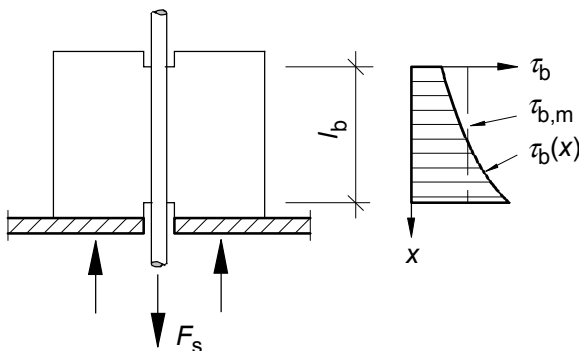
auf eine bestimmte Länge bezogene, Verbundspannung  $\tau_{b,m}$  verwendet. Hierbei wird von einem berechneten Verlauf<sup>7</sup> der Verbundspannungen (Bild 3-6) oder direkt von Versuchsergebnissen ausgegangen. Gl. (3.3-9) kann daher auch mittels eines Mittelwerts der Verbundspannung angeschrieben werden.

$$(\sigma_s(0) - \sigma_s(l_t)) \cdot A_s = f_{ctm} \cdot A_c = \tau_{b,m} \cdot u_b \cdot l_t \quad (3.3-10)$$

Unter Berücksichtigung der Zugfestigkeit des Betons lässt sich hieraus näherungsweise der minimale Rissabstand ( $\hat{=} l_t$ ) berechnen. Dieser ergibt sich aus der Überlegung, dass frühestens in der Entfernung der Einleitungslänge die Risskraft des Beton überschritten sein kann.

$$l_t = \frac{A_c \cdot f_{ctm}}{\tau_{b,m} \cdot u_b} \quad (3.3-11)$$

Weiterhin betrachtet, stellt z.B. die Verbundspannung nach Gl. (3.3-1) ermittelt aus einem Pull-Out Test bereits eine mittlere Verbundspannung über die Verbundlänge  $l_b$  dar. Die beschriebenen Vereinfachungen haben sich für Vergleichsrechnungen und als Berechnungsgrundlage bewährt [74].



**Bild 3-6:** Berechneter und vereinfachter Verlauf der Verbundspannungen

## 3.4 Einflussparameter

### 3.4.1 Allgemeines

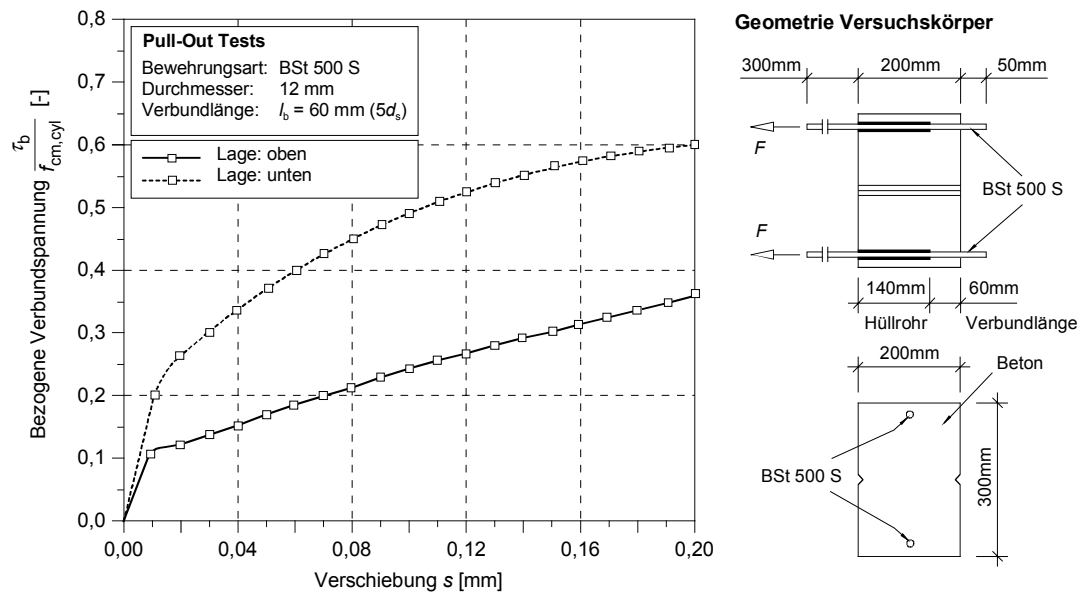
Der Verbund zwischen Stahl und Beton ist durch zahlreiche Parameter beeinflusst. Eine allumfassende Beschreibung des Verbundverhaltens in einem Modell bzw. aus einem Versuchskörper heraus kann es aufgrund der Komplexität nicht geben. Nachfolgende Aufstellung der Einflussparameter verdeutlicht die Problematik.

- *Beton* (Betonfestigkeit, Betonzusammensetzung, Konsistenz)
- *Beanspruchung* (Belastungsgeschwindigkeit und -dauer, Querdruck, Anzahl der Lastwechsel, Temperatur)

<sup>7</sup> Ermittlung mittels schrittweiser Integration oder FEM; vgl. Abschnitt 3.6

- *Bewehrung* (Oberfläche, Durchmesser, Lage der Bewehrung, Betondeckung)

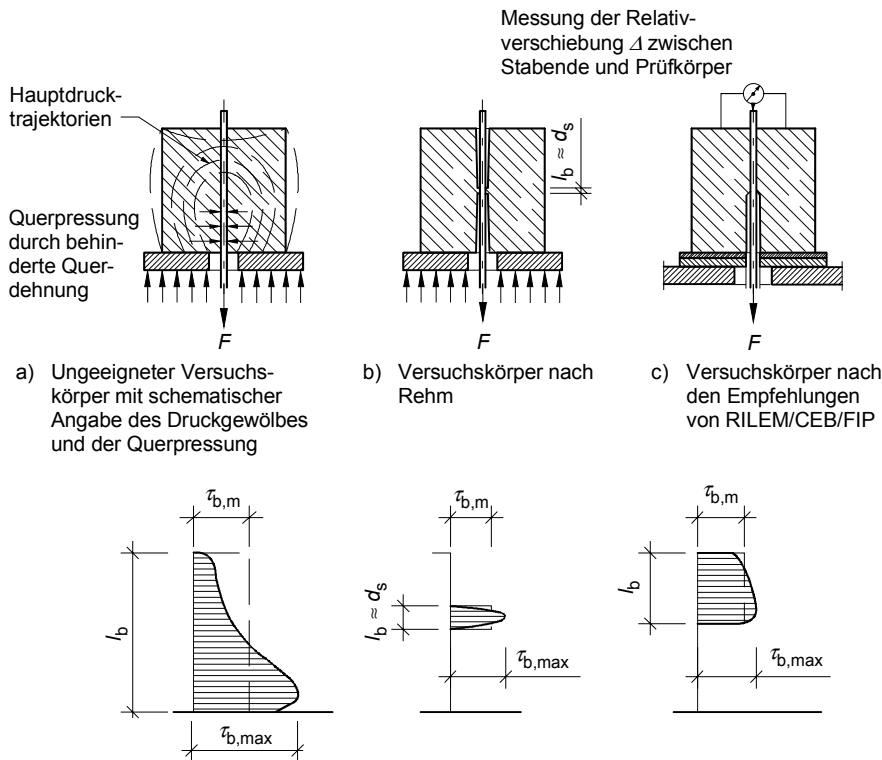
Der in Bild 3-7 gezeigte Auszug von Versuchsergebnissen aus einer Arbeit von SCHIEBL [116] zeigt deutlich den großen Unterschied der bezogenen Verbundspannungen zwischen unten und oben liegenden Stäben. Bei Normalbeton kommt es durch das Verdichten zum Absetzen des Betons bzw. zu Porenbildung unter den Rippen. Die oben liegenden Bewehrungsstäbe erfahren hierdurch einen Ausfall an Rippenfläche. Des Weiteren bewirkt der verminderte Verformungswiderstand des unmittelbar belasteten Mörtels eine Abnahme der Verbundwirkung [116]. Dagegen werden die unten liegenden Stäbe durch den Druck des darüber liegenden Frischbetons gleichmäßiger umgeben, wodurch sich eine bessere Verbundwirkung einstellt.



**Bild 3-7:** Pull-Out Tests zum Einfluss der Lage von Bewehrungsstäben [116]

- *Prüfkörper* (Art des Prüfkörpers)

Die Art und Geometrie des Prüfkörpers beeinflussen in einem wesentlichen Maße die Versuchsergebnisse zur Ermittlung von Verbundspannungen. Vergleicht man beispielsweise die Versuchskörper a) und c) in Bild 3-8, so wird die starke Abhängigkeit der erreichbaren Verbundspannungen von einer prüfkörperspezifischen Querdruckbeanspruchung deutlich.



**Bild 3-8:** Pull-Out-Versuchskörper mit Verlauf der Verbundspannung [74]

Eine detaillierte Beschreibung der verschiedenen Einflussparameter ist bei THOR-MÄHLEN [129] zu finden. Im Folgenden werden die in den Untersuchungen zum Drahtseil-Betonverbund betrachteten Einflussparameter auszugsweise für den bekannten Verbund Betonstahl-Beton bzw. Spannstahl-Beton erläutert. Bekannte Gesetzmäßigkeiten bezüglich des Einflusses auf die Verbundspannungen werden angegeben.

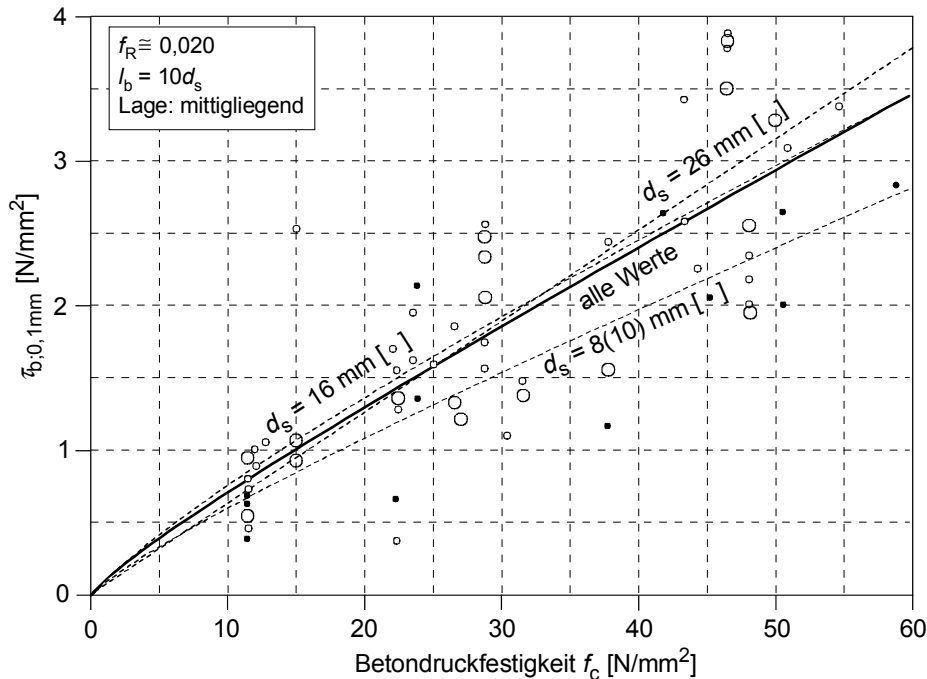
### 3.4.2 Beton

#### 3.4.2.1 Betonfestigkeit

Die meisten aus der Literatur bekannten Arbeiten [107, 82] stellen eine Proportionalität zwischen Verbundfestigkeit (Verbundspannungen) und Beton- bzw. Einpressmörtel-druckfestigkeit (Würfeldruckfestigkeit) fest.

$$\tau_b \sim f_c \quad (3.4-1)$$

Nachfolgende Darstellung von NOAKOWSKI/MARTIN [93] zeigt den proportionalen Zusammenhang der Verbundspannungen bei einer Verschiebung von 0,1 mm und der Betonfestigkeit  $f_c$  für unterschiedliche Durchmesser von schwachprofilierten Betonstäben ( $f_R \cong 0,020$ ). Die Verbundlänge der Ausziehversuchskörper betrug  $10d_s$ .



**Bild 3-9:** Zusammenhang Betondruckfestigkeit und Verbundspannung nach [93]

Eigene Untersuchungen an Pull-Out Tests (vgl. Abschnitt 4) an normalprofilierten Betonstabstählen ( $f_R \cong 0,058$ ) ergaben ebenfalls einen annähernd linear proportionalen Zusammenhang zwischen erreichten Verbundspannungen und Betondruckfestigkeit. Vergleiche hierzu Angaben in der Dokumentation der eigenen Pull-Out Tests in Kapitel 4.

MARTIN [81] untersuchte das Verbundverhalten in Abhängigkeit vom Betonalter und erkannte eine erhöhte bezogene Verbundfestigkeit bei jungem Beton. Begründet wurde diese Erkenntnis mit der schnelleren Entwicklung der Zugfestigkeit gegenüber der Druckfestigkeit des Betons bei der Angabe von bezogenen Größen.

Es soll nicht unerwähnt bleiben, dass die Untersuchungen verschiedener Forscher (siehe z.B. [78, 93]) einen unterproportionalen Anstieg der Verbundspannungen in Bezug zur Betondruckfestigkeit ergaben. Die Proportionalität ist hier verschiebungsabhängig, mit dem Wert  $\tau_{b,s}$  als Verbundspannung bei einem Schlupf  $s$  zu sehen.

$$\tau_{b,s} \sim f_c^m \quad \text{mit: } m < 1 \quad (3.4-2)$$

Dieses Verhalten hat auch Eingang in die verschiedensten Normungen gefunden. Beispielhaft sei hier die Beziehung der DIN 1045-1 [27] genannt.

$$\tau_{b,s} \sim f_c^{2/3} \quad \left( \text{Originalbezeichnung: } f_b \sim f_{ck}^{2/3} \right) \quad (3.4-3)$$

Bei MAINZ [78] findet sich eine detaillierte Aufstellung bekannter Abhängigkeiten der Verbundspannungen von der Betonfestigkeit.

### 3.4.2.2 Betonzusammensetzung

Der bekannteste Beitrag zum Einfluss der Betonzusammensetzung auf das Verbundtragverhalten wurde von MARTIN [81] geliefert. Im wesentlichen wurden die Abhängigkeiten vom  $w/z$ -Wert, von der Frischbetonkonsistenz und der Sieblinien der verwendeten Zuschläge untersucht.

Die umfangreichen Versuche ergaben für unterschiedliche Konsistenzen Unterschiede bis zu 100 %. Die höchsten bezogenen Verbundspannungen wurden mit einer steifen Konsistenz, die niedrigsten mit einer weichen Konsistenz erreicht. Die Untersuchungen der Zuschlagcharakteristik ergab eine bessere Verbundfestigkeit bei flacher verlaufender (feinteilärmerer) Sieblinie.

Der mögliche Grund hierfür liegt in dem geschlossenen Betongefüge im Bereich der Rippenkonsolen bei steifer Konsistenz bzw. feinteilärmer Sieblinie. Dieses bewirkt geringere Absetzerscheinungen und höhere Betonfestigkeiten.

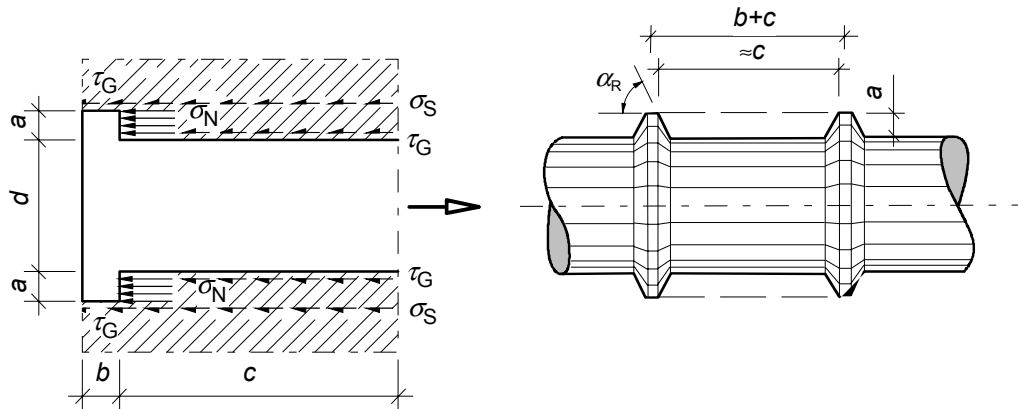
### 3.4.3 Bezogene Rippenfläche

#### 3.4.3.1 Betonstahl

Die übertragbaren Verbundspannungen werden maßgebend durch die Profilierung des Bewehrungsstahls beeinflusst. Rippenhöhe, Rippenabstand und Formgebung der Rippen charakterisieren hier die Verbundqualität. Als Kenngröße wird die bezogene Rippenfläche  $f_R$  herangezogen. Diese definiert sich als eine zur Stabachse rechtwinklig stehende projizierte Rippenfläche, welche auf den Nennumfang und den mittleren Rippenabstand bezogen ist [29]. Für beliebige Oberflächen lässt sich formulieren [35]:

$$f_R = \frac{\text{Normalprojektionsfläche}}{\text{Mantelscherfläche}} \quad (3.4-4)$$

Anhand der Betrachtungen an einem Stab mit einer Rippe, welche in gleichbleibender Höhe um den gesamten Stabumfang verläuft, sind die ursprünglichen Überlegungen [106] zum Begriff der bezogenen Rippenfläche erkennbar.



**Bild 3-10:** Modell Einrippenstab nach REHM [106]

Die Scherspannung  $\sigma_S$  wird durch die Scherfestigkeit des Betons begrenzt. Unterhalb dieser Grenze wird der auftretende Verschiebungsweg allein durch die Rippennormalspannung  $\sigma_N$  bestimmt.

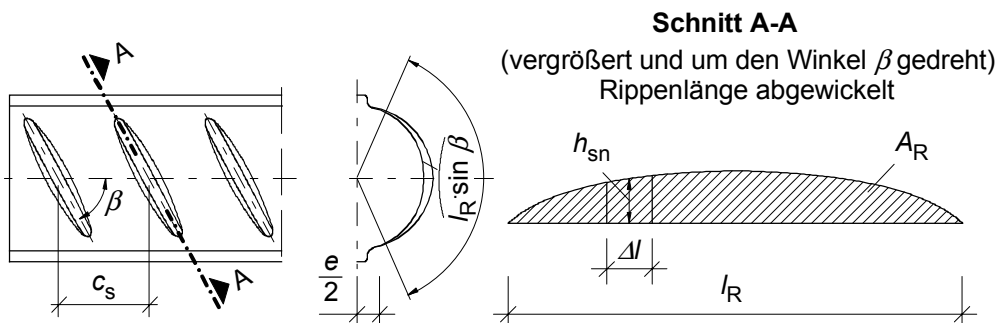
$$\sigma_N \cdot \pi \cdot (d+a) \cdot a + \tau_G \cdot \pi \cdot [d \cdot c + (d+2 \cdot a) \cdot b] = \sigma_S \cdot \pi \cdot (d+2 \cdot a) \cdot c \quad (3.4-5)$$

Unter Vernachlässigung des Gleitwiderstandes  $\tau_G$  wird die bezogene Rippenfläche gemäß Gl. (3.4-6) definiert. Die hierbei angegebene Vereinfachung wird für  $a \ll d$  als zulässig angesehen.

$$f_R = \frac{\sigma_S}{\sigma_N} = \frac{a \cdot (d+a) \cdot \pi}{c \cdot (d+2 \cdot a) \cdot \pi} \approx \frac{a}{c} \quad (3.4-6)$$

Für Stäbe mit Schrägrippen und veränderlicher Rippenhöhe bzw. unterschiedlich geneigten Rippen gibt DIN 488 [29] für die Bestimmung von  $f_R$  folgende Gleichung an:

$$f_R = \underbrace{\frac{1}{\pi \cdot d_s} \sum_{n=1}^k \frac{\frac{1}{m} \sum_{l=1}^m A_{R(n,l)} \cdot \sin \beta_{(n,l)}}{c_{s(n)}}}_{\text{Erfassung der Querrippen}} + \underbrace{\frac{1}{j \cdot d_s} \sum_{n=1}^i h_{l(n)}}_{\text{Erfassung der verwundenen Längsrippen}} \quad (3.4-7)$$



**Bild 3-11:** Längsschnittfläche  $A_R$  einer Schrägrippe nach [29]



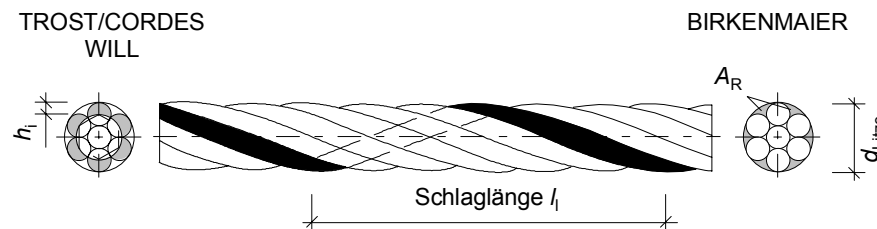
Die Empfehlungen der Norm gehen von einer maximalen Berücksichtigung des Anteils der verwundenen Längsrippen von 30 % des Gesamtwerts aus.

Aufgrund umfangreicher Untersuchungen berücksichtigt REHM [107] die Ausbildung der Stahloberfläche bei der Ermittlung der Verbundspannungen mit folgendem linearen Ansatz:

$$\frac{\tau_{b;0,1\text{mm}}}{f_c} = 0,045 + 1,5 \cdot f_R \quad (3.4-8)$$

### 3.4.3.2 Spannstahllitze

Die verdrehte Oberflächenstruktur der Litzen erfordert eine gegenüber Betonstahl differente Betrachtung hinsichtlich der Ermittlung der bezogenen Rippenfläche. Hierbei existieren verschiedene Ansätze, welche im Folgenden vorgestellt werden.



**Bild 3-12:** Ansätze zur Bestimmung der bezogenen Rippenfläche [130, 15]

Litzen besitzen keine Querrippen. Die Außendrähte können jedoch als umlaufende verwundene Längsrippen angesehen werden. Diese Herangehensweise [130, 141] erlaubt es, Gl. (3.4-7) durch Eliminierung des ersten Summanden und Berücksichtigung des maximalen ansetzbaren Längsrippenanteils gemäß DIN 488 [29] zu vereinfachen.

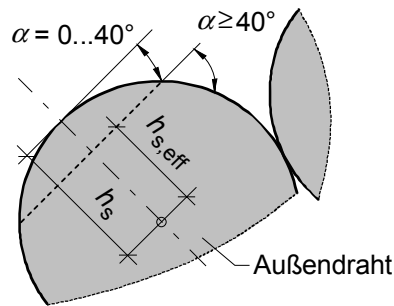
$$f_R = 0,30 \cdot \frac{i \cdot h_i}{l_1} \quad (3.4-9)$$

mit:  $i$  Anzahl der Längsrippen ( $\triangleq$  Drahtanzahl)  
 $h_i$  ansetzbare Höhe der Außendrähte gemäß Bild 3-12  
 $l_1$  Schlaglänge der Litze

BIRKENMAIER [15] wählt einen Ansatz, in dem er die in der Querschnittsansicht erkennbaren Zwickelflächen gemäß Bild 3-12 als Rippenaufstandsflächen heranzieht.

$$f_R = \frac{A_R}{\pi \cdot d_{\text{Litze}} \cdot l_1} \quad (3.4-10)$$

Aufgrund der Versuche von WILL [141] ist die Übertragung der für Betonstahl abgeleiteten Zusammenhänge nicht uneingeschränkt möglich. Er schlägt deshalb u.a. eine modifizierte Ermittlung der bezogenen Rippenfläche für Litzen vor.



**Bild 3-13:** Betrachtungen zur anrechenbaren Flankenneigung [141]

Er geht von einer anrechenbaren Flankenneigung der Rippen von  $\alpha \geq 40^\circ$  aus. Gestützt wird diese Annahme von Versuchsreihen aus [77]. Es erfolgt hierbei eine Übertragung des Begriffs Rippenneigung auf die Struktur der Außendrähte der Litze, wobei diese ebenfalls als verwundene Längsrippen aufgefasst werden. Die Flankenneigung der Drähte verläuft veränderlich zwischen  $0^\circ$  und geringfügig größer  $90^\circ$ . Auf Grund dessen erfolgt der Ansatz einer reduzierten Rippenhöhe, welche sich aus der anrechenbaren Flankenneigung gemäß Bild 3-13 ergibt. Unter Vernachlässigung der Abminderung des Anteils der Längsrippen (30 %) wird für die Berechnung der bezogenen Rippenfläche angegeben:

$$f_R = \frac{i \cdot h_{s,\text{eff}}}{l_1} \quad (3.4-11)$$

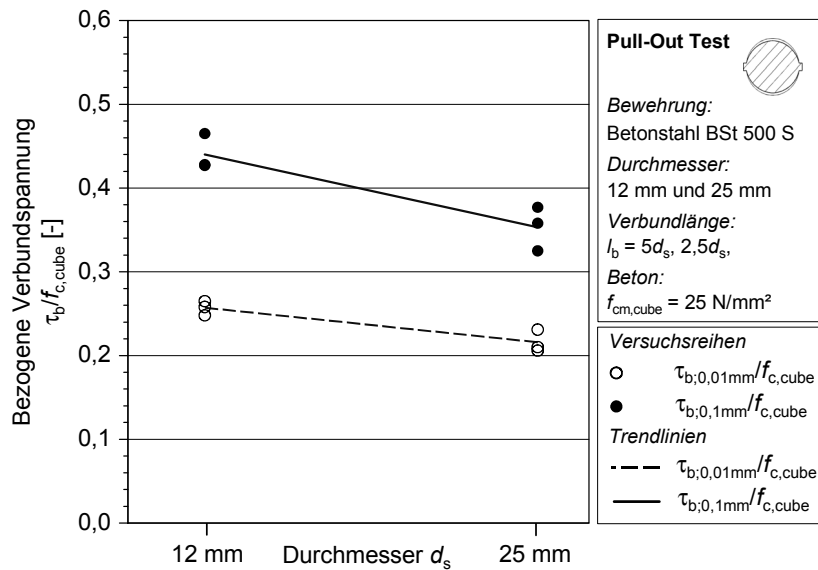
mit:  $i$  Drahtanzahl im Außenumfang  
 $h_{s,\text{eff}}$  reduzierte, effektive Rippenhöhe der Litze (Bild 3-13)  
 $l_1$  Schlaglänge der Litze

Die Untersuchungen von TROST et al. [130] zeigten, dass die Berechnung der Verbundspannung nach Gl. (3.4-8) auch auf Spannstahllitzen anwendbar ist. Es ist zu beachten, dass statt der Betondruckfestigkeit  $f_c$  die Druckfestigkeit des Einpressmörtels  $f_{Ec}$  eingesetzt wird.

#### 3.4.4 Durchmesser

Die Beurteilung des Einflusses des Durchmessers  $d_s$  von Einzelstäben bzw. -litzen erfolgt in der Literatur unterschiedlich. Viele experimentelle Untersuchungen [107, 93, 130] konnten keine wesentlichen Auswirkungen auf das Verbundverhalten feststellen. Es wird hier von einer Proportionalität zwischen erreichbarer Verbundkraft und Stabdurchmesser gesprochen.

Aus den Ergebnissen eigener Versuche (Pull-Out Tests; vgl. Abschnitt 4) ist ein leichter Abfall der bezogenen Verbundspannungen bei zunehmenden Stabdurchmesser erkennbar. Bild 3-14 zeigt die Ergebnisse der bezogenen Verbundspannungen von zwei unterschiedlichen Durchmessern bei 0,01 mm und 0,1 mm Verschiebungsweg auf der lastabgewandten Seite des Prüfkörpers.



**Bild 3-14:** Abhängigkeit der Verbundspannungen vom Stabdurchmesser

Von MAINZ [78] wird auf Arbeiten von ELIGEHAUSEN und ROSTASY verwiesen, welche kleineren Stabdurchmessern ebenfalls zunehmende Verbundspannungen zuschreiben. Dieses aus der Rissbreitenbeschränkung bekannte bessere Verbundverhalten kleinerer Stabdurchmesser lässt sich im wesentlichen mit dem günstiger werdenden Verhältnis zwischen Stabumfang und Stabquerschnittsfläche begründen. REHM [107] bemerkte hierzu, dass die Feststellung des besseren Verbundverhaltens dünnerer Stäbe auf eine höhere aufnehmbare Stahlspannung bei gleicher örtlicher Verbundspannung zurückzuführen ist. Dieses ergibt sich aus der Beziehung, welche die Änderung der Stahlspannung  $d\sigma_s$  der durch den Verbund eingeleiteten und auf den Querschnitt bezogenen Kraft gleichsetzt (vgl. hierzu Abschnitt 3.6).

$$\frac{d\sigma_s}{dx} = \tau_b \cdot \frac{u_b}{A_s} \quad \text{Kreisquerschnitt:} \quad \frac{d\sigma_s}{dx} = \tau_b \cdot \frac{4}{d_s} \quad (3.4-12)$$

Es bleibt zu erwähnen, dass viele experimentelle Arbeiten die wechselnden Oberflächenprofilierungen (bezogene Rippenfläche, Rippenform) unterschiedlicher Durchmesser nicht in die Auswertungen einbezogen. Wie auch schon MAINZ [78] anmerkte, scheinen hierdurch die oft widersprüchlichen Aussagen zum Einfluss des Durchmessers auf das Verbundverhalten begründet zu sein.

### 3.5 Verbundmodelle

Eine rechnerische Erfassung des Verbundverhaltens erfolgt im Allgemeinen mit Hilfe von Verbundspannungs-Verschiebungsbeziehungen. Dabei wird der Zusammenhang zwischen einer gleichmäßig über den Umfang verteilten fiktiven Verbundspannung (vgl. Abschnitt 3.3) und der Verschiebungsdifferenz zwischen Beton und Stahl hergestellt. Hierbei werden die in Versuchen gemessenen Verschiebungen durch eine mathe-

matische Funktion beschrieben. Neben linearen Formulierungen, z.B. von FEHLING [38] werden i.d.R. nichtlineare Ansätze in Form von Gl. (3.5-1) benutzt.

$$\tau_b(x) = (A + B \cdot s(x)^n) \cdot f_c^m \quad (3.5-1)$$

Die Bestimmung der Faktoren  $A$ ,  $B$ ,  $n$  und  $m$  erfolgt durch experimentelle Untersuchungen. Der Wert  $A$  berücksichtigt hierbei die Haftspannungen und wird aufgrund der geringen Größe bei vielen Formulierungen vernachlässigt. Der maßgeblich zu berücksichtigende Scherverbund wird durch den Teilausdruck  $B \cdot s(x)^n$  gekennzeichnet.

Für die Versuche werden vorzugsweise Pull-Out- bzw. Dehnkörper [111, 132] herangezogen. Pull-Out Tests gestatten das Ableiten sogenannter globaler Verbundgesetze. Diese Modellbildung ist aufgrund der Erfassung eines über die gesamte Verbundlänge gleichmäßigen (konstanten) Verbundspannungsverlaufs möglich. Diese Herangehensweise setzt eine kurze Verbundlänge ( $\leq 10d_s$ ) im Prüfkörper voraus. Lokale Verbundgesetze lassen sich aus Dehnkörpern gewinnen. Hierbei werden die Verbundspannungen indirekt über die Rückrechnung aus dem Dehnungsverlauf der eingelegten Bewehrung abgeleitet. Die messtechnische Erfassung der Dehnungen und somit der Verbundspannungen erfolgt im Gegensatz zum Pull-Out Test an mehreren Stellen im Versuchskörper. Es ist somit möglich, einen Verlauf der Verbundspannungen im Rissbereich anzugeben.

Die in der Literatur zu findenden Angaben zu Verbundgesetzen sind sehr unterschiedlich und hängen entscheidend vom jeweiligen Versuchsaufbau ab. Im Folgenden sind bekannte Ansätze verschiedener Verfasser zusammengestellt.

**Tabelle 3-2:** Verbundmodelle für Betonstahl

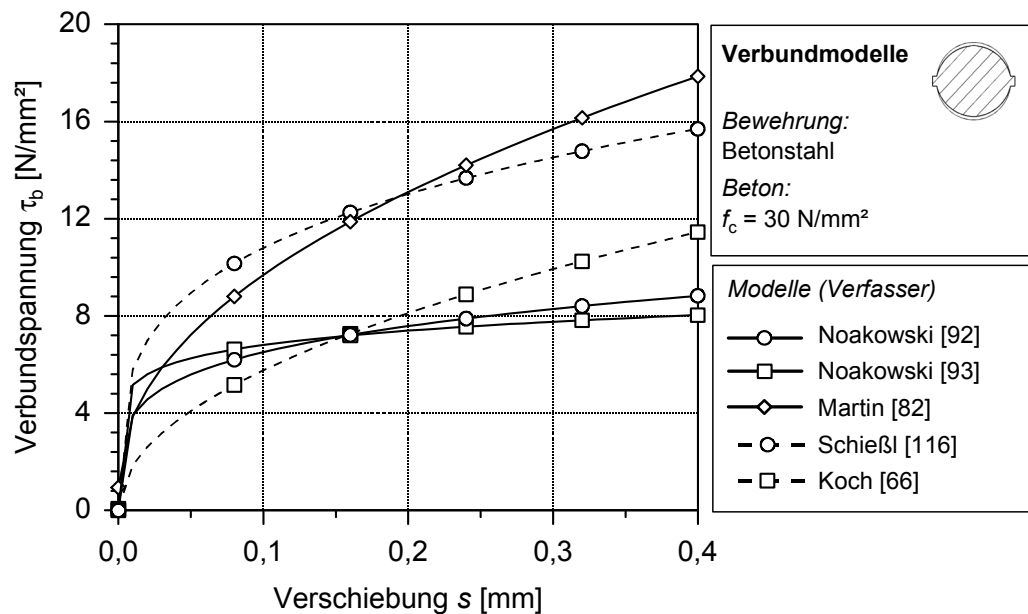
Verfasser	Verbundgesetz
NOAKOWSKI [92]	$\tau_b(x) = 0,36 \cdot s(x)^{0,22} \cdot f_c$ (3.5-2) Gilt für Verbundbereich I (guter Verbund).
NOAKOWSKI [93]	$\tau_b(x) = 0,95 \cdot s(x)^{0,12} \cdot f_c^{0,66}$ (3.5-3) Gilt für Verbundbereich I (guter Verbund).
MARTIN [82]	$\tau_b(x) = \left( 0,0314 + 0,872 \cdot s(x)^{\frac{1}{2,1}} \right) \cdot f_c$ (3.5-4) Gilt für bezogene Rippenfläche $f_R=0,050$ .
SCHIEßL [116]	$\tau_b(x) = 0,67 \cdot s(x)^{0,27} \cdot f_c$ (3.5-5)
KOCH [66]	$\tau_b(x) = \left( \frac{1}{15} + 0,6 \cdot s(x)^{0,50} \right) \cdot f_c$ (3.5-6) Gilt für bezogene Rippenfläche $f_R=0,065$ .

Die Verbundspannungen werden entscheidend von der bezogenen Rippenfläche beeinflusst (vgl. Abschnitt 3.4.4). MARTIN [82] gibt daher in Abhängigkeit der Profilierung (bezogenen Rippenfläche) verschiedene Werte für die Faktoren  $A$ ,  $B$ , und  $n$  (Tabelle 3-3) in Gl. (3.5-1) an.

**Tabelle 3-3:** Werte für Verbundmodell gemäß MARTIN [82]

bezogene Rippenfläche $f_R$	$A$	$B$	$n$
0,005	0,0320	0,129	$\frac{1}{2,34}$
0,010	0,0320	0,300	$\frac{1}{2,00}$
0,025	0,0317	0,680	$\frac{1}{1,85}$
0,050	0,0314	0,872	$\frac{1}{2,10}$
0,100	0,0315	1,135	$\frac{1}{2,31}$
0,200	0,0322	1,353	$\frac{1}{2,53}$
0,400	0,0316	1,308	$\frac{1}{2,85}$

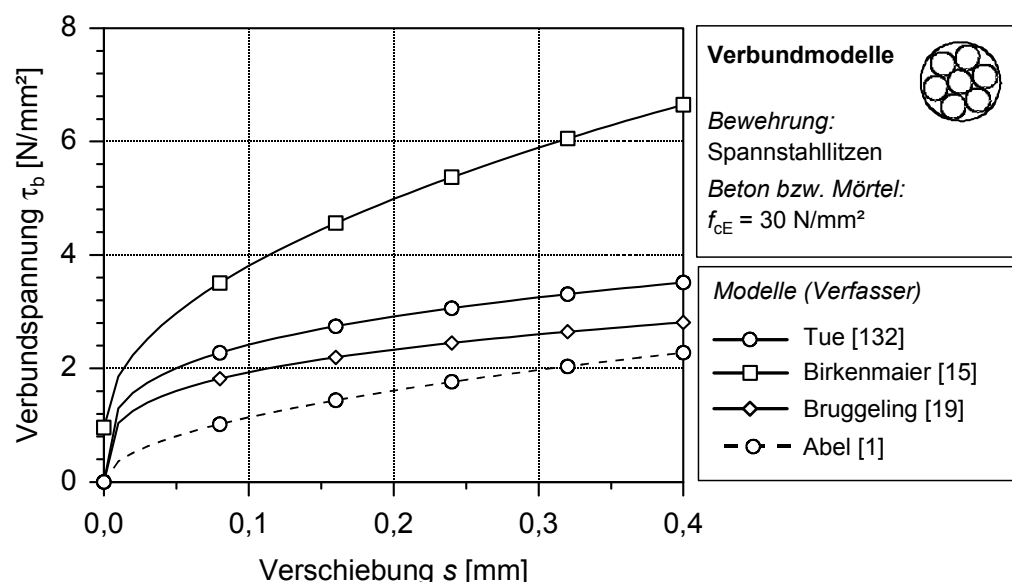
Das Verbundmodell von TUE [132] wurde aus Versuchen an Dehnkörpern abgeleitet. Der betrachtete Schnitt befand sich im Abstand 60 mm vom Riss. Im eigentlichen Sinne stellt es somit ein lokales Verbundgesetz dar. Es zeigte sich jedoch, dass die Versuchsergebnisse denen des lokalen Verbundmodells aus der Arbeit von TROST et al. [130] nahe kommen. Die mathematischen Beschreibungen des Verlaufs der Verbundspannungen für Spannstahlritzen sind in beiden Arbeiten daher identisch. In Bild 3-15 sind die vorgestellten Verbundmodelle für Betonstähle grafisch dargestellt.



**Bild 3-15:** Verbundmodelle Betonstahl (nach Tabelle 3-2)

**Tabelle 3-4:** Verbundmodelle für Spannstahlilitzen

Spannstahlilitzen		
TROST et al. [130] und TUE [132]	$\tau_b(x) = 0,15 \cdot s(x)^{0,27} \cdot f_{cE}$	(3.5-7)
BIRKENMAIER [15]	$\tau_b(x) = \left( 0,032 + 0,3 \cdot s(x)^{\frac{1}{2}} \right) \cdot f_{cE}$	(3.5-8)
BRUGGELING [19]	$\tau_b(x) = 0,12 \cdot s(x)^{0,27} \cdot f_c$	(3.5-9)
Vorspannung mit sofortigem Verbund		
ABEL [1]	$\tau_b(x) = 0,12 \cdot s(x)^{0,50} \cdot f_{cE}$	(3.5-10)
Gilt für Litzenbündel in Kunststoffrohren.		

**Bild 3-16:** Verbundmodelle Spannstahlilitzen (nach Tabelle 3-4)

Die grafischen Auswertungen der Verbundmodelle für Betonstahl (Bild 3-15) und Spannstahlilitzen (Bild 3-16) machen deutlich, dass die Unterschiede der berechneten Verbundspannungen zwischen den einzelnen Modellansätzen teilweise erheblich sind. Trotz ähnlicher Versuchsbedingungen weichen die Versuchsergebnisse und die daraus abgeleiteten Verbundgesetze mit über 100 % voneinander ab.

Mit Ausnahme einer Arbeit von NOAKOWSKI [92] berücksichtigen die hier vorgestellten Arbeiten den Einfluss der Beton- bzw. Mörteldruckfestigkeit auf die Verbundspannung linear. In der Literatur werden daher oftmals bezogene Verbundspannungen in der Form  $\tau_b/f_c$  bzw.  $\tau_b/f_{cE}$  angegeben.

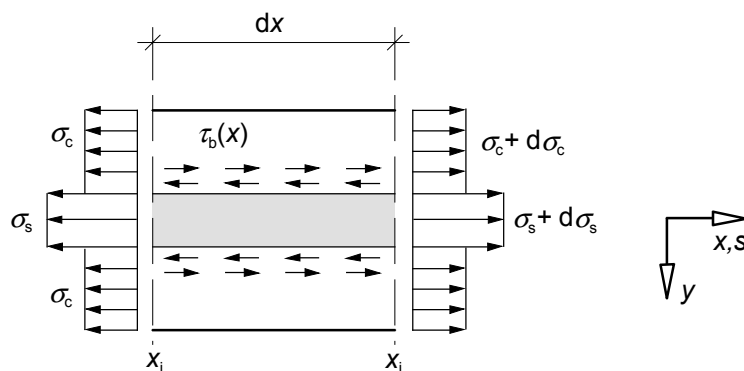
Es sei darauf hingewiesen, dass die vorgestellten Ansätze<sup>8</sup> für den Bereich mäßig hoher Verbundspannungen (Gebrauchlastbereich) konzipiert wurden. Die zu Grunde liegenden Versuche wurden lastgesteuert durchgeführt, so dass ein abfallender Ast in der  $\tau_b$ - $s$ -Beziehung nicht gemessen werden konnte. Eine Berücksichtigung des Verhaltens nach dem Erreichen der maximalen Verbundspannung ist demzufolge in die Gesetzmäßigkeiten nicht eingeflossen. Da der Verfasser ähnliche Betrachtungen bezüglich des Verbundes Drahtseil-Beton anstellt, bleiben Ausführungen zu Gesetzmäßigkeiten zum Nachbruch<sup>9</sup>- bzw. Langzeitverhalten unberücksichtigt.

### 3.6 Analytische Beschreibung des Verbundes

#### 3.6.1 Differentialgleichung des verschieblichen Verbundes

Die mathematische Erfassung des Verbundes erfolgt sowohl für Betonstahl als auch für Spannstahllitzen unter Vernachlässigung des räumlichen Spannungszustandes. Die Betrachtungen werden an einem differentiellen Stabelement  $dx$  geführt. Hierbei werden der Stahl und der Beton als zwei in Kontakt stehende eindimensionale Stäbe angesehen. Es besteht die Möglichkeit einer gegenseitigen Verschiebung in Stablängsrichtung. In diesem Zusammenhang wird die Relativverschiebung zwischen Stahl und Beton als Schlupf  $s$  bezeichnet. Des Weiteren werden folgende Annahmen eingeführt:

- starrer Verbund in Querrichtung ( $y$ -Richtung)
- für die Stäbe gilt die lineare Elastizitätstheorie



**Bild 3-17:** Differentielles Stabelement

Die Änderung des Schlupfes entlang  $dx$  entspricht der Dehnungsdifferenz von Stahl und Beton.

<sup>8</sup> Ausnahme: Untersuchungen von TUE [132]

<sup>9</sup> abfallender Ast in der  $\tau_b$ - $s$ -Beziehung

$$\frac{ds(x)}{dx} = \varepsilon_s - \varepsilon_c \quad (3.6-1)$$

Die Änderung der Stahlspannung entlang  $dx$  verhält sich wie die auf den Verbundumfang  $u_b$  des Stahls verteilte Verbundspannung  $\tau_b$ . In Analogie hierzu ist die Änderung der Betonspannung zu betrachten.

$$\frac{d\sigma_s(x)}{dx} \cdot A_s = \tau_b(x) \cdot u_b \quad (3.6-2)$$

$$\frac{d\sigma_c(x)}{dx} \cdot A_c = -\tau_b(x) \cdot u_b \quad (3.6-3)$$

Mit:

$$\varepsilon_s = \frac{\sigma_s}{E_s} \quad (3.6-4)$$

$$\varepsilon_c = \frac{\sigma_c}{E_c} \quad (3.6-5)$$

und

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_c} \quad (3.6-6)$$

ergibt sich die Kontinuitätsgleichung (3.6-1) zu:

$$\frac{ds(x)}{dx} = \frac{1}{E_s} (\sigma_s(x) - \alpha_e \cdot \sigma_c(x)) \quad (3.6-7)$$

Die Ableitung nach  $x$  mit anschließendem Einsetzen von Gl. (3.6-2) und (3.6-3) erlaubt das Einarbeiten des Verbundgesetzes  $\tau_b(x)$ .

$$\frac{d^2s(x)}{dx^2} = \frac{1}{E_s} \left( \frac{d\sigma_s(x)}{dx} - \alpha_e \cdot \frac{d\sigma_c(x)}{dx} \right) = \frac{1}{E_s} \left( \tau_b(x) \cdot \frac{u_b}{A_s} + \alpha_e \cdot \tau_b(x) \cdot \frac{u_b}{A_c} \right) \quad (3.6-8)$$

Mit Einführung des Verhältnisses:

$$\rho = \frac{A_s}{A_c} \quad (3.6-9)$$

und entsprechenden Umformungen ergibt sich, die auch schon von MARTIN [82] verwendete Differentialgleichung gemäß:

$$\frac{d^2s(x)}{dx^2} = \tau_b(x) \cdot \frac{(1 + \rho \cdot \alpha_e)}{E_s} \cdot \frac{u_b}{A_s} \quad (3.6-10)$$

Unter Annahme, dass die Betrachtungen am differentiellen Stabelement auf eine beliebige Verbundlänge übertragen werden können, ist es somit prinzipiell möglich, die Schlupf-, Stahlspannungs- und Verbundspannungsverteilungen entlang eines Stabes zu



beschreiben (DÖRR et al. [31]). Es soll nicht unerwähnt bleiben, dass im Gegensatz zum Vorangegangenen EIBL und IVÁNYI [32] darauf hinweisen, die Überlegungen bzw. Versuchsergebnisse gewonnen an einem differentiellen Verbundelement nicht uneingeschränkt auf eine längere Verbundstrecke zu übertragen. MAINZ [78] begründet dies hauptsächlich durch die fehlende Umlagerungsfähigkeit entlang der Stabachse, bei gleichzeitigem Verbundbruch an mehreren Rippen. Bei nur einer Rippe (idealisiertes differentielles Verbundelement) können dagegen die nicht belasteten Bereiche aktiviert werden sich am Lastabtrag zu beteiligen und somit die aufnehmbare Ausziehungskraft steigern.

Weiterhin sei bemerkt, dass mit Hilfe der Differentialgleichung nach Gl. (3.6-10) lediglich die Verhältnisse in Stablängsrichtung und nicht der sich ausbildende räumliche Spannungszustand Berücksichtigung finden. Verbundversagensformen, wie das Sprengrissversagen mit einhergehendem Spalten des Versuchskörpers sind nicht erfassbar.

### 3.6.2 Analytische Lösungsverfahren

Die geschlossene Lösung der Differentialgleichung stellt sich oftmals als aufwändig heraus. Unüberschaubare Ableitungen und die immer neu erforderliche Lösungsermittlung für bestimmte Randbedingungen stellen eine geschlossene Lösung nicht immer als geeignete Beschreibung des Verbundes dar.

Wie bereits von REHM [107] und MARTIN [82] gezeigt, besteht die Möglichkeit, die Differentialgleichung des verschieblichen Verbundes nach Gl. (3.6-10) geschlossen zu lösen. Für bestimmte Ansatzfunktionen  $\tau_b(x)$  erfolgt eine elementare Integration.

Es ist zunächst ein mathematischer Ansatz für die Verbundspannungs-Verschiebungsbeziehung gemäß Abschnitt 3.5 zu formulieren. Durch die Definition von Übergangs- und Randbedingungen ist die Lösung durch Integration möglich.

$$y = a \cdot x^b \quad (3.6-11)$$

Unter Zugrundelegung eines Lösungsansatzes für die nichtlineare Differentialgleichung 2. Ordnung nach Gl. (3.6-10) und der nichtlinearen Formulierung einer  $\tau_b(x)$ -Funktion gemäß Gl. (3.5-1) gibt EMPELMANN [36] für den Zustand der Erstrissbildung folgende Verschiebungs- und Spannungsgleichungen an:

$$s(x) = \left( \frac{2 \cdot (1 + \rho \cdot \alpha_e)}{E_s \cdot d_s} \cdot B \cdot f_c \cdot \frac{(1-n)^2}{1+n} \right)^{\frac{1}{1-n}} \cdot x^{\left(\frac{2}{1-n}\right)} \quad (3.6-12)$$

$$\tau_b(x) = \left( \frac{2 \cdot (1 + \rho \cdot \alpha_e)}{E_s \cdot d_s} \cdot (B \cdot f_c)^{\frac{1}{n}} \cdot \frac{(1-n)^2}{1+n} \right)^{\frac{n}{1-n}} \cdot x^{\left(\frac{2-n}{1-n}\right)} \quad (3.6-13)$$

$$\sigma_s(x) = \alpha_e \cdot f_{ct} + \frac{2}{1-n} \cdot \left( \frac{2}{d_s} \cdot \left( \frac{(1+\rho \cdot \alpha_e)}{E_s \cdot d_s} \right)^n \cdot B \cdot f_c \cdot \frac{(1-n)^2}{1+n} \right)^{\frac{1}{1-n}} \cdot x^{\left( \frac{1+n}{1-n} \right)} \quad (3.6-14)$$

$$\sigma_c(x) = f_{ct} - \frac{2}{1-n} \cdot \rho \cdot \left( \frac{2}{d_s} \cdot \left( \frac{(1+\rho \cdot \alpha_e)}{E_s \cdot d_s} \right)^n \cdot B \cdot f_c \cdot \frac{(1-n)^2}{1+n} \right)^{\frac{1}{1-n}} \cdot x^{\left( \frac{1+n}{1-n} \right)} \quad (3.6-15)$$

Die Lösung der Differentialgleichung ist abhängig vom Risszustand im Bauteil. Für verschiedene Situationen sind immer auch neue Lösungen notwendig. Die damit verbundene Erfassung des Verbundes ist daher mit einem entsprechenden Rechenaufwand verbunden.

### 3.6.3 Numerische Lösungsverfahren

#### 3.6.3.1 Grundsätzliches

Neben der Möglichkeit die Differentialgleichung geschlossen zu lösen, können Näherungsverfahren angewendet werden. Durch eine entsprechende Diskretisierung kann eine genügend genaue Anpassung an die tatsächliche Lösung erfolgen. Es bieten sich die schrittweise Integration oder die Modellierung mit Hilfe Finiter Elemente als geeignete Methoden an.

#### 3.6.3.2 Schrittweise Integration

Bei der Anwendung der schrittweisen Integration wird die zu betrachtende Verbundstrecke in Abschnitte wählbarer endlicher Länge  $\Delta x$  unterteilt. Die differentiellen Beziehungen werden auf diese Länge bezogen. Hierbei erfolgen Vereinfachungen (z.B.  $\tau_b = \text{const.}$  innerhalb der Schrittweite  $\Delta x$ ), welche eine einfache Lösung der Differentialgleichung erlauben [78, 36, 122]. Die Verbundspannungen  $\tau_b$  ermitteln sich in Abhängigkeit der jeweiligen Verschiebungen  $s$  nach einem Verbundgesetz gemäß Abschnitt 3.5.

Die Berechnung beginnt an einem Ende der Verbundstrecke, wobei die entsprechenden bekannten Randbedingungen berücksichtigt und weitere Annahmen getroffen werden. Die Berechnung wird abgebrochen, wenn die Randbedingungen am anderen Ende der Verbundstrecke innerhalb definierter Genauigkeitsgrenzen eingehalten sind. Andernfalls wird die Rechnung mit neuen Annahmen (optimierten Startwerten) wiederholt.

Hierbei wird, wie bereits beschrieben, von einem linear elastischen Verhalten der Werkstoffe ( $E_c = \text{const.}$ ,  $E_s = \text{const.}$ ) ausgegangen. Werden nichtlineare Beziehungen zwischen Spannungen und zugehörigen Dehnungen in der Form  $\sigma_s = f(\varepsilon_s)$  erforderlich, können diese entsprechend berücksichtigt werden.

Der Definition der Randbedingungen kommt hier eine entscheidende Bedeutung zu. Diese hängen vom jeweilig zu untersuchenden Bauteil bzw. Versuchskörper und den damit verbundenen Spannungsverhältnissen ab. Beispielhaft sei hier der Unterschied

zwischen Versuchskörpern im Dehnversuch ( $\sigma_c \geq 0 \text{ N/mm}^2$ ) und in einem Pull-Out Test ( $\sigma_c \leq 0 \text{ N/mm}^2$ ) genannt.

Wie bereits in Abschnitt 3.3.3 beschrieben, ist die Kenntnis einer lokalen Verbundspannung an der Stelle  $x$  im Bauteil oftmals von untergeordneter Bedeutung. Vielmehr gilt es für bestimmte Anwendungssituationen eine mittlere Verbundspannung zu bestimmen.

$$\tau_{b,m} = \frac{1}{l_b} \cdot \int_0^{l_b} \tau_b(x) \, dx \quad \text{bzw.} \quad \tau_{b,m} = \frac{\Delta x}{l_b} \cdot \sum_i^{\left(\frac{l_b}{\Delta x}\right)} \tau_{b,i}(x) \quad (3.6-16)$$

Die Ermittlung der mittleren Verbundspannung erfolgt gemäß Gl. (3.6-16) und kann an die Berechnungen der schrittweisen Integration anschließen.

### 3.6.3.3 Methode der Finiten Elemente

#### 3.6.3.3.1 Grundsätzliches

Die rechnerische Untersuchung des Verbundverhaltens mittels eines geeigneten Finiten Elemente Modells stellt eine leistungsfähige Alternative zu den bereits vorgestellten Lösungsmöglichkeiten der Verbund-Differentialgleichung dar. Hierbei gibt es vielfältige Möglichkeiten der Erstellung eines Modells. In Abhängigkeit der Zielstellung aber auch der Leistungsfähigkeit vorhandener Software können das nichtlineare Materialverhalten oder auch die schon bekannten Verbundspannungs-Verschiebungsbeziehungen implementiert werden.

Die Grundzüge der linearen und nichtlinearen FEM werden an dieser Stelle nicht erörtert. Es wird hier auf das diesbezüglich umfangreiche Schrifttum, wie z.B. BATHE [12] oder ZIENKIEWICZ [147] verwiesen.

In diesem Kapitel werden überwiegend die bestehenden Möglichkeiten der Erfassung des Verbundes unter Zuhilfenahme der Finiten Elemente Methode erörtert. Die Vorstellung des eigenen FE-Modells und die dazugehörigen Berechnungen und Auswertungen sind Inhalt des Abschnitts 5.7.4.

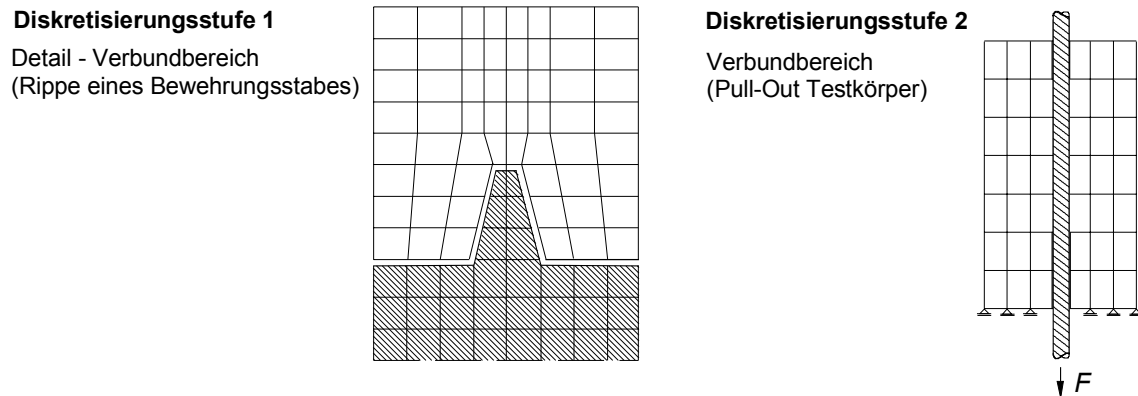
Für die Berechnungen in der vorliegenden Arbeit wurde die nichtlineare FEM Software ANSYS<sup>®</sup> [2, 3] verwendet. Die Erläuterungen und Modellvorstellungen zur Anwendung der Methode der Finiten Elemente sind hauptsächlich auf die damit bestehenden Möglichkeiten ausgerichtet.

#### 3.6.3.3.2 Modellstufen

Die Fragestellung zum zu untersuchenden Prüfkörper bzw. Bauteilbereich entscheidet über die Idealisierung. Während z.B. bei einem Pull-Out Körper das lokale Verbundverhalten von Bedeutung ist und dementsprechend die Bewehrung und unter Umständen auch die Profilierung modelliert werden, geht es im Gegensatz dazu bei Stahlbetonbauteilen wie Scheiben, Platten oder Balken um das Gesamttragverhalten. Hierzu unter-

scheidet die Literatur verschiedene Idealisierungsstufen. Nach KEUSER [64] werden 4 Diskretisierungsstufen definiert. Einer feinen detailreichen Modellbildung (z.B. Einzelrippe im Kontakt zum Beton) in der Diskretisierungsstufe 1 steht eine grobe „verschmierte“ Modellierung (z.B. Scheiben) in Diskretisierungsstufe 4 gegenüber.

Für die vorliegende Arbeit und die damit verbundene Erfassung des Verhaltens von Bewehrung und Beton auf der Ebene des lokalen Verbundes sind nach der KEUSER-schen Diskretisierung die Stufen 1 und 2 (Bild 3-18) bedeutsam.



**Bild 3-18:** Diskretisierungsstufen 1 und 2

#### *Diskretisierungsstufe 1*

Die Abbildung der Bewehrungsstäbe erfolgt mittels ebener oder räumlicher Elemente, wobei eine Modellierung der Profilierung erfolgt. Zwischen Stahl und Beton ist der Haft- und Reibungsverbund sowie die Aufhebung des Kontakts beider Materialien zu implementieren.

Als Anwendungsgebiet der Stufe 1 können z.B. Modelle genutzt werden, die eine Wertung hinsichtlich der Verbundspannungs-Verschiebungsbeziehung verschiedener Rippenformen beinhalten. Die Berechnung der Verankerungslänge mit einem Modell der Stufe 1 ist hingegen nicht empfehlenswert. Der entsprechende Modellierungs- und Rechenaufwand lässt die Modellstufe als ungeeignet erscheinen [78].

HÖFLER [58] zeigte anhand der diskreten Modellierung des unmittelbaren Verbundbereichs in einem Pull-Out Test mit Betonstabstahl, dass die bestehenden Möglichkeiten in ANSYS für eine befriedigende quantitative Erfassung des Verbundverhaltens nicht ausreichen. Dies ist hauptsächlich in der Inkompatibilität zwischen den ANSYS-spezifischen „contact-elements“ und der Zuweisung von nichtlinearen Werkstoffgesetzen begründet. Weitere Betrachtungen hinsichtlich der FE-Modellbildung nach Stufe 1 wurden für Rundlitzenseile in Beton nicht angestellt.

#### *Diskretisierungsstufe 2*

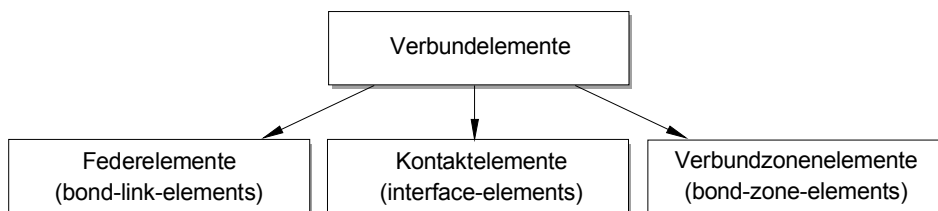
In dieser Modellstufe wird die Oberflächenstruktur der Bewehrungsstäbe nicht abgebildet. Die Modellbildung des Stahls bzw. Betons kann sowohl mit ebenen als auch mit räumlichen Elementen erfolgen. Lokale Spannungen an den Betonkonsolen bzw. Bewehrungsstahlrippen können nicht erfasst werden. Zwischen den Stahl- und Betonele-

menten werden Verbundelemente angeordnet. Durch die mögliche Zuordnung eines nichtlinearen Verbundgesetzes<sup>10</sup>, welches wesentliche Einflussgrößen wie beispielsweise Rippenwirkung oder Querdruck berücksichtigt, erfolgt die Modellierung des Verbundverhaltens.

### 3.6.3.3.3 Möglichkeiten der Modellierung des Verbundbereichs

#### *Allgemein*

Für die Simulation des Verbundes nach der Diskretisierungsstufe 2 werden vornehmlich Verbundelemente in verschiedenster Form verwendet. Diese werden zwischen den Beton- und Stahlelementen angeordnet, so dass Relativverschiebungen zwischen den Elementen möglich werden. Grundsätzlich kann man drei Typen von Verbundelementen gemäß Bild 3-19 unterscheiden.



**Bild 3-19:** Einteilung Verbundelemente

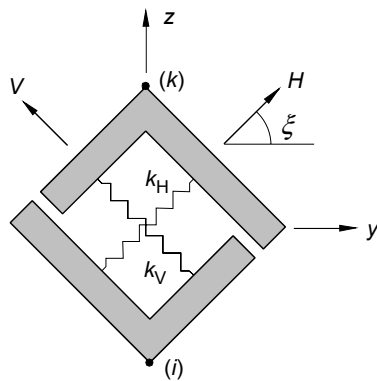
Die Beton- und Stahlelemente werden in diesem Fall i. Allg. mit linear elastischem Materialverhalten ausgestattet. Dies bedingt jedoch, dass den Verbundelementen alle Nichtlinearitäten des Verbundes zugewiesen werden. Die Eichung der Verbundelemente erfolgt mittels Versuchsergebnissen.

Ausführliche Erläuterungen und Zusammenstellungen hinsichtlich der Möglichkeiten zur Modellbildung des Verbundbereichs sind bei KEUSER [64], KOBARG [65], MAINZ [78] oder MEHLHORN [85] zu finden. Nachfolgende Ausführungen stellen auszugsweise Verbundelemente vor.

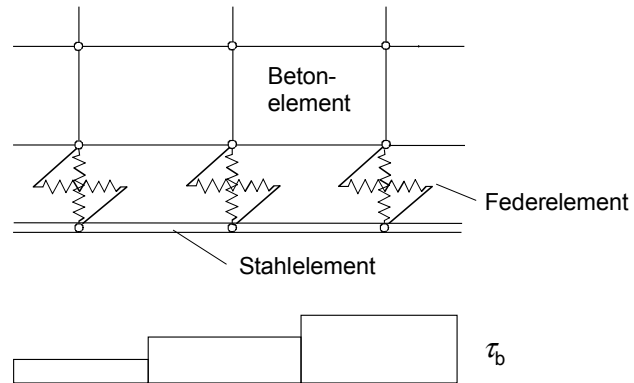
#### *Bond-Link-Elemente*

Das von NGO und SCORDELIS [90] entwickelte Bond-Link-Element stellt ein Federelement gemäß Bild 3-20 mit entkoppelten Ansätzen für die Federwege in den zwei Richtungen  $y$  und  $z$  des Koordinatensystems dar.

<sup>10</sup> Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung



**Bild 3-20:** Zweidimensionales Bond-Link-Element

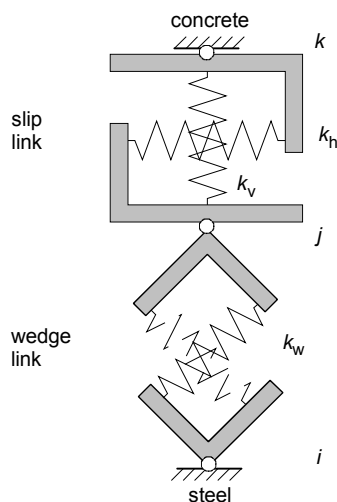


**Bild 3-21:** Verbundspannungsverlauf sinngemäß nach BORG [17]

Hierbei werden zwei benachbarte Stahl- und Betonelemente jeweils an den Knoten  $i$  und  $k$  durch ein Federpaar gekoppelt, wobei die Federn  $k_H$  und  $k_V$  unabhängig wirken. Das Verbundelement besitzt keine räumliche Ausdehnung. Durch die Neigung  $\xi$  des Verbundelements besteht hier die prinzipielle Möglichkeit die Richtung der Verbundkräfte zu beeinflussen. NGO und SCORDELIS [90] definierten jedoch den Neigungswinkel zu Null und setzten senkrecht zur Stabrichtung starren Verbund ( $k_V = \infty$ ) an.

Eine Erweiterung auf dreidimensionale Berechnungen ist durch Einführung eines zusätzlichen Freiheitsgrades möglich.

Andere Arbeiten, wie z.B. von MORITA und FUJII [88] erweiterten den Ansatz des einfachen Federelements. Hierbei wurden geneigte (wedge-link-elements) und nicht geneigte (slip-link-elements) Federelemente nach Bild 3-22 kombiniert. Die Berücksichtigung der Keilwirkung der Rippen des Bewehrungsstabes und des Schlupfes infolge innerer Rissbildung sollte so möglich sein.



**Bild 3-22:** Kombiniertes Federelement nach MORITA/FUJII [88]

Als nachteilig bei der Verwendung der Federelemente wird die diskontinuierliche Simulation im Verbundbereich eingeschätzt. Der Verbund wird nur an bestimmten Stellen

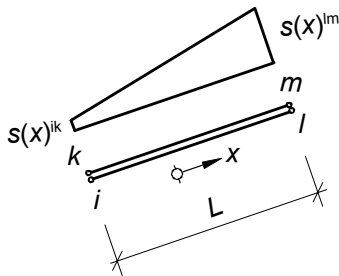
(Knoten) in Abhängigkeit der Elementierung abgebildet. Bild 3-21 verdeutlicht die Problematik anhand des Verbundspannungsverlaufs im Detailbereich.

### *Kontaktelemente*

Im Gegensatz zu Federelementen, welche lokal begrenzt sind, füllen Kontaktelemente den Berührungsbereich zwischen Stahl und Beton kontinuierlich aus. Die Verformungen der Verbundelemente werden durch Ansatzfunktionen beschrieben. Für ein eindimensionales Kontaktelement kann der lineare Verformungsansatz gemäß Gl. (3.6-17) formuliert werden.

$$s(x) = a + b \cdot \frac{x}{L} \quad (3.6-17)$$

Durch höhere Ansatzfunktionen (quadratisch, kubisch usw.) kann der Verbundspannungsverlauf zwischen zwei Knoten immer besser angenähert werden. Die Lösung wird dadurch realistischer.



**Bild 3-23:** Eindimensionales Kontaktelement

Eine gute Abbildung des Verbundverhaltens wird aber selbst bei einem hochwertigen Verformungsansatz nur erzielt, wenn geeignete Verbundspannungs-Verschiebungsbeziehungen das Verformungsverhalten des Kontaktelements bestimmen.

### *Verbundzonenelemente*

Im Gegensatz zu den Feder- und Kontaktelementen bedingt die Verwendung von Verbundzonenelementen eine räumliche Ausdehnung derselbigen. Der Verbund wird durch eine um den Bewehrungsstab befindliche Verbundschicht simuliert.

Bei dem Verbundmodell von DE GROOT et al. [50] wird gedanklich in diese Grenz- oder Verbundschicht ein Fachwerkmodell mit geneigten Pendelstäben gelegt. Diese sollen sich an den fiktiven Stahlrippen abstützen und damit verbundenen schräg einwirkenden Betondruckkräfte abbilden.





## 4 Realisierte Versuche zum Verbundverhalten

### 4.1 Übersicht

Das Ziel der durchgeführten experimentellen Untersuchungen war das Erfassen und Verstehen der wirkenden Gesetzmäßigkeiten im Verbundwerkstoff. Die Abhängigkeiten und Einflüsse verschiedener Randbedingungen und Parameter, wie z.B. Betonfestigkeit und Seildurchmesser sollten dargestellt werden. Alle Versuche wurden mit einem verzinkten Rundlitzenseil 6 x 19 Standard gemäß DIN 3060 [30] durchgeführt. Die Seile waren im Kreuzschlag und rechtsgängig gefertigt. Die Drahtnennfestigkeit betrug bei allen Seilkörpern 1770 N/mm<sup>2</sup>. Zur vergleichenden Beurteilung des Verbundverhaltens des Drahtseils und konventioneller Bewehrung wurden einzelne Versuchsreihen unter Einbeziehung eines Betonstabstahls BSt 500 S [29] realisiert.

Im Rahmen der geplanten experimentellen Tests zur Erfassung des Verbundverhaltens sind zwei Versuchskonzeptionen umgesetzt worden.

Zunächst stand die Untersuchung des verschieblichen Verbundes im Vordergrund. Hierzu wurden Pull-Out Tests mit veränderlichen Verbundlängen, Seildurchmessern und Betonfestigkeiten durchgeführt. Für die verschiedenen Versuchskörper können die Verbundspannungs-Verschiebungsbeziehungen in Abhängigkeit von wechselnden Einflussparametern angegeben werden.

Die Arbeitslinie und Querkontraktion von Rundlitzenseilen sollten in einer zweiten Versuchsreihe, mittels sogenannter Strain Tests quantifiziert werden. Mit Hilfe der Untersuchungen wurde ein direkter Vergleich zwischen reinen und einbetonierten (betondurchdrungenen) Stahlseilen ermöglicht. Zudem war die direkte Ermittlung von Gesetzmäßigkeiten und Werkstoff- bzw. Bauteilparametern von Bedeutung. Die lastabhängigen Längs- und Querdehnungen sowie der Seilelastizitätsmodul als Sekantenmodul des neuen Verbundwerkstoffs<sup>11</sup> in Abhängigkeit verschiedener Einflussparameter (Seilgeometrie, Betondruckfestigkeit) wurden experimentell ermittelt.

### 4.2 Versuchsplanung und -durchführung

#### 4.2.1 Beton

In den Versuchen wurden zwei Betonzusammensetzungen verwendet. Es wurden zwei Rezepturen (siehe Anlage A 1.1.1) entworfen, welche zum Prüftag eine mittlere Würfeldruckfestigkeit  $f_{cm,cube}$  von mindestens 25 N/mm<sup>2</sup> (Rezeptur I) bzw. 55 N/mm<sup>2</sup> (Re-

---

<sup>11</sup> betondurchdrungener Seilkörper, im Folgenden auch als *Betondrahtseil* bezeichnet

zeptur II) aufweisen sollten. Die entsprechenden Würfeldruckfestigkeiten der einzelnen Versuchsreihen sind in den Diagrammen in Anlage A 1.2.2 und A 1.3.2 vermerkt. Die Sieblinien der verwendeten Zuschlaggemische sind Anlage A 1.1.2 zu entnehmen. Die Betone wurden in einem Zwangsmischer gemischt und mittels Rüttelflasche verdichtet. Unmittelbar nach dem Betonieren sind die Betonkörper (Prüfkörper und Betonprismen bzw. -zylinder für die Festigkeitsprüfungen) mit einer Kunststoffolie abgedeckt worden. Die Lagerung erfolgte in der Versuchshalle.

## 4.2.2 Pull-Out Tests

### 4.2.2.1 Allgemeines

Die hier beschriebenen Ausziehversuche (Pull-Out Tests) wurden größtenteils im Rahmen einer umfangreichen Studie [8] zur Beurteilung des Verbundtragverhaltens verschiedener Rundlitzenseile im Beton durchgeführt. Darauf aufbauend sind weitere Versuche [143] durchgeführt worden. Alle Untersuchungen an Versuchskörpern mit einem Rundlitzenseil 6 x 19 Standard sind in die vorliegende Arbeit eingegangen.

### 4.2.2.2 Versuchskonzeption

Die Ausziehversuche wurden in Anlehnung an den standardisierten RILEM-Pull-Out Test [111] konzipiert. Die Beurteilung des verschieblichen Verbundes erfolgte unter Berücksichtigung verschiedener Parameter.

- Untersuchung verschiedener Betonfestigkeiten (vgl. Abschnitt 4.2.1)
- Untersuchung verschiedener Drahtseildurchmesser
- Untersuchung des Einflusses der Verbundlänge

Die Erfassung der Abhängigkeit des Verbundtragverhaltens vom verwendeten Seildurchmesser wurde durch die Einbeziehung von drei unterschiedlichen Durchmessern erreicht. Hierzu wurden die Seilnennendurchmesser 8 mm, 12 mm und 24 mm gewählt.

Zur Untersuchung des Einflusses der Verbundlänge auf das Verbundverhalten wurden gemäß nachfolgender Tabelle verschiedene Verbundlängen  $l_b$  studiert.

**Tabelle 4-1:** Untersuchte Verbundlängen  $l_b$

Seildurchmesser	12 mm			24 mm		
Verbundlänge $l_b$	$5d_s$	$7,5d_s$	$10d_s$	$2,5d_s$	$5d_s$	$7,5d_s$
	60 mm	90 mm	120 mm	60 mm	120 mm	180 mm

Zur vergleichenden Beurteilung sind Versuchskörper mit Betonstahl BSt 500 S [29] in die Untersuchungen einbezogen worden. Bei diesen Prüfkörpern betrug die Verbundlänge  $5d_s$  ( $\varnothing 12$  mm) und  $2,5d_s$  ( $\varnothing 25$  mm).

Jede Serie beinhaltete 3 Prüfkörper. Hieraus ergaben sich insgesamt 48 zur Auswertung gebrachte Pull-Out Versuchskörper (vgl. Tabelle 4-2 und 4-3).

**Tabelle 4-2:** Serien der Versuchsreihe Rezeptur I

Durchmesser Seil $d_s$ in [mm]	Verbundlänge $l_b$				Durchmesser BSt $d_s$ in [mm]	Verbundlänge $l_b$	
	$2,5d_s$	$5d_s$	$7,5d_s$	$10d_s$		$2,5d_s$	$5d_s$
12		x	x	x	12		x
24	x	x	x		25	x	

**Tabelle 4-3:** Serien der Versuchsreihe Rezeptur II

Durchmesser Seil $d_s$ in [mm]	Verbundlänge $l_b$				Durchmesser BSt $d_s$ in [mm]	Verbundlänge $l_b$	
	$2,5d_s$	$5d_s$	$7,5d_s$	$10d_s$		$2,5d_s$	$5d_s$
8		x			8		x
12		x			12		x
24	x	x	x		25	x	

Ein weiterer Einflussfaktor auf das Verbundverhalten stellt die Schlaglänge des Seils dar. Aus Überlegungen hinsichtlich der Kraftübertragung vom Seilkörper auf den Beton wird sich eine größere Schlaglänge ungünstig auf das Verbundverhalten auswirken. Die Variation der Schlaglänge bei sonst gleicher geometrischer Ausbildung der Seile wurde aus Gründen der Verfügbarkeit nicht untersucht. Tabelle 4-4 gibt einen Überblick über die entsprechenden Schlaglängen und damit verbundenen Schlagwinkel der untersuchten Seile in Abhängigkeit vom Seildurchmesser. Die Berechnung der Schlagwinkel erfolgt mit den Eingangswerten der Seilgeometrie gemäß Tabelle 2-6.

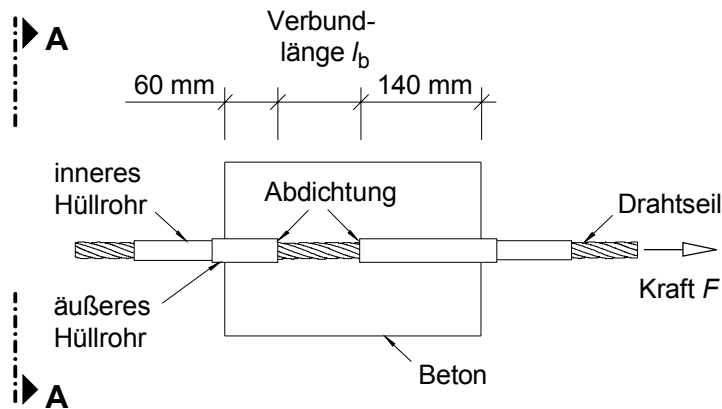
**Tabelle 4-4:** Schlaglängen und -winkel der untersuchten Drahtseile

Seilnenndurchmesser $d_s$	[mm]	8	12	24
wirklicher Seildurchmesser $d_{s,w}$	[mm]	8,2	12	24,9
Schlaglänge $l_s$	[mm]	56	78	156
Schlagwinkel $\beta$	[°]	17,4	18,2	18,8

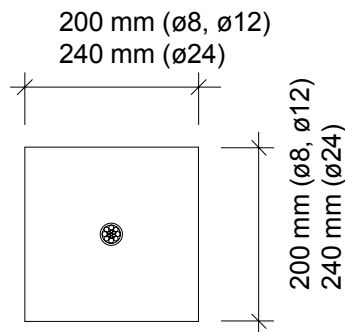
#### 4.2.2.3 Geometrie der Versuchskörper

Die Versuchskörper orientierten sich im Grundgedanken am RILEM-Ausziehkörper [111]. Aufgrund der Besonderheiten der Stahlseile (geringe Biegesteifigkeit des Seilkörpers, Verdrillung der Litzen, nichtlineares Materialverhalten) wurden Modifizierungen zur Sicherstellung der Verschiebungsmessungen vorgenommen.

## Längsschnitt



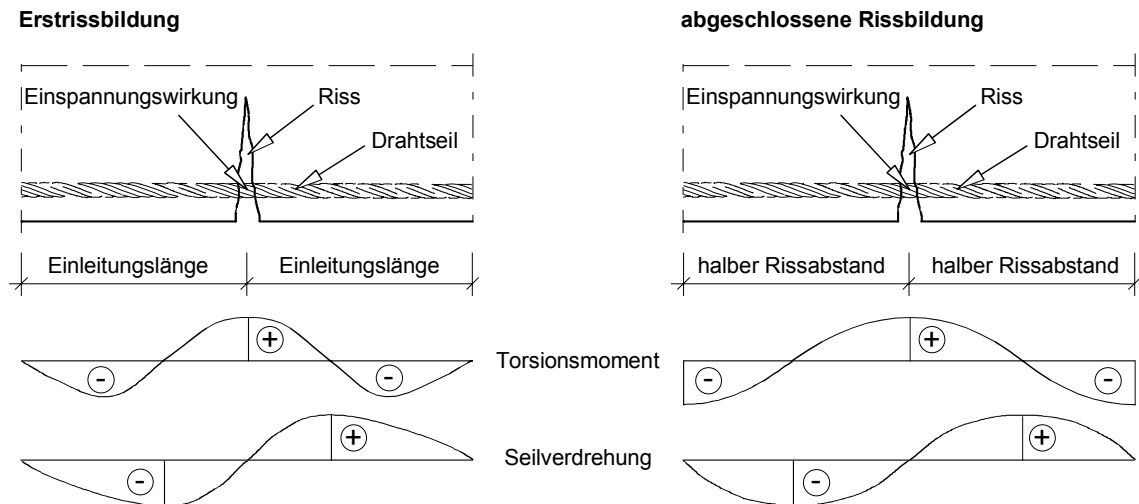
## Ansicht A-A



**Bild 4-1:** Prinzipskizze Pull-Out Versuchskörper

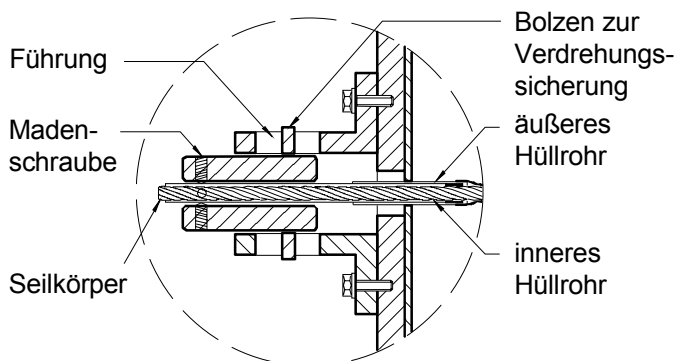
Zum einen wurde bei allen Versuchskörpern aus messtechnischen Gründen sowie im Hinblick auf die Schaffung eines bestmöglichen Verbundbereichs eine verbundfreie Nachlänge von 60 mm realisiert. Zum anderen erfolgten die Verschiebungsmessungen sowohl auf der belasteten als auch auf der unbelasteten Seite. Ermöglicht wurden die Messungen durch einen Teleskopmechanismus bestehend aus zwei ineinander laufenden und gegeneinander verschieblichen Kupferrohren. Das innere Kupferrohr war am Ende des Verbundbereichs auf das Stahlseil gepresst, wodurch die entsprechenden Verschiebungen unmittelbar am Beginn des Verbundbereichs abgegriffen und nach außen weitergeleitet werden konnten. Das äußere Kupferrohr wurde gleichzeitig als Hüllrohr zur Sicherstellung der verbundfreien Bereiche des Prüfkörpers genutzt. Die Abdichtung des Zwischenraums zwischen Rohr und Stahlseil am Ende des Verbundbereichs erfolgte so sorgfältig, dass die Feinanteile des Frischbetons nicht eindringen konnten.

Bei Zugbeanspruchung kommt es aufgrund der Verdrillung der einzelnen Litzen zur Tordierung des Seiles. Diese Verdrehung ist im Rissbereich von Bauteilen infolge der Einspannwirkung aus dem gegenüberliegenden Rissufer nicht möglich (Bild 4-2).



**Bild 4-2:** Zugzone eines Bauteils

Um diesem Effekt gerecht zu werden, war an der belasteten und auf der unbelasteten Seite eine Kolben-Führungs-Konstruktion zur Verdrehungssicherung am Prüfkörper fixiert. An dieser wurde das innere Kupferrohr, welches am Ende des Verbundbereiches auf den Seilkörper gepresst war, mit Hilfe von Madenschrauben befestigt (Bild 4-3).



**Bild 4-3:** Detaildarstellung Verdrehungssicherung

Die Drahtseile wurden mittig liegend in die Schalung (vgl. Bild A 1-26) eingebaut, so dass die Betonierrichtung senkrecht zur Seilachse lag.

#### 4.2.2.4 Versuchsaufbau

Die Pull-Out Tests wurden mit dem in Anlage A 1.2.1 und Bild A 1-27 dargestellten Versuchsaufbau durchgeführt. Die Zugkraft wurde vom Prüfcylinder über eine Presshülse in den Seilkörper eingeleitet.

Zur Sicherstellung der Verschiebungsmessung auf der Zugseite musste der Prüfkörper verspannt werden. Hiermit sollten zusätzliche Verschiebungen durch das Zusammenpressen der Gummimatte ausgeschlossen werden. Die Gummimatte diente zum Abbau von Spannungsspitzen.

Die Erfassung der Verschiebungen wurde durch induktive Wegaufnehmer auf der Lastseite und auf der lastabgewandten Seite realisiert. Diese wurden an einer an der Verdrehungssicherung befestigten Tellerkonstruktion appliziert. Die Anordnung der Wegaufnehmer erfolgte in einem Versatzwinkel von  $120^\circ$ . Die Auswertung der Verschiebungsmessung wurde durch Mittelwertbildung der jeweiligen Prüfkörperseite durchgeführt.

#### 4.2.2.5 Versuchsablauf

Die Versuchskörper wurden horizontal gemäß Versuchsaufbau (Anlage A 1.2.1) in die Vorrichtung eingebaut. Die Stahlplatte zur Verspannung des Prüflings wurde mit Hilfe der Gewindestangen ausgerichtet. Das gleichmäßige Verspannen erfolgte mittels Drehmomentenschlüssel.

Im Anschluss wurden die entsprechenden Zylinder der Einspannkonstruktion (Verdrehungssicherung des Seils) montiert. Die Kupferrohre wurden mittels Madenschrauben an ihrer Verdrehung behindert. Nachdem die Presshülse am Prüfzylinder befestigt wurde, konnte die Zugkraft eingetragen werden.

Die Belastungsgeschwindigkeit wurde in Anlehnung an RILEM [111] wie folgt angesetzt:

$$v_{\text{Bel}} = 0,5 \cdot d_s^2 \quad \text{in N/Sekunde} \quad (4.2-1)$$

Für die verschiedenen untersuchten Durchmesser ergeben sich die Belastungsgeschwindigkeiten gemäß Tabelle 4-5.

**Tabelle 4-5:** Durchmesserabhängige Belastungsgeschwindigkeiten

Nenndurchmesser $d_s$	8 mm	12 mm	24 (25) mm
Belastungsgeschwindigkeit $v_{\text{Bel}}$	32 N/s	72 N/s	288 N/s

Die Steuerung des Hydraulikzylinders erfolgte kraft geregelt bis zum Erreichen eines vorbestimmten Grenzweges.

Die Versuchskörper wurden i.d.R. bis zu einem bestimmten Versagensmechanismus belastet. Dabei sind folgende Versagensmechanismen aufgetreten:

- Verbundversagen, durch Auftreten eines Schlupfes zwischen Beton und Stahl. Dies stellte die allgemeine und angestrebte Versagensart dar.
- Spalten des Versuchskörpers. Diese Versagensform trat vornehmlich bei großen Durchmessern bzw. Verbundlängen durch Überschreiten der Betonfestigkeit infolge der Ringzugspannungen auf.
- Schlagartiges Versagen durch schlechten Verbundbereich und mangelhafter Durchdringung des Seilkörpers mit Betonfeinstbestandteilen.

### 4.2.3 Strain Tests (Dehnverhalten betondurchdrungener Seile)

#### 4.2.3.1 Versuchskonzeption

Die Untersuchung des lastabhängigen Dehnverhaltens des mit Betonfeinstbestandteilen durchdrungenen Seils (Betondrahtseil) implizit der Bestimmung des Seilelastizitätsmoduls war das Ziel dieser Versuchsreihe. Hierzu ist das Rundlitzenseil mit wechselnden Parametern gemäß nachfolgender Aufstellung einer Dehnungsmessung unterzogen worden [144].

- Untersuchung verschiedener Betonfestigkeiten (vgl. Abschnitt 4.2.1)
- Untersuchung verschiedener Drahtseildurchmesser ( $d_s = 8, 12$  und  $24$  mm)

Zur vergleichenden Beurteilung des Dehnverhaltens wurden reine, nicht einbetonierte Seilkörper in die Versuchsreihe einbezogen. Die Einschätzung des Verbundwerkstoffs (betondurchdrungener Seilkörper) wurde so ermöglicht. Bei 3 Prüfkörpern pro Serie ergaben sich insgesamt 27 untersuchte Seilkörper (vgl. Tabelle 4-6).

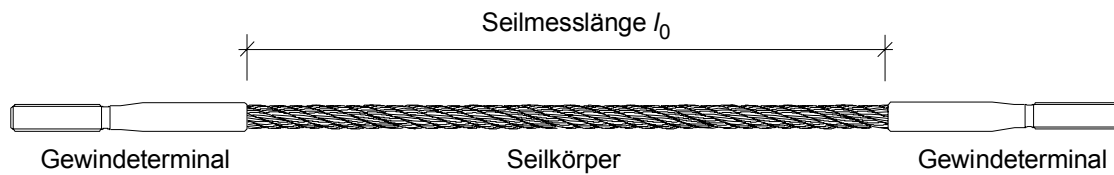
**Tabelle 4-6:** Zusammenstellung Versuchsserien Strain Tests

Seildurchmesser $d_s$ in [mm]	reines Seil	Rezeptur I	Rezeptur II
8	x	x	x
12	x	x	x
24	x	x	x

Die Konfiguration der experimentellen Untersuchungen erfolgte in Anlehnung an Versuche von FEYRER und JAHNE [41] und Vorgaben in VDI 2358 [135] und DIN 51201 [30].

#### 4.2.3.2 Geometrie der Versuchskörper

Die untersuchten Seilkörper hatten eine freie Messlänge, die in Anlehnung an DIN 51201 [30] einen Wert von 500 mm nicht unterschritt. Da gerade die Querkontraktionsmessung durch die Verdrehung des Seilkörpers bei Zugbelastung beeinflusst wird, wurde bei den Seilnennendurchmessern 12 und 24 mm, Messlängen mit einem konstanten Wert von 6,4 mal der Schlaglänge eingehalten. Für das 8 mm Seil wurde die Mindestmesslänge vorgesehen. Tabelle 4-7 stellt die Anhaltswerte für die angestrebten Messlängen zusammen. Die exakten Ausgangsseilmesslängen und Seildurchmesser der jeweiligen Prüfkörper sind den entsprechenden Diagrammen der Versuchsauswertung in Anlage A 1.3.2 zu entnehmen. Die konfektionierte Seilgeometrie ist aus Bild 4-4 ersichtlich.

**Bild 4-4:** Seilkonfektion**Tabelle 4-7:** Seilmesslängen

Seilnenndurchmesser	$d_s$	[mm]	8	12	24
Seilmesslänge (Soll)	$l_0$	[mm]	500	500	1000

An den Gewindeterminals wurde eine Fixierungskonstruktion angebracht, welche das außerplanmäßige Biegen oder Verdrehen des Seilkörpers während des Betonierens bzw. beim Ausschalen verhindern sollte. Die Fixierungskonstruktion wurde erst nach dem Einbau der Seilkörper in die Versuchsvorrichtung entfernt.

#### 4.2.3.3 Herstellung der Prüfkörper

Die Drahtseile wurden liegend in die Schalung eingebaut, so dass die Betonierrichtung senkrecht zur Seilachse lag (siehe Bild A 1-50). Sowohl die Erhärtungswürfel als auch die Prüfkörper wurden unmittelbar nach dem Betonieren mit einer Kunststoffolie abgedeckt. Nach zwei Stunden wurden die Prüfkörper vorsichtig aus der Schalung entfernt mit einem feuchten Tuch umwickelt und vollständig in Folie gehüllt. Die Fixierungskonstruktion verhinderte hierbei eine ungewollte Verformung des Seilkörpers während des Ausschalens bzw. der Lagerung.

#### 4.2.3.4 Versuchsaufbau

Die Tests wurden mit dem in Anlage A 1.3.1 dargestellten Versuchsaufbau durchgeführt. Die entsprechende Fotodokumentation ist in Anlage A 1.3.3 zu finden.

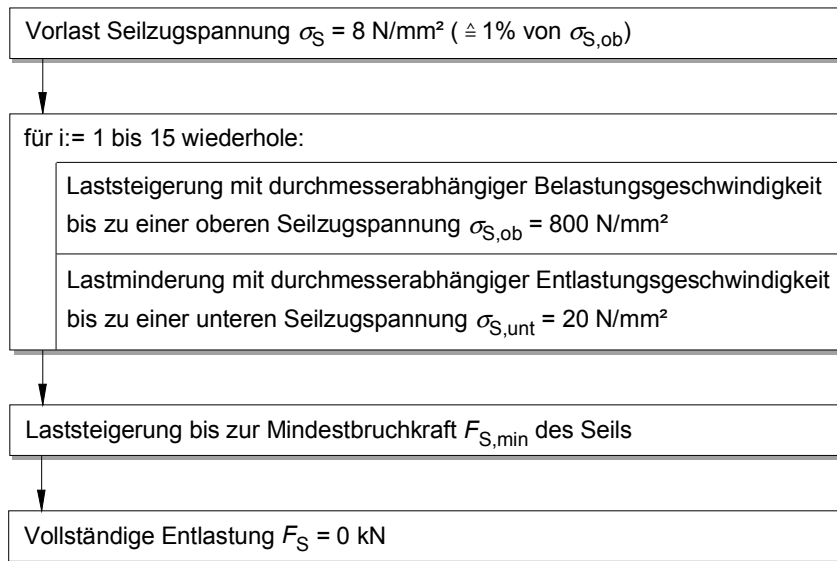
Die Erfassung der Längsdehnungen erfolgte durch induktive Wegaufnehmer (vgl. Bild A 1-52). Diese wurden an einer an den Terminals befestigten Tellerkonstruktion appliziert. Die Wegaufnehmer waren in einem Versatzwinkel von  $120^\circ$  angeordnet.

Die Messung der Querdehnung erfolgte mittels zweier induktiver Wegtaster, welche in der Mitte der Seillänge gemäß Darstellung in Bild A 1-51 angeordnet waren.

#### 4.2.3.5 Versuchsablauf

Die Prüfkörper sind vertikal mit der Fixierungskonstruktion in die Prüfmaschine eingebaut worden. Die Gewindeterminals wurden in den Spannbacken befestigt. Danach erfolgte das Entfernen des Fixierungsbügels. Die Belastungseintragung in den Seilkörper erfolgte über die Gewindeterminals. Der Prüfzylinder wurde kraft geregelt gemäß Lastregime nach Bild 4-5 gefahren:



**Bild 4-5:** Lastregime

Gegenüber den Empfehlungen der VDI 2358 [135] und den Ausführungen von FEYRER und JAHNE [41] wurde die Anzahl von 10 Lastzyklen bei Dehnuntersuchungen abgeändert. Begründet wird dies durch das veränderte Arbeitsvermögen der betondurchdrungenen Drahtseile. Nach FEYRER [40] kann der Seilreck bei einem reinen Stahlseil nach 10 Lastzyklen für die Dehnuntersuchungen als weitestgehend abgeschlossen angesehen werden (vgl. auch Abschnitt 2.5.3). Bei einem betondurchdrungenen Seilkörper ergibt sich ein vergleichbarer Zustand erst bei einer höheren Lastzyklenanzahl. In Anlehnung an Dehnuntersuchungen von AVAK und WILLE [6] ist die Lastzyklenanzahl auf 15 festgelegt worden.

Die sich aus dem Lastregime ergebenden Zugkräfte  $F_{S,ob}$  für die obere Seilzugspannung  $\sigma_{S,ob} = 800 \text{ N/mm}^2$  und  $F_{S,unt}$  für die untere Seilzugspannung  $\sigma_{S,unt} = 20 \text{ N/mm}^2$  sind für die untersuchten Seile in Tabelle 4-8 bezogen auf die Nenndurchmesser zusammengefasst. Die Be- und Entlastungsgeschwindigkeiten sind ebenfalls in Tabelle 4-8 vermerkt.

Eine Laststeigerung bis zum Bruch des Seils kam aufgrund der verwendeten Messtechnik und entsprechenden Applikation nicht in Betracht.

**Tabelle 4-8:** Belastungsparameter und Seilzugkräfte gemäß Lastregime

Seilnenndurchmesser	$d_s$	[mm]	8	12	24
Belastungsgeschwindigkeit	$v_{Bel}$	[N/s]	128	288	1152
Entlastungsgeschwindigkeit	$v_{Ent}$	[N/s]	384	864	3456
obere Seilzugkraft	$F_{S,ob}$	[kN]	21,22	47,75	191,02
untere Seilzugkraft	$F_{S,unt}$	[kN]	0,53	1,19	4,78
Mindestbruchkraft	$F_{S,min}$	[kN]	37,60	84,60	338,40

## 4.3 Versuchsergebnisse

### 4.3.1 Allgemeines

Im Folgenden werden die wesentlichen Versuchsergebnisse aus den Pull-Out Tests und den Dehnuntersuchungen (Strain Tests) dargestellt. Es erfolgt eine Wertung der daraus abgeleiteten Erkenntnisse und die unmittelbare Aufbereitung für die anschließende Modellbildung. In Anlage 1 sind alle durchgeführten Versuche grafisch in Form von Diagrammen dargestellt, wobei die Prüfkörper in Versuchsreihen zusammengefasst sind.

Pull-Out Tests	Strain Tests
Kurzbezeichnung (Beispiel): 12 – 3060 – 25 – 7,5 – 02 $\underbrace{\quad}_{\textcircled{1}} \quad \underbrace{\quad}_{\textcircled{2}} \quad \underbrace{\quad}_{\textcircled{3}} \quad \underbrace{\quad}_{\textcircled{4}} \quad \underbrace{\quad}_{\textcircled{5}}$	12 – 3060 – 25 – 02 $\underbrace{\quad}_{\textcircled{1}} \quad \underbrace{\quad}_{\textcircled{2}} \quad \underbrace{\quad}_{\textcircled{3}} \quad \underbrace{\quad}_{\textcircled{5}}$

**Tabelle 4-9:** Erläuterung Kurzbezeichnungen

Position	Erläuterung Kurzbezeichnung	Einheit	Beispiel
①	Seilnenndurchmesser $d_s$	[mm]	<b>12</b> mm
②	Rundlitzenseiltyp	[DIN]	<b>DIN 3060</b>
③	Mindestbetondruckfestigkeit	[N/mm <sup>2</sup> ]	<b>25</b> N/mm <sup>2</sup>
④	Verbundlänge $l_b/d_s$	[-]	<b>7,5</b>
⑤	Versuchskörpernummer	[-]	<b>2</b>

Innerhalb der beiden Testreihen wurden Kurzbezeichnungen gemäß vorstehender Zusammenstellung und Tabelle 4-9 verwendet. Diese erlauben eindeutige Zuordnungen der Versuchskörper. In den Darstellungen der Anlagen und Auswertungen wird hierauf entsprechend zurückgegriffen.

### 4.3.2 Pull-Out Tests

#### 4.3.2.1 Vorbemerkungen

Die Ergebnisse der Verschiebungsmessungen, sowohl für die Lastseite als auch für die lastfreie Seite sind für alle durchgeführten Versuche in Anlage A 1.2.2 zusammengestellt. Ausführliche und weitergehende Dokumentationen sind in [8, 142, 143] zu finden. Im Hinblick auf praktische Belange hinsichtlich des Rissverhaltens der einbetonierten Rundlitzenseile schien die Auswertung hoher Verschiebungen nur von theoretischem Interesse und wird in der vorliegenden Arbeit nur am Rande verfolgt. Daher wird in den Diagrammen der Anlage A 1.2.2 ein Verschiebungsbereich 0 bis 0,4 mm dargestellt. Diese Größenordnung entspricht zulässigen Rissbreiten und muss maßgebend auf der Lastseite des Prüfkörpers angesetzt werden, da hier die größten Verschiebungen während der Versuchsdurchführung auftreten. Übertragen auf die Messungen der lastfreien Seite werden die Auswertungen überwiegend für Verschiebungen von 0,01 mm

(beginnende Verbundbeanspruchung) und bei 0,05 mm bzw. 0,1 mm (praxisrelevanter Rissbreitenbereich) geführt.

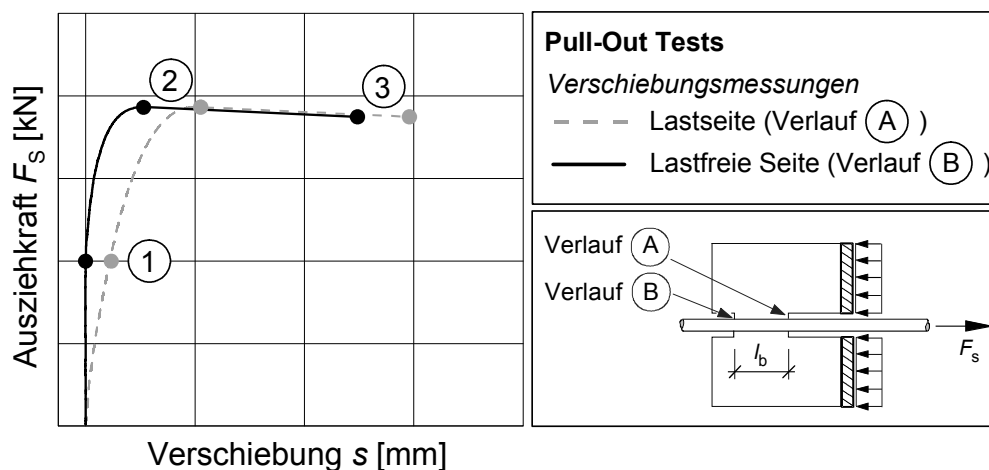
Im Folgenden werden grundsätzliche Bemerkungen zu den gemessenen Größen gegeben. Ein Ansatz zur Berechnung der Verbundspannungen bei Rundlitzenseilen und vergleichende Betrachtungen des Verbundverhaltens hinsichtlich der einflussnehmenden Parameter werden vorgestellt. Die mathematische Beschreibung des Verbundverhaltens erfolgt in Kapitel 5.

Die Auswertungen werden u.a. mit der Maßgabe einer vergleichenden Betrachtung zum Verbundverhalten von Betonstahl geführt. Die Darstellungen beinhalten, wenn erforderlich und zweckmäßig, den direkten Vergleich zwischen dem Verbundverhalten der untersuchten Drahtseile und Betonstähle.

#### 4.3.2.2 Typischer Verschiebungsverlauf

Während des Pull-Out Tests wurden die Verschiebungen auf der Zugseite (Lastseite) und auf der lastfreien (lastabgewandten) Seite gemessen. Die Messung der Verschiebungen auf der lastfreien Seite dienten vornehmlich der Entwicklung des Verbundgesetzes gemäß Abschnitt 5. Die Ergebnisse der Schlupfmessung auf der Zugseite wurden einerseits zur Verifizierung der Gesetzmäßigkeiten hinsichtlich des Dehnverhaltens der einbetonierten Drahtseile (Strain Tests) und andererseits zur Auswertung innerhalb von Vergleichsrechnungen in Kapitel 6 genutzt.

Die Auswertungen der Ausziehungskraft-Verschiebungs-Beziehungen ergaben bei allen untersuchten Versuchskörpern prinzipiell ähnliche Verläufe gemäß Bild 4-6. Die Untersuchungsparameter, wie z.B. die Betondruckfestigkeit, beeinflussten die Steigungen der Verlaufskurven sowie die Größenordnungen der lastabhängigen Verschiebungen.



**Bild 4-6:** Prinzipieller Verschiebungsverlauf

Es ist zu erkennen, dass auf der Lastseite mit Beginn der Versuchsdurchführung eine sofortige Verschiebungszunahme (Verlauf A) zu verzeichnen war. Das Drahtseil bzw. der Betonstahl dehnte sich und es erfolgte eine Verbundbeanspruchung mit einer Relativverschiebung zwischen Stahl und Beton.

Die schrittweise Aufhebung des Verbundes führte beginnend am Punkt ① zu einer Verschiebungsmessung (Verlauf B) auf der lastabgewandten Seite des Prüfkörpers. Die weitere Erhöhung der Auszugskraft zeigt den typischen Verlauf der progressiven Zunahme der Verschiebungen sowohl auf der Zugseite als auch auf der lastabgewandten Seite des Versuchskörpers. Die Prüfkraft konnte i.d.R. bis zum Verbundbruch (Punkt ②) gesteigert werden. Charakterisiert durch Punkt ② im Bild 4-6, trat eine schlagartige Zunahme der Verschiebungen ein. Aufgrund der Kraftregelung des Prüfcylinders war i. Allg. keine weitere Steigerung der Auszugskraft möglich, so dass der Pull-Out Test beendet war (Punkt ③). Andere Versagensarten, wie z.B. Spalten des Versuchskörpers infolge der Überschreitung der Ringzugspannungen des Betons, sind in den Diagrammen der Auswertungen in Anlage A 1.2.2 vermerkt.

#### 4.3.2.3 Berechnung der Verbundspannungen

Im Hinblick auf vergleichende Auswertungen ist es erforderlich, die Ausziehkräfte  $F_s$  in Verbundspannungen  $\tau_b$  umzurechnen. Der gegenüber den bekannten Bewehrungsarten veränderte geometrische Querschnitt eines Drahtseils macht eine differenziertere Betrachtung hinsichtlich der Berechnung der Verbundspannungen notwendig. Die Verbundspannungen  $\tau_b$  werden, wie bereits in Abschnitt 3.3 beschrieben, mit Gl. (4.3-1) ermittelt. Die untersuchten relativ kleinen Verbundlängen  $l_b$  lassen die Annahme einer konstanten Verbundspannung für vertretbar erscheinen.

$$\tau_b = \frac{F_s}{u_b \cdot l_b} \quad (4.3-1)$$

Für die untersuchten Betonstähle wird der Verbundumfang  $u_b$  gemäß Gl. (4.3-2) berechnet. Hierbei wird der Kreisquerschnitt basierend auf dem Nenndurchmesser  $d_s$  des Stabstahls für die Berechnung herangezogen.

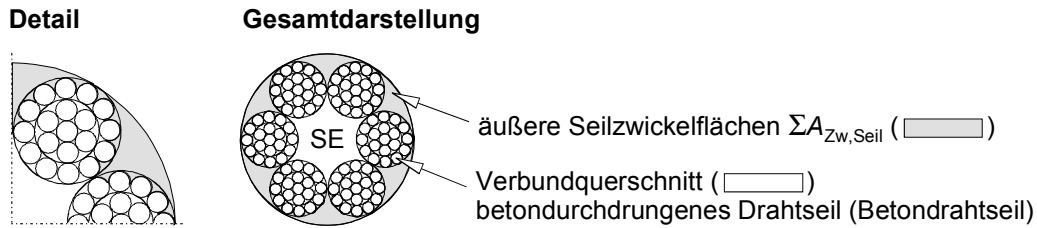
$$u_b = \pi \cdot d_s \quad (4.3-2)$$

Der im Folgenden erläuterte Ansatz zur Ermittlung des Verbundumfangs bei Rundlitzenseilen geht von zwei Annahmen aus:

- Litzen stellen im Seilquerschnitt verwundene Längsrippen dar
- Bildung eines Verbundquerschnitts Betondrahtseil (betondurchdrungenes Drahtseil)

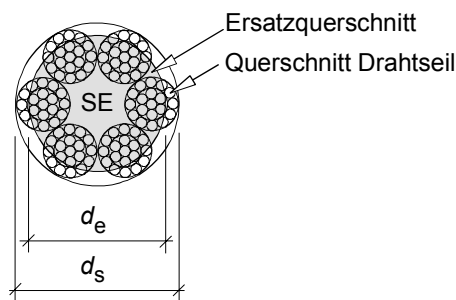
Die erste Vorstellung fasst die Litzen als verwundene Längsrippen auf. Diese verteilen sich gleichmäßig über den Umfang des Seilquerschnitts. Diese Auffassung wurde auch schon von TROST et al. [130] (vgl. Abschnitt 3.4.3.2) bei der Berechnung der bezogenen Rippenfläche von Spannlitzen vertreten. Wie in [8] nachgewiesen werden konnte, spielt die Profilierung der Litzen im Vergleich zur Profilierung des Gesamtseils keine

signifikante Rolle. Daher wird die Struktur der Litzen bei der Berechnung der Verbundspannungen nur indirekt bei der Ermittlung der äußeren Seilwickelflächen  $\Sigma A_{Zw,Seil}$  (Bild 4-7) berücksichtigt.



**Bild 4-7:** Definition Verbundquerschnitt Betondrahtseil

Die zweite Annahme des Ansatzes geht von der völligen Durchdringung des Rundlitzenquerschnitts mit Betonfeinstbestandteilen aus. Hierdurch bildet sich ein neuer Verbundquerschnitt (Betondrahtseil), welcher als Gesamtquerschnitt betrachtet werden kann. Die Ausbildung einer festen Betonstruktur innerhalb des Seilquerschnitts konnte durch das Öffnen einbetonierter Seilkörper sowohl bei den Pull-Out Tests als auch bei den Strain Tests (vgl. Abschnitt 4.3.3 und Bild 4-9) bestätigt werden.



**Bild 4-8:** Querschnittsdefinition Ersatzstab

**Bild 4-9:** Seilinneres

Zur Berechnung des Verbundumfangs wird ein Ersatzquerschnitt herangezogen. Dieser Querschnitt wird gekennzeichnet durch den Ersatzdurchmesser  $d_e$  gemäß Bild 4-8. Die Ermittlung erfolgt an einer Querschnittsfläche, welche von einem mit Beton voll durchdrungenen Seilkörper (Annahme 2) ausgeht. Er beschreibt somit den Durchmesser des voll ausgefüllten Restquerschnitts  $A_e$ , der sich einstellt, wenn man die äußere Zwickelfläche  $\Sigma A_{Zw,Seil}$  von der mit dem Nenndurchmesser  $d_s$  ermittelten Kreisfläche  $A_s$  abzieht. Der Ersatzdurchmesser  $d_e$  leitet sich wie folgt her:

$$A_e = A_s - \Sigma A_{Zw,Seil} \tag{4.3-3}$$

$$\frac{\pi \cdot d_e^2}{4} = \frac{\pi \cdot d_s^2}{4} - \Sigma A_{Zw,Seil} \quad \left| \cdot 4 \quad \right| : \pi \tag{4.3-4}$$

$$d_e^2 = d_s^2 - \frac{4 \cdot \Sigma A_{Zw,Seil}}{\pi} \quad \left| \sqrt{\quad} \tag{4.3-5}$$

$$d_e = \sqrt{d_s^2 - \frac{4 \cdot \Sigma A_{Zw,Seil}}{\pi}} \tag{4.3-6}$$

Der sich für die Drahtseile ergebende Verbundumfang  $u_b$  wird für den Ersatzkreisquerschnitt gemäß Gl. (4.3-7) berechnet.

$$u_b = d_e \cdot \pi \quad (4.3-7)$$

Die Ermittlung der Verbundspannungen erfolgt analog der Berechnungen für Betonstabstähle nach Gl. (4.3-1) unter Berücksichtigung des Verbundumfangs nach Gl. (4.3-7).

Die hierfür erforderliche Berechnung der Summe der Zwickelflächen zwischen allen benachbarten Litzen  $\Sigma A_{Zw,Seil}$  erfolgt gemäß Abschnitt 2.4.2.3.

Für praktische Belange ist die exakte Berücksichtigung des Seilquerschnitts aufgrund der komplizierten Berechnung der Zwickelflächen nicht empfehlenswert. Unter der bereits aus Abschnitt 2.4.2.3 bekannten Vereinfachung bezüglich der kreisrunden Draht- und Litzenquerschnitte kann eine Näherungslösung gemäß Gl. (4.3-10) zur Berechnung des Ersatzdurchmessers  $d_e$  angegeben werden. Die vereinfachte Ermittlung der Zwickelflächen nach Gl. (2.4-29) bildet hierfür die Grundlage.

$$d_e \approx \sqrt{d_s^2 - \frac{4 \cdot 0,183 \cdot d_s^2}{\pi}} \quad (4.3-8)$$

$$d_e \approx \sqrt{d_s^2 - 0,233 \cdot d_s^2} = \sqrt{0,767 \cdot d_s^2} \quad (4.3-9)$$

$$d_e \approx 0,876 \cdot d_s \quad (4.3-10)$$

Weiterführend betrachtet, kann somit der Verbundumfang  $u_b$  direkt mit Gl. (4.3-12) berechnet werden.

$$u_b \approx \pi \cdot 0,876 \cdot d_s \quad (4.3-11)$$

$$u_b \approx 2,752 \cdot d_s \quad (4.3-12)$$

Aufgrund ausreichender Genauigkeit wird für die weiteren Auswertungen der vereinfachte Ansatz ohne Berücksichtigung der elliptischen Draht und Litzenquerschnitte verwendet. Tabelle 4-10 stellt die maßgebenden Größen bei der Erfassung des Drahtseilverbundquerschnitts im Hinblick auf die Berechnung des Verbundumfangs zusammen.

**Tabelle 4-10:** Berechnung Verbundumfang (Näherungsansatz)

Erläuterung	Symbol	Einheit			
Seilnenndurchmesser	$d_s$	[mm]	8	12	24
äußere Seilzwickelfläche gemäß Tabelle 2.8, Gl. (2.4-29)	$\Sigma A_{Zw,Seil}$	[mm <sup>2</sup> ]	13,31	26,35	113,46
Ersatzdurchmesser	$d_e$	[mm]	7,2	10,5	21,8
Verbundumfang	$u_b$	[mm]	22,6	33,0	68,5

## 4.3.2.4 Einfluss der Betondruckfestigkeit

Die Klärung des Einflusses der Betondruckfestigkeit auf das Verbundverhalten war ein Hauptbestandteil der durchgeführten Untersuchungen. Es sollte die Frage nach der Wirksamkeit einer Erhöhung der Betonfestigkeit in Bezug zur Steigerung der Verbundfestigkeit beantwortet werden. Die zwei zur Anwendung gekommenen Betonrezepturen erlaubten unter Zuhilfenahme von Regressionsanalysen die Darstellung der Parameterabhängigkeit. Eine Einflussfunktion nach Gl. (4.3-13) lässt sich hieraus erkennen.

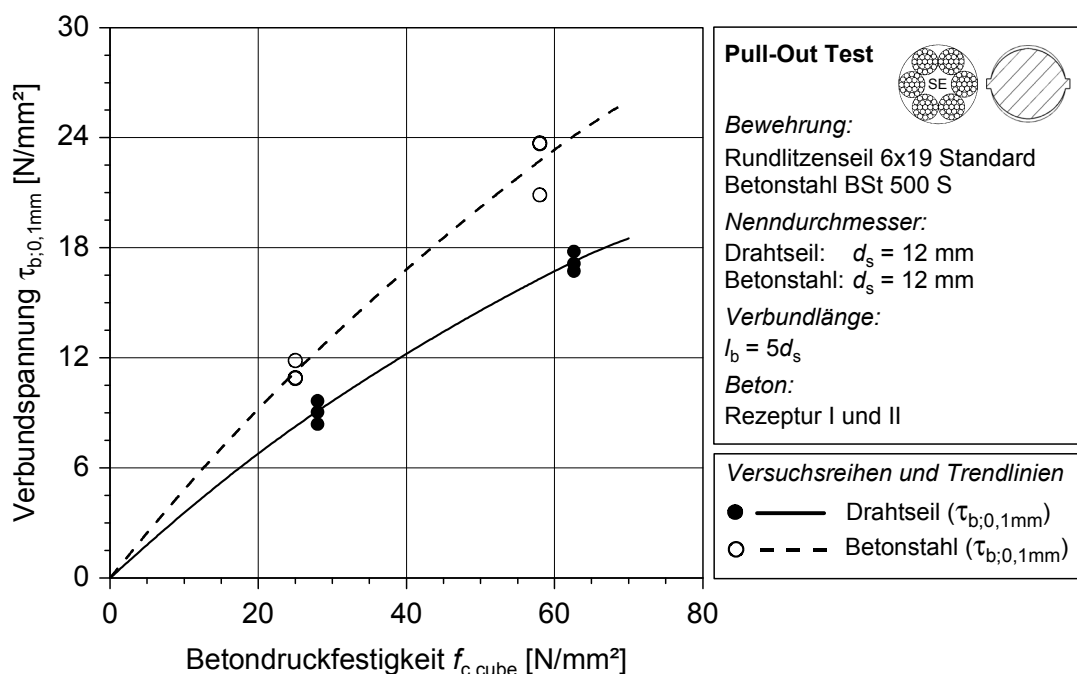
$$\tau_b = f(f_c) \quad (4.3-13)$$

Gemäß Gl. (4.3-14) besteht direkte Proportionalität zwischen den beiden Größen.

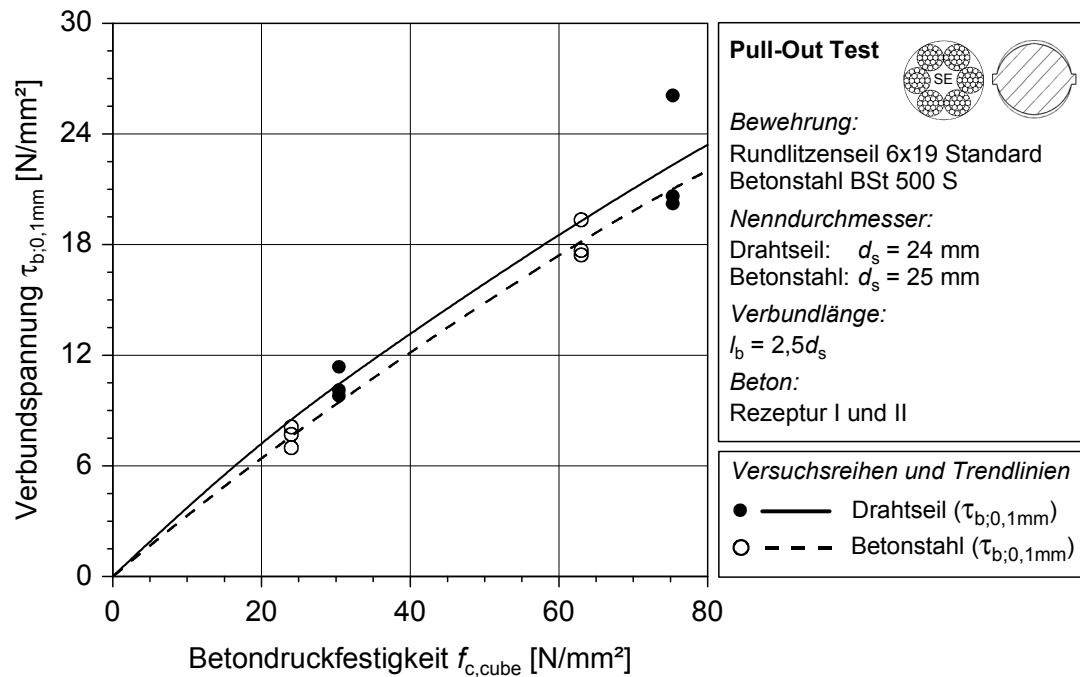
$$\tau_b \sim f_c \quad (4.3-14)$$

Der Verlauf der Kurven flacht bei zunehmender Festigkeit ab, wobei eine deutliche Beeinflussung durch den Seildurchmesser (Seilgeometrie) beim Vergleich der Bilder (4-10) und (4-11) erkennbar ist.

Im Bild 4-10 werden die Versuchskörper mit dem Nenndurchmesser  $d_s = 12$  mm und einer Verbundlänge von  $5d_s$  sowohl unter Verwendung von Betonstahl als auch von Drahtseilen zusammengefasst dargestellt. Hierbei wurden die Verbundspannungen bei einer Verschiebung von 0,1 mm aufgetragen. Der direkte Vergleich zeigt die höheren Verbundspannungen des Betonstahls bei einem nahezu linearen Zusammenhang. Der Abhängigkeitsverlauf für die Prüfkörper mit Betonrahtseilen stellt sich nichtlinear abflachend dar.



**Bild 4-10:** Verbundspannungs-Betondruckfestigkeitsbeziehung ( $d_s = 12$  mm)



**Bild 4-11:** Verbundspannungs-Betondruckfestigkeitsbeziehung ( $d_s = 24$  (25) mm)

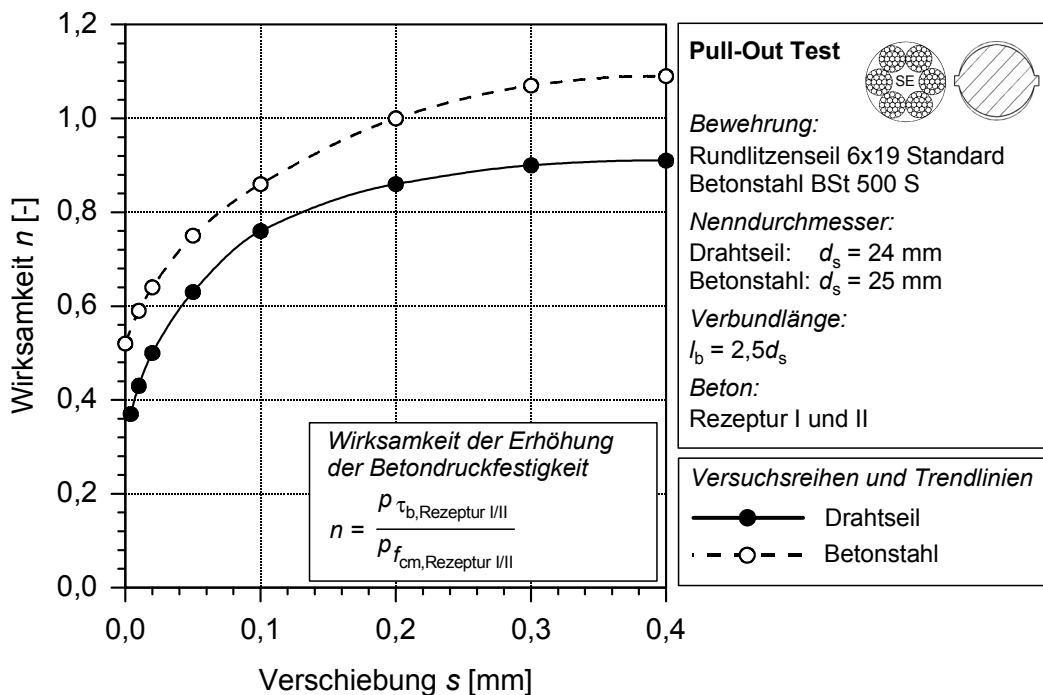
Die Auswertungen der Versuchsreihe des Nennendurchmessers  $d_s = 24$  (25) mm ergaben prinzipiell ähnliche Kurvenscharen, jedoch mit dem Unterschied, dass die erreichten Verbundspannungen der einbetonierten Rundlitzenseile höher ausfielen als bei den Prüfkörpern mit Betonstahl. Diese Beobachtung lässt den Einfluss des Seildurchmessers implizit der Seilgeometrie als weitere Verbundparameter erkennbar werden.

Die nachfolgende Darstellung soll die Größenordnung der Erhöhung der Verbundspannungen  $\tau_b$  bei steigender Betondruckfestigkeit von Rundlitzenseilen und Betonstahl bei der Versuchsreihe mit  $d_s = 24$  bzw. 25 mm und  $l_b = 2,5d_s$  in Abhängigkeit der Verschiebung verdeutlichen. Grundsätzlich lässt sich feststellen, dass mit zunehmender Verschiebung  $s$ , die Wirksamkeit  $n$  als Verhältniswert der prozentualen Erhöhung der Verbundspannungen  $p_{\tau_b, \text{Rezeptur I/II}}$  zur prozentualen Erhöhung der Betondruckfestigkeit  $p_{f_{c, \text{Rezeptur I/II}}}$  beim Wechsel von Rezeptur I auf II ansteigt. Der Einfluss der Verschiebung ist nichtlinear, wobei die größten Steigerungen der Wirksamkeit<sup>12</sup> beim Beginn der Verbundbeanspruchung im kleinen Verschiebungsbereich ( $\leq 0,1$  mm) zu finden sind. Diese Erkenntnisse deuten darauf hin, dass gerade beim Beginn der Verbundbeanspruchung eine höhere Betondruckfestigkeit nur geringe Auswirkungen zeigt (vgl. Bild 4-12). Die Gründe hierfür liegen in den wirkenden Tragmechanismen der beginnenden Verbundbeanspruchung. Die entstehenden Verschiebungen sind nicht überwiegend dem Wirken des Scherverbundes mit maßgeblicher Übertragung von Druckbeanspruchungen zuzuschreiben. Die Überwindung der Haftspannungen und die beginnende Rissbildung

<sup>12</sup> Gradient der Kurven in Bild 4-12



an der Verzahnung Beton und Stahl sind daher nicht in vollem Grad an die Erhöhung der Betondruckfestigkeit gekoppelt.



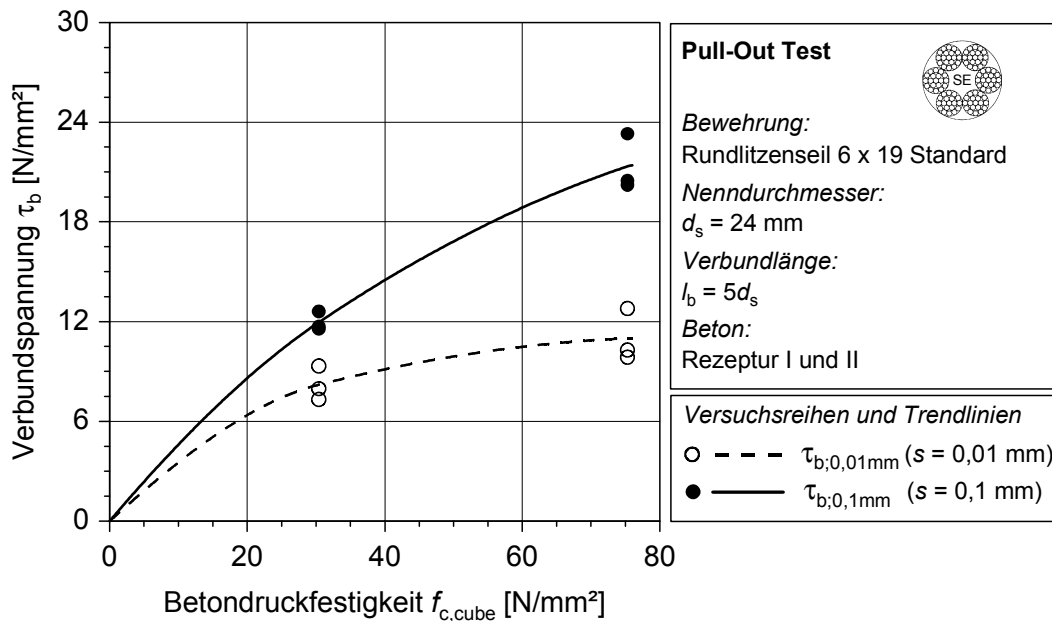
**Bild 4-12:** Wirksamkeit der Erhöhung der Betondruckfestigkeit

Des Weiteren ist aus Bild 4-12 erkennbar, dass die Verwendung von Rezeptur II anstatt Rezeptur I bei den Rundlitzenseilen im Vergleich zum Betonstahl eine im Mittel 10 % kleinere Wirksamkeit auf die erreichbaren Verbundspannungen hervorruft. Diese Beobachtung ist in Verbindung mit den Erkenntnissen aus der Versuchsreihe Strain Tests (Abschnitt 4.3.3) zu sehen. Das einbetonierte Drahtseil stellt hierbei einen Verbundquerschnitt mit anderen Werkstoffeigenschaften als Stahl oder reine Stahlseile dar. Während und unmittelbar nach dem Betonieren durchdringen Feinstbestandteile des Frischbetons das bis dahin reine Drahtseil und bilden nach dem Erhärten eine feste Struktur im Inneren des Seilkörpers. Der Verbund wird daher nicht nur durch die Oberflächenstruktur im Ausgangszustand<sup>13</sup> geprägt, sondern auch durch die Materialeigenschaften des betondurchdrungenen Drahtseils in Abhängigkeit der Betongüte. Die Beeinflussung des Seilquerschnitts mit z.B. belastungsabhängiger effektiver Rippenhöhe führt u.a. zur niedrigeren Wirksamkeit bezüglich der Erhöhung der Betondruckfestigkeit von einbetonierten Drahtseilen gegenüber Betonstahl.

Bild 4-13 zeigt den Abhängigkeitsverlauf beim Vergleich unterschiedlicher Verschiebungszustände. Es ist erkennbar, dass der Verlauf stark von der jeweiligen Verschiebung  $s$  abhängt. Die Kurven sind bei kleineren Verschiebungen deutlich flacher. Dieses Verhalten ist in Bild 4-13 beispielhaft für den Seildurchmesser 24 mm und einer Ver-

<sup>13</sup> Unbelasteter Zustand (Neuzustand)

bundlänge von  $5d_s$  bei Verschiebungen von  $s = 0,01$  und  $0,1$  mm dargestellt und wurde bei allen untersuchten Probekörpern festgestellt.



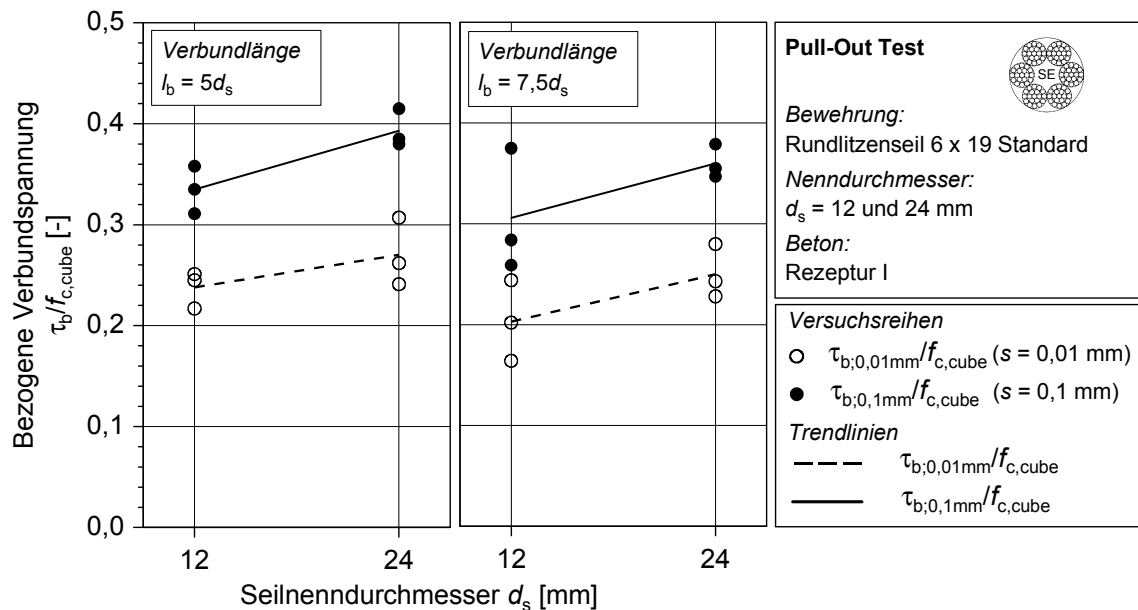
**Bild 4-13:** Verbundspannungs-Betondruckfestigkeitsbeziehung VR 24-3060-xx-5-xx

#### 4.3.2.5 Einfluss des Seildurchmessers und der Schlaglänge

Ein wesentlicher Aspekt bei der Erfassung des Verbundverhaltens einbetonierter Seile, ist der Einfluss des Seildurchmessers. Im Gegensatz zum Betonstahl stellt das einbetonierte Drahtseil einen Verbundwerkstoff (betondurchdrungenes Drahtseil) dar. Die Beeinflussung der Durchdringung und das damit verbundene Verbundverhalten (Querkontraktion des Seilkörpers), unabhängig vom Seildurchmessers konnte a priori nicht angenommen werden. Des Weiteren ist zu beachten, dass ein sich ändernder Seildurchmesser auch die Seilgeometrie in Längsrichtung (Schlaglänge) beeinflusst.

Wie bereits in Abschnitt 3.4.4 (Bild 3-14) gezeigt, ließen die Prüfkörper mit Betonstahl ein leichtes Abfallen der Verbundspannungen mit größer werdendem Durchmesser erkennen. Entgegengesetzt verhielten sich die einbetonierten Drahtseile. Vergleiche, wie in den Bildern 4-14 und 4-15 dargestellt, ließen eine Zunahme der Verbundspannungen bei größer werdendem Seildurchmesser erkennen. Dieses Verhalten wurde in den Testreihen beider zur Anwendung gekommenen Betonzusammensetzungen (Rezeptur I und II) festgestellt.

Bild 4-14 zeigt die bezogenen Verbundspannungen bei einer Verschiebung  $s = 0,01$  und  $0,1$  mm bei den Versuchskörpern mit  $d_s = 12$  und  $24$  mm unter Verwendung von Rezeptur I getrennt für die Verbundlängen  $5d_s$  und  $7,5d_s$ . Die Zunahme der bezogenen Verbundspannungen ist deutlich zu erkennen.

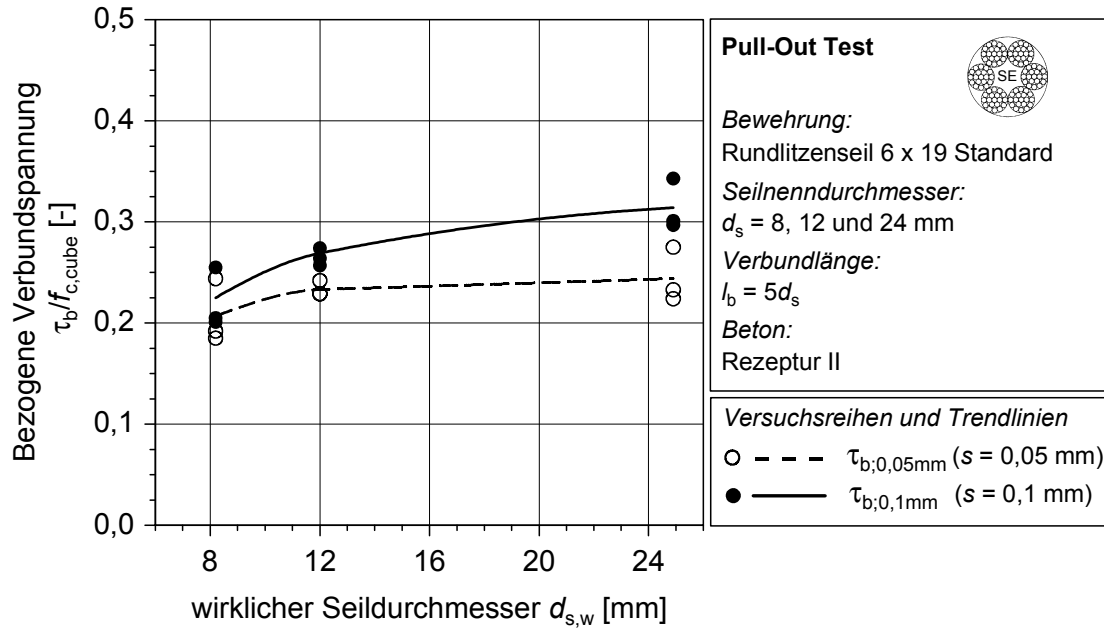


**Bild 4-14:** Einfluss des Seildurchmessers auf die bezogenen Verbundspannungen (Rezeptur I)

Die gleichen Beobachtungen lassen sich beim Vergleich der Prüfkörper unter Verwendung von Rezeptur II aufzeigen. Bild 4-15 zeigt die Ergebnisse der bezogenen Verbundspannungen bei einer Verschiebung von 0,05 und 0,1 mm jeweils für die verschiedenen Seildurchmesser bei einer Verbundlänge von  $5d_s$ . Auch hier ist die Zunahme der Verbundspannungen bei größerem Seildurchmesser erkennbar. Betrachtet man z.B. die Verbundspannungen bei einem Schlupf von 0,1 mm, so ist beim Wechsel vom Seilenddurchmesser 8 mm auf 24 mm eine mittlere Erhöhung der bezogenen Verbundspannungen von ca. 40 % feststellbar.

Im Folgenden wird für die genaue Bezeichnung der exakt vermessenen Seildurchmesser als Symbolik  $d_{s,w}$  (wirklicher Seildurchmesser) verwendet. Im Zuge mathematischer Beschreibungen bleibt wie bisher die Bezeichnung  $d_s$  für den Seildurchmesser.

Wie bereits angedeutet, ist es jedoch nicht möglich, den Seildurchmesser als isolierte Geometrie Kenngröße zu betrachten und entsprechende Einflüsse daraus abzuleiten. Mit dem Seildurchmesser  $d_s$  ändert sich auch die Schlaglänge  $l_s$  des Seils und damit die gesamte verdrehte Oberflächenstruktur. So ist es nicht zwingend, dass das Verhältnis  $l_s/d_{s,w}$  als Beziehung zwischen Seilschlaglänge und Seildurchmesser eine konstante Größe darstellt. Für die untersuchten Drahtseile ergaben sich die Verhältniswerte gemäß den Ergebnissen der Geometrieerfassung nach Tabelle 4-11 (vgl. auch Tabelle 4-4 und Abschnitt 2.4.2.1).



**Bild 4-15:** Einfluss des Seildurchmessers auf die bezogenen Verbundspannungen (Rezeptur II)

**Tabelle 4-11:** Beziehung zwischen Seilschlaglänge und Seildurchmesser

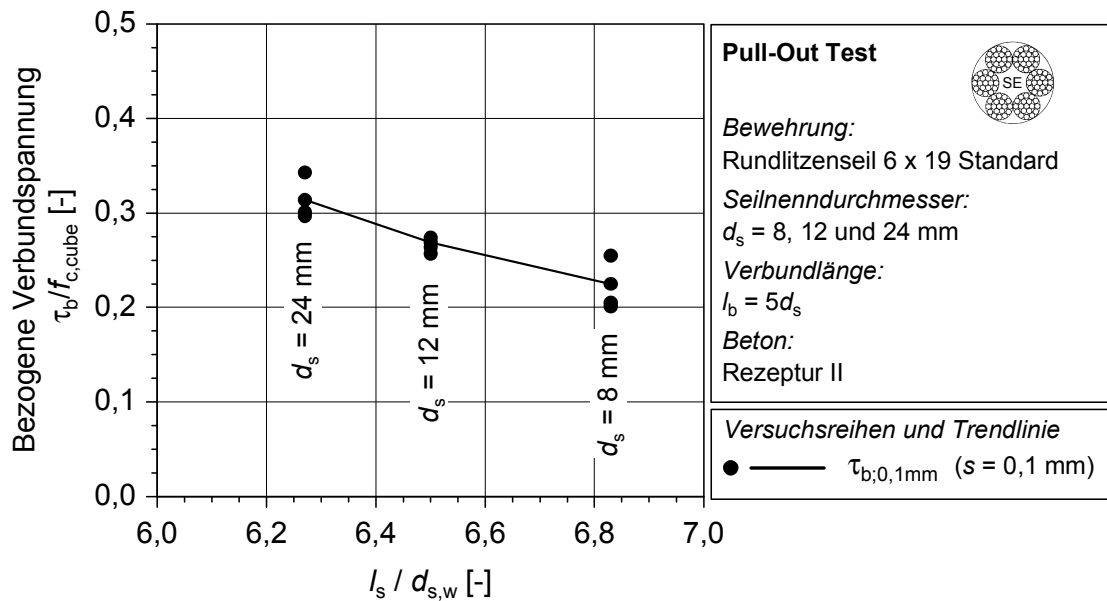
Seilennendurchmesser $d_s$	[mm]	8	12	24
wirklicher Seildurchmesser $d_{s,w}$	[mm]	8,2	12,0	24,9
Verhältnis $l_s/d_{s,w}$	[-]	6,83	6,50	6,27

Es ist erkennbar, dass die Verhältniswerte nicht konstant sind und bei den verwendeten Seilen mit größer werdendem Durchmesser kleiner werden. Bild 4-16 stellt den Zusammenhang zu den Verbundspannungen der Pull-Out Tests her.

Die Beeinflussung der erreichbaren Verbundspannungen durch die Geometriebeziehung ist offensichtlich. Es kann eine umgekehrte Proportionalität zwischen den Verbundspannungen und dem Verhältniswert  $l_s/d_{s,w}$  gemäß Ausdruck (4.3-15) festgestellt werden.

$$\tau_b \sim \frac{1}{(l_s/d_{s,w})} \sim \frac{d_{s,w}}{l_s} \quad (4.3-15)$$

Diese Beziehung ist jedoch nicht allgemein gültig, da das Verhältnis zwischen Seildurchmesser und Schlaglänge nur aus den verwendeten praxisüblichen geometrischen Seilaufbauten abgeleitet wurde. Prinzipiell kann das Verhältnis  $l_s/d_{s,w}$  in bestimmten fertigungstechnisch festzulegenden Grenzen frei gewählt werden.



**Bild 4-16:** Einflussbeziehung ( $l_s/d_{s,w}$ ) auf die bezogenen Verbundspannungen

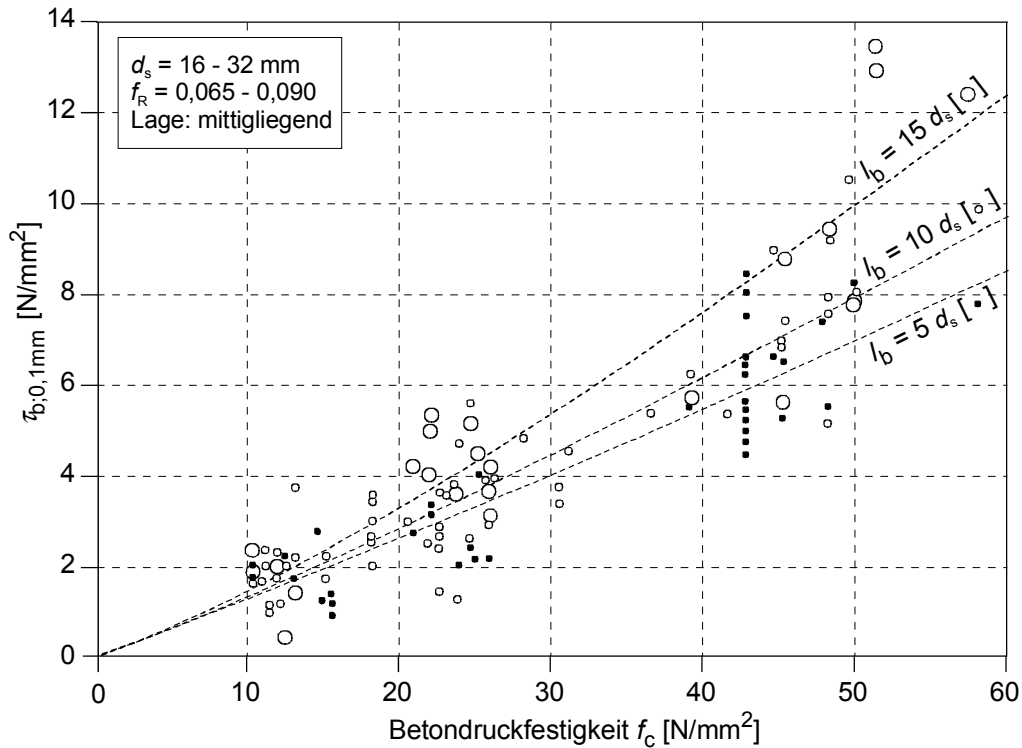
Die direkte Erfassung der Seil- und damit der Oberflächengeometrie erfolgt über den Wert der bezogenen Rippenfläche. Hierbei wird nicht nur der Verhältniswert  $l_s/d_{s,w}$  (bzw.  $l_s/d_s$  als Überführung in die Allgemeingültigkeit), sondern auch die Größe der „Rippen“ in Form der verwundenen Litzen mittels der Zwickelflächen  $\Sigma A_{Zw,Seil}$  erfasst. Genauere Betrachtungen hierzu werden im Kapitel Modellbildung (Abschnitt 5.5.2.2) angestellt.

#### 4.3.2.6 Einfluss der Verbundlänge

Die aus der Literatur bekannte leichte Zunahme der Verbundspannungen von Betonstählen bei steigender Verbundlänge (Bild 4-17) konnte in den durchgeführten Versuchen nicht auf das Verhalten von Drahtseilen übertragen werden. Es ist jedoch zu beachten, dass die dem Bild 4-17 zugrunde liegenden Versuchsergebnisse [93] große Streuungen aufweisen und keine statistische Absicherung erlauben.

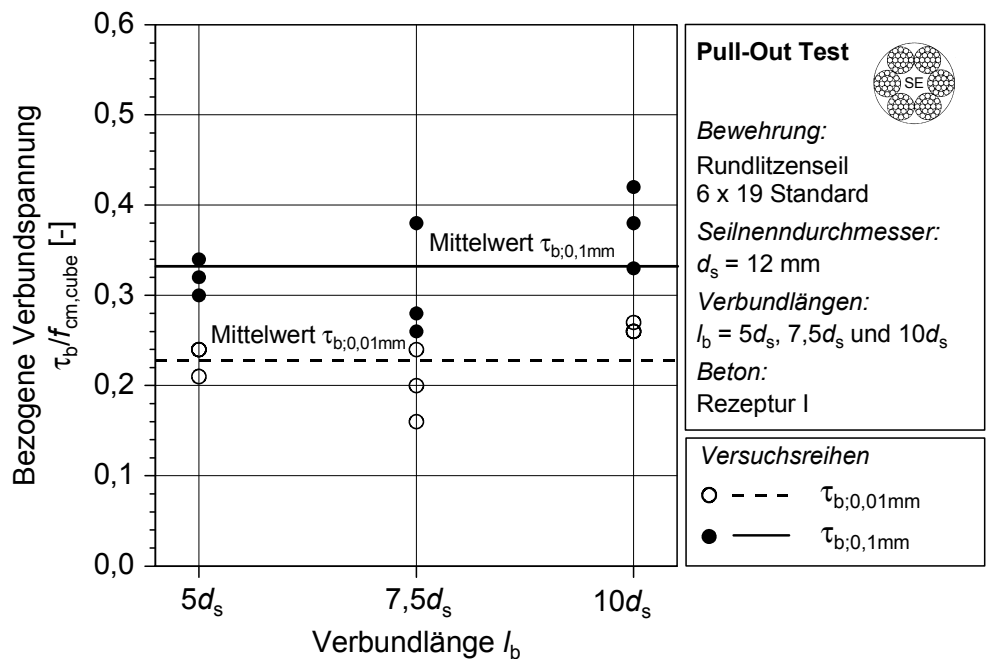
Die Auswertungen der Versuchsreihen mit Drahtseilen konnten hinsichtlich des Einflusses der Verbundlänge auf die erreichbaren Verbundspannungen keinen erkennbaren Trend aufzeigen.

Die Ergebnisse der einzelnen Versuchsreihen mit unterschiedlichen Verbundlängen werden zu Gruppen zusammengefasst. In Bild 4-18 sind die bezogenen Verbundspannungen bei 0,01 mm und 0,1 mm Verschiebung und einem Drahtseildurchmesser  $d_s = 12 \text{ mm}$  unter Verwendung von Rezeptur I dargestellt. Die Betrachtungen über die drei Verbundlängen  $5d_s$ ,  $7,5d_s$  und  $10d_s$  zeigen keinen Trendverlauf.



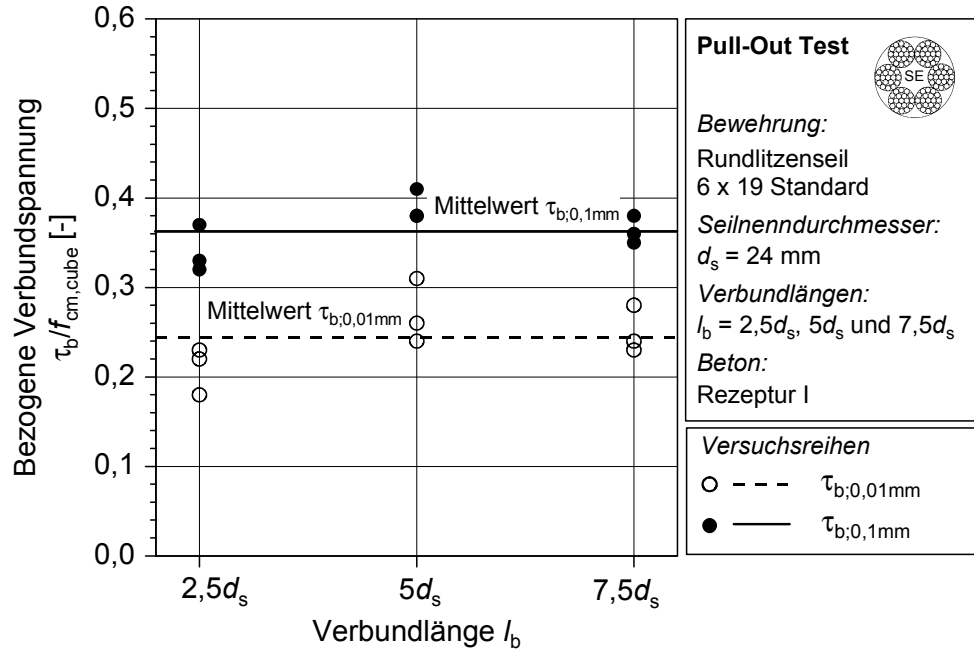
**Bild 4-17:** Einfluss der Verbundlänge auf die Verbundspannungen nach [93]

Exemplarisch sei hier der Mittelwert der bezogenen Verbundspannungen bei einer Verschiebung von 0,1 mm aller Versuchskörper mit 0,334 und eine zugehörige Standardabweichung von 0,052 angegeben.



**Bild 4-18:** Einfluss der Verbundlänge Versuchsreihe 12-3060-25-xx-xx

Für den Drahtseildurchmesser  $d_s = 24$  mm mit den untersuchten Verbundlängen  $2,5d_s$ ,  $5d_s$  und  $7,5d_s$  und ebenfalls verwendeter Rezeptur I stellen sich die Ergebnisse der bezogenen Verbundspannungen nach Bild 4-19 dar.



**Bild 4-19:** Einfluss der Verbundlänge Versuchsreihe 24-3060-25-xx-xx

Aus den Bildern 4-18 und 4-19 ist noch einmal ersichtlich, dass die Verbundspannungen mit dem Seildurchmesser (bzw. sinkendem Verhältnis  $l_s/d_{s,w}$ ) ansteigen. Der Mittelwert der bezogenen Verbundspannungen bei einer Verschiebung von 0,1 mm für  $d_s = 12$  mm beträgt 0,334, wohin gegen für die Versuchsgruppe  $d_s = 24$  mm ein Mittelwert von 0,364 festgestellt werden kann.

Die statistischen Auswertungsgrößen Mittelwert, Varianz, Standardabweichung und Variationskoeffizient für die beiden zusammengefassten Versuchsgruppen sind in Tabelle 4-12 aufgeführt.

**Tabelle 4-12:** Analyse der bezogenen Verbundspannungen (Rezeptur I)

Versuchsgruppe	12-3060-25-xx-xx				24-3060-25-xx-xx	
	Verschiebung [mm]	0,01	0,1	0,01	0,1	
Mittelwert	$\overline{\tau_b / f_{cm,cube}}$ [-]	0,231	0,334	0,243	0,364	
Varianz	$s_{\tau_b / f_{cm,cube}}^2$ [-]	0,00124	0,00268	0,00138	0,00078	
Standardabweichung	$S_{\tau_b / f_{cm,cube}}$ [-]	0,0352	0,0517	0,0371	0,0279	
Variationskoeffizient	$v_{\tau_b / f_{cm,cube}}$ [%]	15,2	15,5	15,2	7,7	

Es zeigt sich, dass die Variationskoeffizienten als Maß der Abweichungen i.d.R. einen Wert von ca. 0,15 ( $\pm 15\%$ ) aufweisen.

### 4.3.3 Strain Tests

#### 4.3.3.1 Vorbemerkungen

Im Folgenden werden die Charakteristika der Längsdehnungen und der Querdehnungen in Abhängigkeit von der auf das Seil aufgetragenen Belastung beschrieben. Es werden prinzipielle Besonderheiten des Dehnungsverhaltens von reinen Drahtseilen und des Verbundwerkstoffs „betondurchdrungenes Drahtseil“ angegeben. Die hierdurch gewonnenen Erkenntnisse bilden die Grundlage zum Verstehen des Verbundverhaltens der Drahtseile im Beton. Die Übertragung der Gesetzmäßigkeiten auf das bisher unbekannte Dehnverhalten innerhalb der Verbundlänge (z.B. Pull-Out Tests) ist somit möglich.

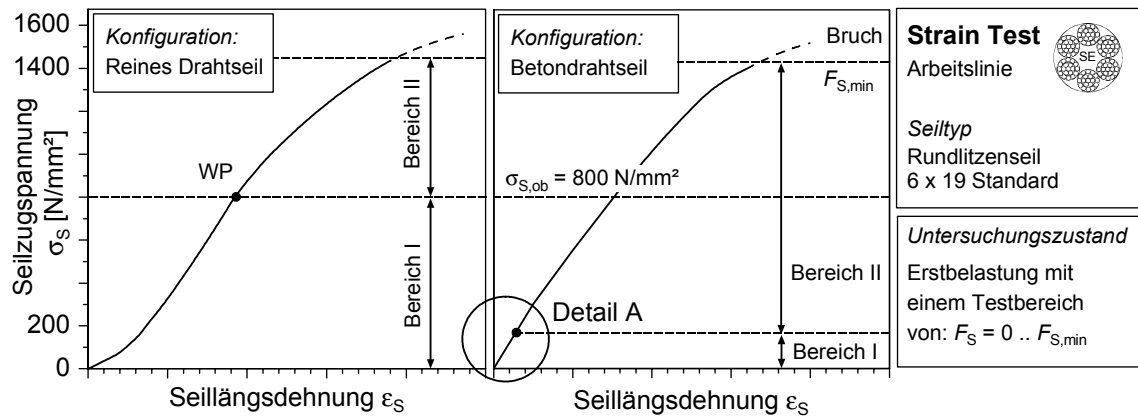
Die konkrete quantitative Auswertung der Längsdehnungen inklusive der Herausarbeitung der einflussnehmenden Größen dient als direkte Grundlage der Berechnung des Seilelastizitätsmoduls für die Modellbildung.

#### 4.3.3.2 Längsdehnung (Arbeitslinie)

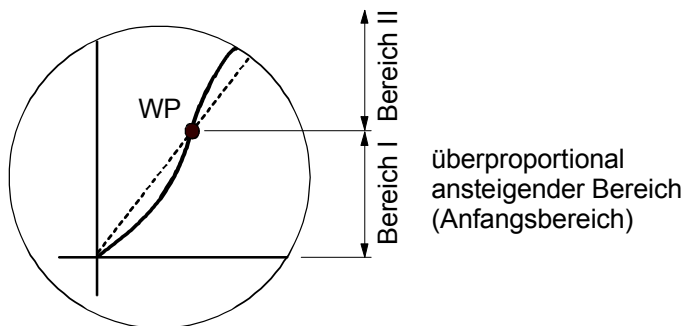
Die bereits in Abschnitt 2.5.3 beschriebene Arbeitslinie von reinen Drahtseilen konnte sowohl qualitativ als auch quantitativ in den durchgeführten Versuchen bestätigt werden. Es zeigte sich die typische progressive Zunahme der Seildehnung bei steigender Seilzugkraft gerade bei der Erstbelastung (Bild 4-20, Bereich I). Der Grund hierfür ist die ausgeprägte nichtlineare Querkontraktion des Seilkörpers. Es kommt bei Belastungsbeginn zu einer schrittweisen Aktivierung der einzelnen Drähte bzw. Drahtlagen, welche sich mit zunehmender Belastung aneinander schmiegen. Ebenfalls deutlich ausgeprägt war die Hystereseschleife infolge Be- und Entlastung.

Bei der Untersuchung der betondurchdrungenen Drahtseile stellte sich ein partiell anderer Verlauf der Arbeitslinie heraus (Bild 4-20, rechts). Im Anfangsbereich der Belastung kann ein ähnlicher Verlauf wie bei einem reinen Drahtseil festgestellt werden. Dieser überproportionale Anstieg ist jedoch wesentlich weniger ausgeprägt (Bereich I). Tendenziell konnte beobachtet werden, dass dieser Bereich bei kleiner werdenden Durchmessern und niedrigeren Betonfestigkeiten sich stärker ausbildet. Nach Bereich I erfolgt über den weiteren Dehnungsverlauf ein unterproportionaler (nichtlinearer) Anstieg.





**Bild 4-20:** Arbeitslinie, Vergleich reines Drahtseil und Betondrahtseil



**Bild 4-21:** Detail A, Bild 4-20

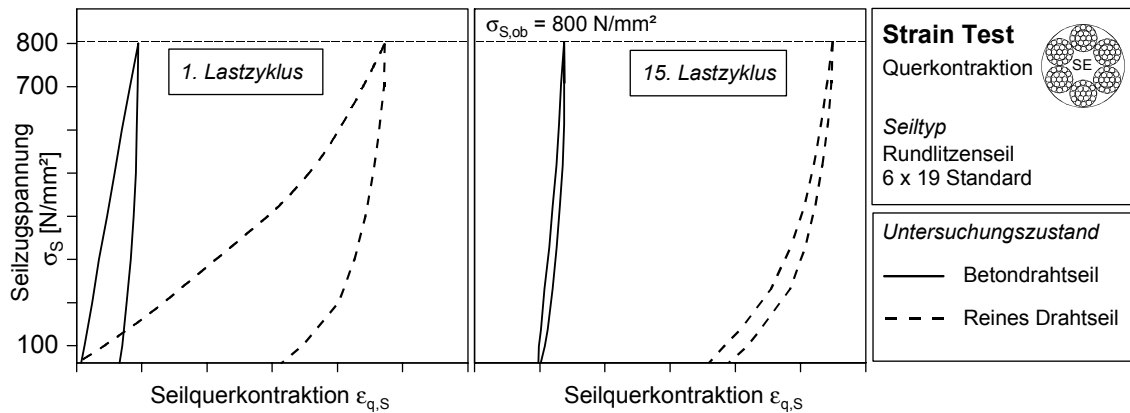
Für Vereinfachungen kann festgelegt werden, dass im Bereich bis ca. zur halben Bruchkraft, welche ungefähr der oberen Seilzugspannung der Lastzyklen entspricht, die Zugspannungs-Dehnungsbeziehung der Seile nahezu linear verläuft. Danach erfolgt, wie auch bei den reinen Drahtseilen (Bereich II) ein prägnanter unterproportionaler Anstieg der Arbeitslinie. Dieser wurde in den durchgeführten Strain Tests bis zum Erreichen der Mindestbruchkraft  $F_{S,min}$  versuchstechnisch erfasst.

Der bei reinen Seilen beobachtete ausgeprägt nichtlineare Anstieg (Bereich I), gerade bei Erstbelastung, wurde vollständig durch den Beton im Inneren des Seilkörpers verhindert. Dieses Verhalten zeigte sich bei allen untersuchten Seildurchmessern und verwendeten Betonrezepturen. Die Durchdringung des Seilkörpers mit Betonfeinstbestandteilen während des Betonierens und Verdichtens bzw. auch unmittelbar danach, hat einen bedeutenden Einfluss auf das Materialverhalten des sich ergebenden Verbundwerkstoffes Betondrahtseil. Die bekannten Gesetzmäßigkeiten der reinen Drahtseile sind somit *nicht* auf die betondurchdrungenen Drahtseile anwendbar.

#### 4.3.3.3 Querkontraktion

Ein wesentliches Merkmal von reinen Drahtseilen ist die große Querdehnung, welche aus dem „losen“ Gefüge der einzelnen Drähte bzw. Litzen im Seilkörper resultiert. Die schrittweise Aktivierung und das Aneinanderschmiegen der einzelnen Drahtlagen führt

schließlich zur Konsolidierung des Querschnitts. Der nichtlineare Seilzugspannungs-Seillängsdehnungsverlauf von reinen Drahtseilen ist unmittelbar mit dem nichtlinearen Verlauf der Querkontraktion verbunden (vgl. Bild 4-20 und 4-22, links).



**Bild 4-22:** Seilquerkontraktion, Vergleich reines Drahtseil und Betondrahtseil

Die belastungsabhängige Durchmesserabnahme vermindert sich bei Betondrahtseilen im Vergleich zu reinen Stahlseilen. Hinzufügend lässt sich feststellen, dass die Querkontraktion unterproportional (näherungsweise linear) verläuft. Der Vergleich zur Arbeitslinie zeigt die unmittelbare Interaktion der beiden Dehnungsbetrachtungen.

Die eingeschlossene Fläche zwischen den Dehnungsverläufen der Be- und Entlastung (Hystereseschleife) ist die verbrauchte Arbeit, hervorgerufen durch innere Reibung im Seil während des Lastzyklus. Diese fällt bei Betondrahtseilen geringer aus als bei reinen Stahlseilen (siehe Bild 4-22). Der markanteste Unterschied ist im ersten Lastzyklus zu verzeichnen.

#### 4.3.3.4 Einflussparameter Seildurchmesser

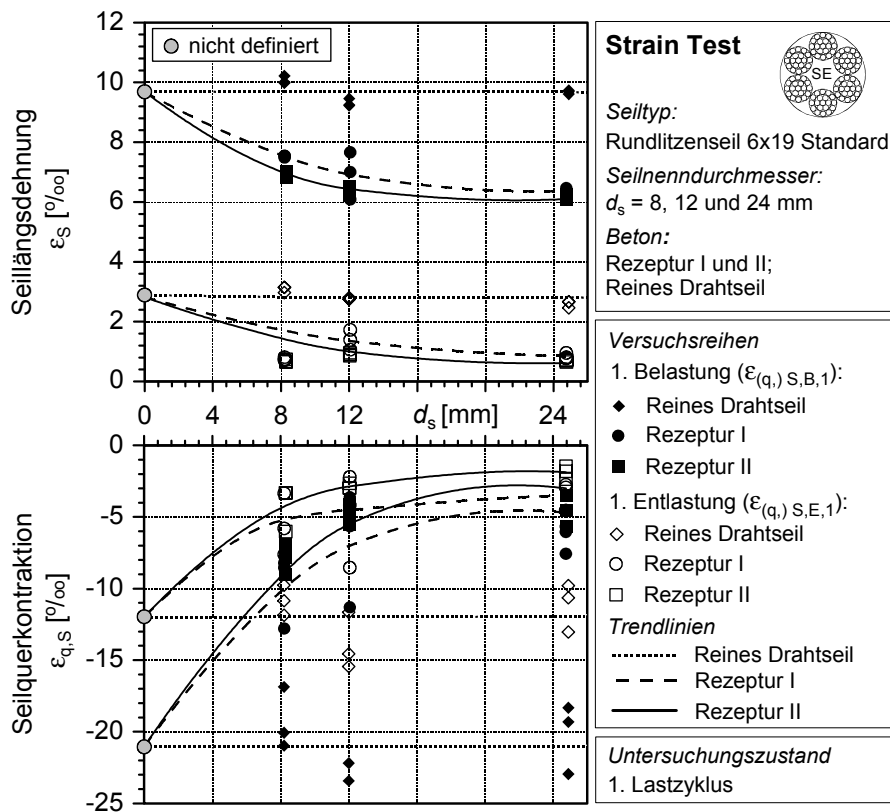
##### 4.3.3.4.1 Reine Drahtseile

Aus der Literatur sind keine Untersuchungen bezüglich der Abhängigkeit des Seildurchmessers auf den Verlauf der Längs- bzw. Querdehnungen bei Verwendung reiner Drahtseile bekannt. Indirekt wäre eine Erfassung des Seildurchmessers über Betrachtungen hinsichtlich der Seileinlagen (Litzen SEL oder Seile SES) denkbar. Die hier bekannten Untersuchungen bzw. daraus formulierten Gesetzmäßigkeiten (siehe z.B. FEYRER [39]) sind jedoch nicht auf die vorliegenden Gegebenheiten und verwendeten Drahtseile übertragbar. Es wird daher davon ausgegangen, dass die Seillängsdehnung der Rundlitzenseile keine Abhängigkeit vom Seilnennendurchmesser zeigen. Die eigenen Versuche bestätigten diese Annahme, wobei keine erkennbare Trendlinie hinsichtlich der Abhängigkeit vom Seildurchmesser aufgezeigt werden konnte (vgl. Bild 4-23 und 4-24). Es werden bei den weiteren Auswertungen, z.B. auch bei der Ermittlung des Seilelastizitätsmoduls, für die reinen Rundlitzenseile 6 x 19 Standard die Mittelwerte der Mess- und Auswertungsgrößen aller untersuchter Durchmesser verwendet.

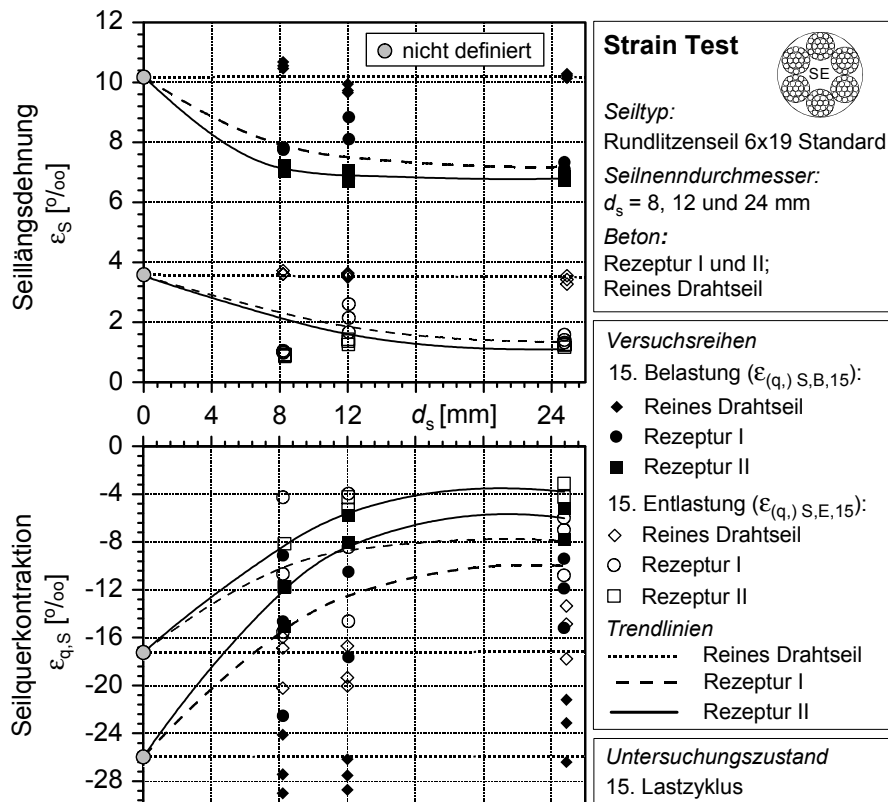
## 4.3.3.4.2 Betondrahtseile

Die Ergebnisse der Dehnungsmessungen der Betondrahtseile ergeben ein differentes Bild im Vergleich zu den reinen nicht einbetonierten Drahtseilen. Wie in den Bildern 4-23 und 4-24 anhand der Auswertungen der Längs- und Querdehnungen während des 1. und 15. Lastzyklus erkennbar ist, zeigen sich nichtlineare Abhängigkeiten der jeweiligen Dehnungen vom Seildurchmesser. Diese sind sowohl in der Belastungs- als auch in der Entlastungsphase feststellbar. Die Darstellungen repräsentieren einen Vergleich der Ergebnisse der Seillängsdehnungen  $\varepsilon_{S,B,1}$  und  $\varepsilon_{S,B,15}$  bzw. Querkontraktion  $\varepsilon_{q,S,B,1}$  und  $\varepsilon_{q,S,B,15}$  bei der 1. und 15. Belastung sowie der Längsdehnungen  $\varepsilon_{S,E,1}$  und  $\varepsilon_{S,E,15}$  bzw. Querkontraktion  $\varepsilon_{q,S,E,1}$  und  $\varepsilon_{q,S,E,15}$  bei der 1. und 15. Entlastung aus den einzelnen Versuchskörpern.

Tendenziell werden bei gleicher Beanspruchungssituation mit größerem Seildurchmesser betragsmäßig kleinere Dehnungen erreicht. Für die designierte Anwendung der Drahtseile im Beton sind daher größere Seildurchmesser in Bezug zum Dehnverhalten günstiger.



**Bild 4-23:** Abhängigkeit der Dehnungen vom Seildurchmesser (1. Lastzyklus)



**Bild 4-24:** Abhängigkeit der Dehnungen vom Seildurchmesser (15. Lastzyklus)

Die Nichtlinearität in der Abhängigkeit Seildurchmesser-Dehnungen verläuft in unterproportional ansteigenden Kurvenscharen gemäß Bild 4-23 und 4-24. Hierbei besteht eine indirekte (umgekehrte) Proportionalität zwischen dem Seildurchmesser und den Dehnungen gemäß Ausdruck (4.3-16) bezüglich der Längsdehnungen  $\epsilon_s$  und Ausdruck (4.3-17) hinsichtlich der Querkontraktion  $\epsilon_{q,s}$ .

$$d_s \sim \frac{1}{\epsilon_s} \quad (4.3-16)$$

$$d_s \sim \frac{1}{|\epsilon_{q,s}|} \quad (4.3-17)$$

Der Seildurchmesser beeinflusst somit das gesamte Dehnverhalten der Betondrahtseile. Die durchmesserabhängigen Dehnungen sind unmittelbar vom Durchdringungsverhalten des Seilkörpers mit Beton geprägt. Hintergrund dieser Abhängigkeit ist die Größe der Sperrungen im Seilquerschnitt. Wie in Abschnitt 2.4.2.2 anhand der verwendeten Seile gezeigt wurde, sind mit zunehmendem Seildurchmesser größere Sperrungen sowohl zwischen benachbarten Drähten einer Litze, als auch zwischen nebeneinander liegenden Litzen des Seiles festzustellen. Beispielhaft sei hier die nahezu dreifache absolute Litzensperrung 0,06 mm und 0,16 mm bei dreifachem Seildurchmesser 8 mm und 24 mm angeführt. Die Erhöhung der Draht- und Litzensperrungen bei gleichzeitiger Erhöhung des Seildurchmessers führt auch zu einer besseren Durchdringung des Seilquer-

schnitts mit Frischbetonbestandteilen. Hierbei spielt nicht nur die Gewährleistung einer gleichmäßigeren Durchdringung sondern auch die Ausbildung dickerer und damit festerer Feinbetonschichten insbesondere zwischen den einzelnen Litzen eine Rolle.

Die untere Abgrenzung des Durchmesserbereichs und des damit verbundenen Abhängigkeitsverhältnisses erfolgt durch einen imaginären Drahtseildurchmesser. Der Hintergrund dieser Annahme basiert auf der bereits beschriebenen Reduzierung der Sperrungen, sowohl zwischen den Drähten als auch zwischen den Litzen des Seils, mit kleiner werdendem Seildurchmesser. Der Grenzwert wird hier durch den fiktiven Drahtseildurchmesser  $d_s = 0$  mm gebildet, welcher theoretisch keine Sperrungen aufweist (dichtes Gefüge) und gemäß Gln. (4.3-18) und (4.3-19) durch das gleiche Dehnverhalten wie ein reines Drahtseil gekennzeichnet ist.

$$\varepsilon_{s,BDS}(f_c, d_s = 0 \text{ mm}) = \varepsilon_{s,DS} \quad (4.3-18)$$

$$\varepsilon_{q,s,BDS}(f_c, d_s = 0 \text{ mm}) = \varepsilon_{q,s,DS} \quad (4.3-19)$$

Die Gln. (4.3-18) und (4.3-19) sind nur zur Abgrenzung des Trends gültig. Die Einflussverlaufsfunktion ist jedoch im Punkt  $d_s = 0$  mm, aufgrund der rein theoretischen Existenz dieses Seildurchmessers nach den Ausdrücken (4.3-20) und (4.3-21) nicht definiert.

$$\varepsilon_s(f_c, d_s = 0 \text{ mm}) \notin \varepsilon_s(f_c, d_s) \quad (4.3-20)$$

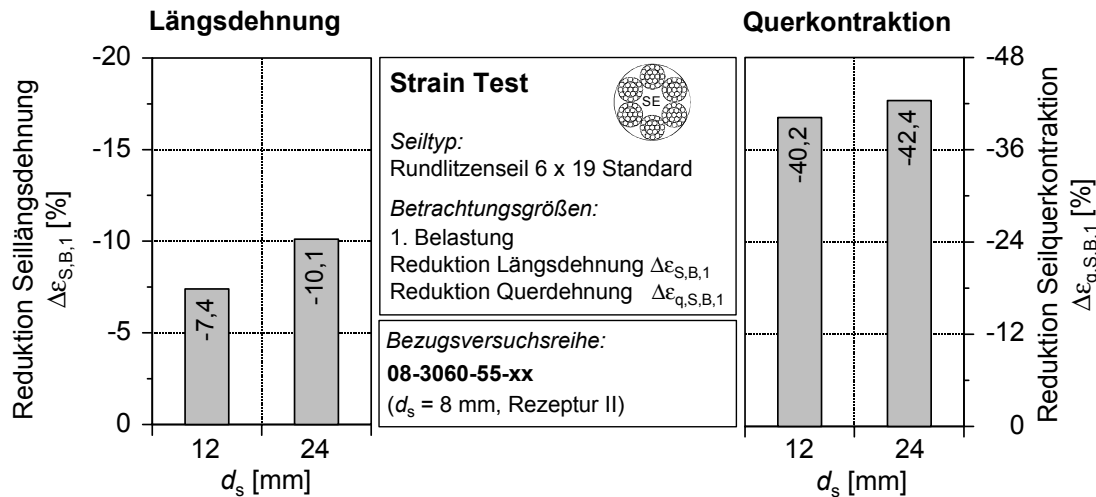
$$\varepsilon_{q,s}(f_c, d_s = 0 \text{ mm}) \notin \varepsilon_{q,s}(f_c, d_s) \quad (4.3-21)$$

Die wirksamste Reduktion, sowohl der Seillängs- als auch der Seilquerdehnungen<sup>14</sup> erfolgt im unteren Bereich der Seildurchmesser (bis  $d_s \approx 12$  mm). Bei Verwendung größerer Seildurchmesser ist von einer entsprechenden *geringeren Reduzierung* der Dehnungen auszugehen. Dieses verdeutlichend zeigten die durchgeführten Strain Tests ausgehend von der Versuchsreihe 08-3060-55-xx ( $d_s = 8$  mm, Rezeptur II) prozentuale Verringerungen der Dehnungen  $\varepsilon_{s,B,1}$  bei Erstbelastung gemäß Bild 4-25. Die Darstellungen berücksichtigen alle Versuchsreihen unter Verwendung von Rezeptur II.

Es ist jedoch zu beachten, dass der *Absolutwert der Reduzierung* für die untersuchten Durchmesser 24 mm am größten ist.

---

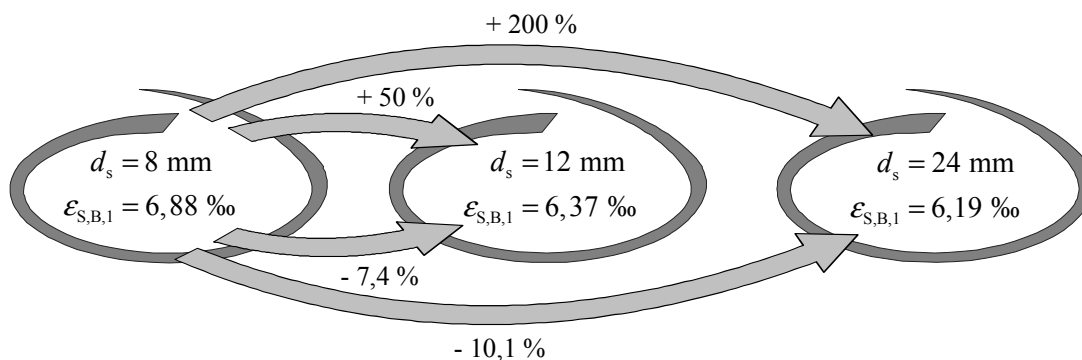
<sup>14</sup> betragsmäßig



**Bild 4-25:** Reduktion der Dehnungen bei Erstbelastung (Rezeptur II)

Ausgehend von Bild 4-25 und veranschaulicht in Bild 4-26 sei die Effektivität der durchmesserabhängigen Dehnungsreduzierung bei Verwendung von Rezeptur II beispielhaft verdeutlicht. Die Erhöhung des Seildurchmessers um 50 % von 8 mm auf 12 mm ergibt eine Reduzierung der Seillängsdehnung  $\epsilon_{S,B,1}$  von 7,4 % und der Querkontraktion  $\epsilon_{q,S,B,1}$  von 40,2 %. Die Erhöhung des Seildurchmessers um 200 % auf 24 mm, lässt hingegen eine Reduktion der Längsdehnung von 10,1 % zu. Dies entspricht nur eine um 2,7 % höhere Reduktion als zum Ergebnis des Seildurchmessers 12 mm. Die Reduzierung der Querkontraktion ergibt ein ähnliches Ergebnis, wobei hier ebenfalls nur eine um 2,2 % höhere Reduktion gegenüber dem zuvor betrachteten niedrigeren Seildurchmesser 12 mm zu verzeichnen ist.

Voraussetzung aller aufgeführten Vergleichsrechnungen ist die Annahme, dass der fiktive Betondrahtseildurchmesser  $d_s = 0$  mm den reinen Drahtseilen gleich zusetzen ist.



**Bild 4-26:** Reduzierung der Längsdehnung in Abhängigkeit vom Seildurchmesser

Allgemein betrachtet wird das Verbund- und Dehnverhalten des Verbundwerkstoffs Betondrahtseil im Zusammenspiel mit dem umgebenden Beton infolge kleinerer Dehnungen effizienter beeinflusst. Hierbei spielen die Längsdehnungen im Hinblick auf den Verlauf der Verbundspannungen und dem Rissverhalten (Rissbreite) im Bauteil eine wesentliche Rolle. Aber auch die geringere Querkontraktion des Seilkörpers bei höhe-

rem Seildurchmesser führt zu einer Verbesserung des Verbundes zwischen Betondrahtseil und Beton. Bei Belastung des Drahtseils kommt es zu einer Querkontraktion, welche zum Ablösen des Drahtseils vom umgebenden Beton führt. Damit verbunden ist ein mit zunehmender Beanspruchung kleiner werdender Seildurchmesser, welcher eine Reduzierung der wirksamen Betonkonsolenhöhe im Verbundbett zur Folge hat.

Die mathematische Formulierung des Zusammenhangs zwischen dem Seildurchmesser und der für die Modellbildung interessierenden Seillängsdehnung bei Erstbelastung erfolgt indirekt über die Definitionsgleichung zur Bestimmung des Seilelastizitätsmoduls gemäß Abschnitt 5.

#### 4.3.3.5 Einflussparameter Betondruckfestigkeit

Infolge der Durchdringung des Drahtseils mit Betonfeinstbestandteilen und der sich daraus ergebenden Bildung eines festen Gefüges im Inneren des Seilkörpers werden sowohl die Längsdehnungen  $\varepsilon_s$  als auch die Querdehnungen  $|\varepsilon_{q,s}|$  im Vergleich zu reinen Drahtseilen deutlich vermindert. Die unterschiedlichen Festigkeiten der verwendeten Betone haben einen Einfluss auf die eintretenden Dehnungen.

Es besteht ein umgekehrt proportionaler Zusammenhang zwischen der Betondruckfestigkeit und den lastabhängigen Dehnungen gemäß Ausdruck (4.3-22) für die Längsdehnungen  $\varepsilon_s$  und Ausdruck (4.3-23) für die Querkontraktion  $\varepsilon_{q,s}$ .

$$f_c \sim \frac{1}{\varepsilon_s} \quad (4.3-22)$$

$$f_c \sim \frac{1}{|\varepsilon_{q,s}|} \quad (4.3-23)$$

Die Seillängsdehnungen  $\varepsilon_{s,B,1}$  und  $\varepsilon_{s,B,15}$  sowie die Querkontraktion  $\varepsilon_{q,s,B,1}$  und  $\varepsilon_{q,s,B,15}$  in Abhängigkeit der Betondruckfestigkeit sind getrennt für die 1. und 15. Belastung in den Diagrammen der Bilder 4-27 und 4-28 dargestellt. Der nichtlineare Zusammenhang ist durch die Trendlinien kenntlich gemacht worden. In den Auswertungen (Trendlinien) wird davon ausgegangen, dass die Messwerte der Dehnungen der reinen Drahtseile mit einer fiktiven Betondruckfestigkeit  $f_{cm,cube} = 0 \text{ N/mm}^2$  interpretiert werden. Hierdurch erfolgt die obere Abgrenzung der betonfestigkeitsabhängigen Dehnungen, wobei die fehlende Durchdringung des Seilkörpers bei den reinen Stahlseilen mit der „Null“-Betondruckfestigkeit gemäß Gl. (4.3-24) für die Längsdehnungen und Gl. (4.3-25) bezüglich der Querkontraktion verstanden wird.

$$\varepsilon_{s,BDS}(f_c = 0 \text{ N/mm}^2, d_s) = \varepsilon_{s,DS}(d_s) \quad (4.3-24)$$

$$\varepsilon_{q,s,BDS}(f_c = 0 \text{ N/mm}^2, d_s) = \varepsilon_{q,s,DS}(d_s) \quad (4.3-25)$$

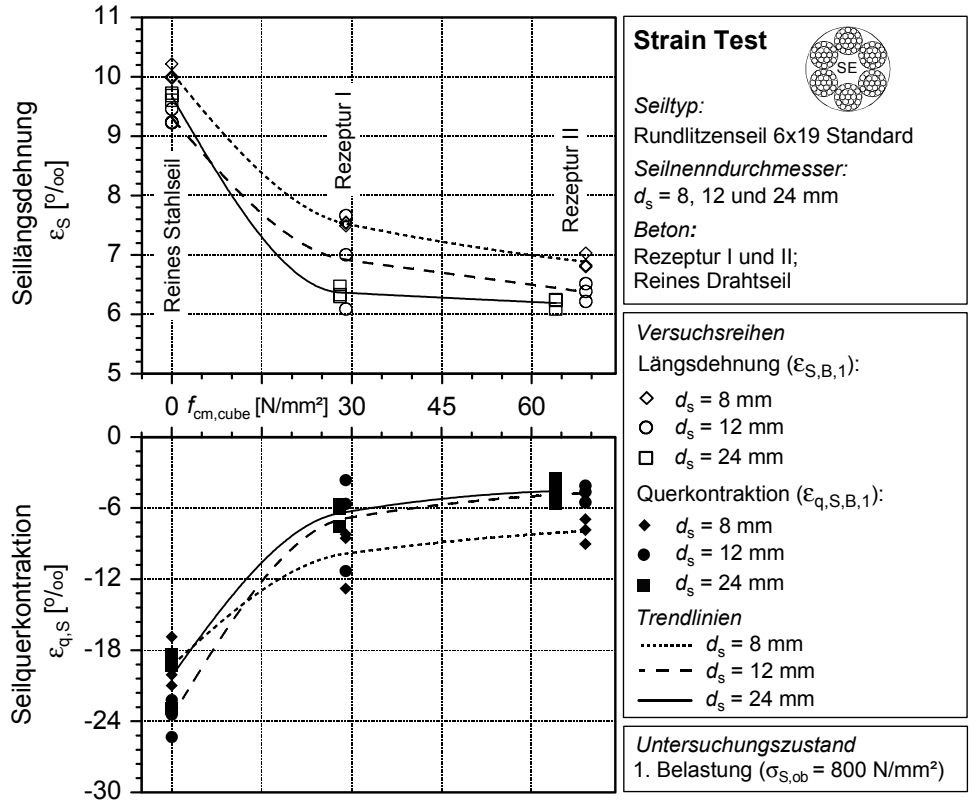


Bild 4-27: Abhängigkeit Seildehnung – Betondruckfestigkeit (1. Belastung)

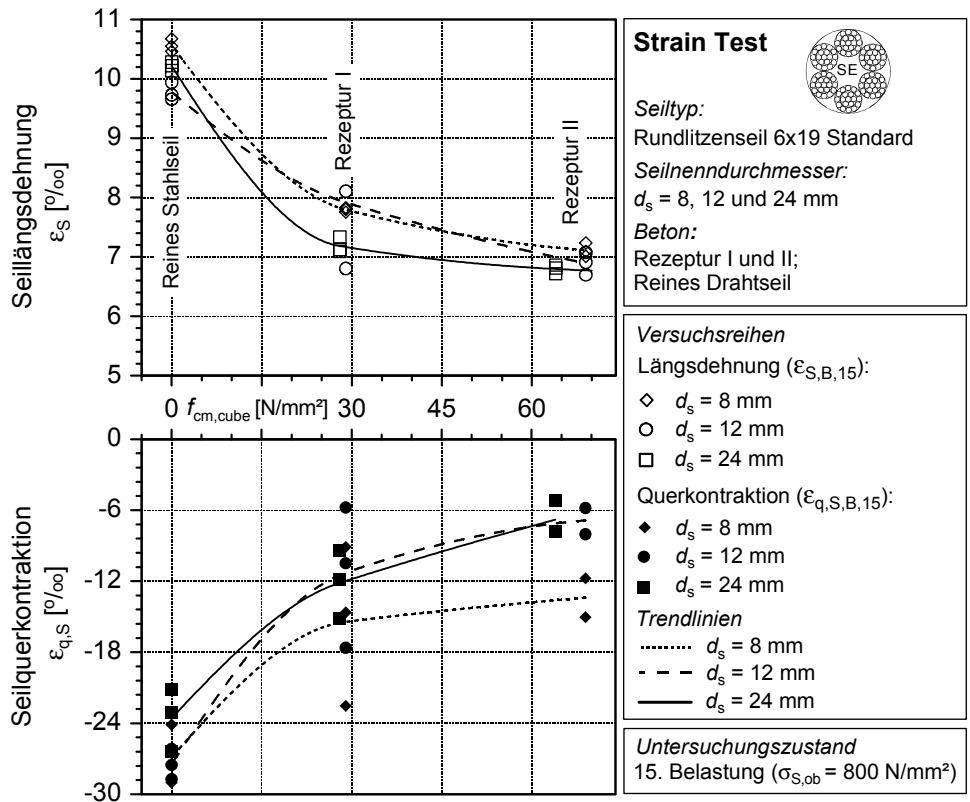
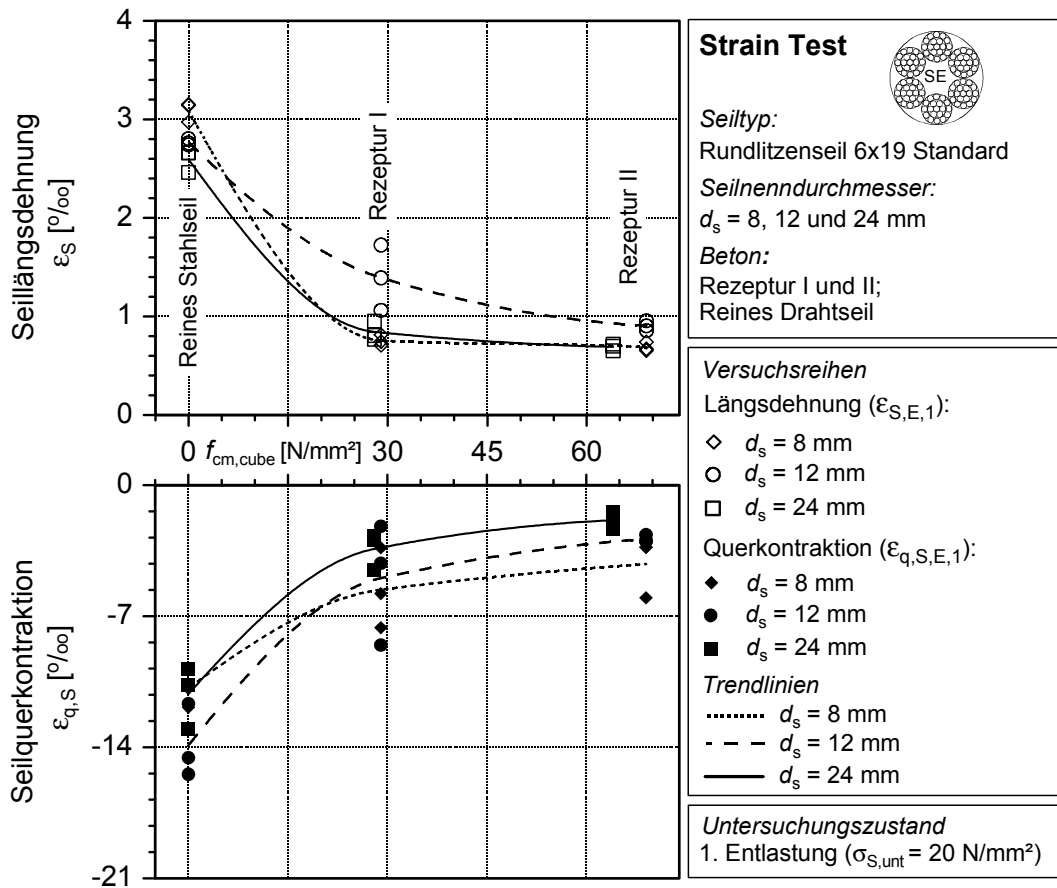


Bild 4-28: Abhängigkeit Seildehnung – Betondruckfestigkeit (15. Belastung)

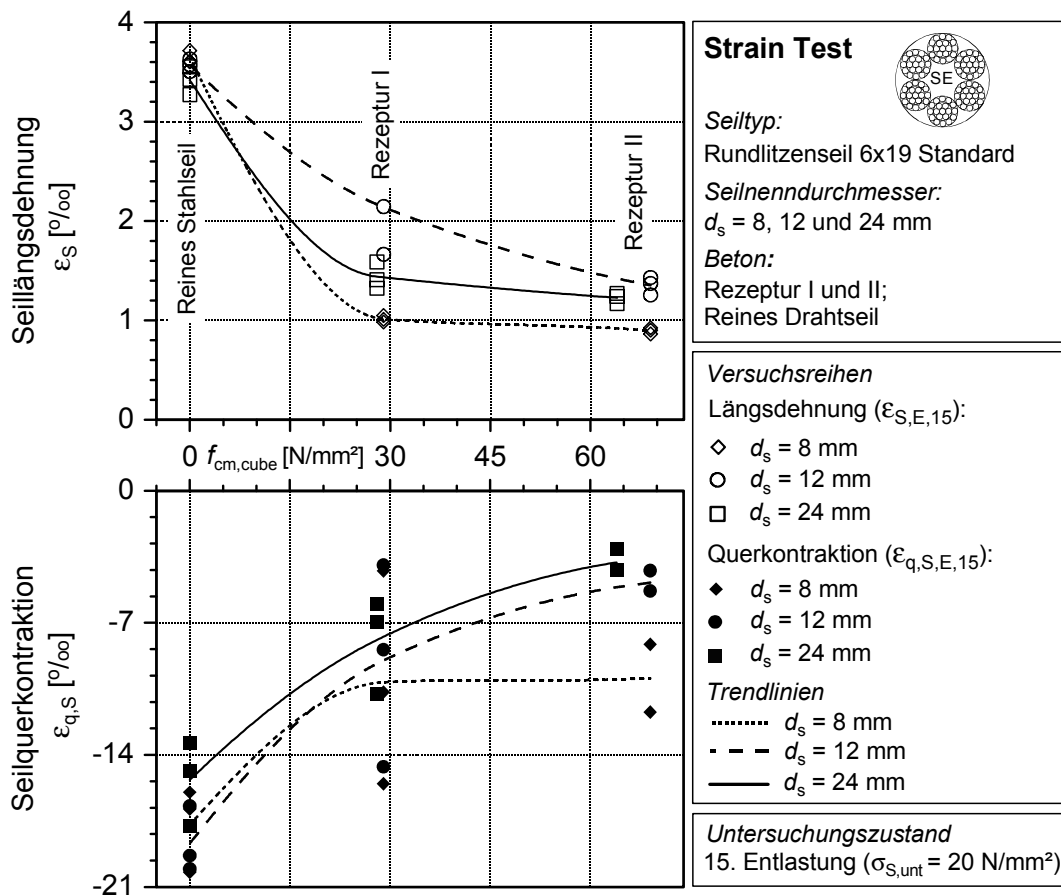


In diesem Zusammenhang wird darauf hingewiesen, dass der Verlauf der Trendlinien im Bereich kleiner Betonfestigkeiten eine auf der „sicheren Seite“ liegende Näherung darstellt. Geht man bei der fiktiven Betondruckfestigkeit  $f_{cm,cube} = 0 \text{ N/mm}^2$  von einem „Sandtopfmodell“ aus, so sind die Dehnungen bei einem Betondrahtseil bei gleicher Beanspruchung voraussichtlich kleiner als beim Drahtseil. Aufgrund fehlender Versuchsergebnisse für den Bereich kleiner Betondruckfestigkeiten wurden die Trendlinien der Dehnungen der Betondrahtseile unter Beachtung der Randbedingungen gemäß den Gln. (4.3-24) und (4.3-25) extrapoliert.

In den nachfolgenden Bildern 4-29 und 4-30 werden die Dehnungen im nahezu entlasteten Zustand ( $\sigma_{s,unt} = 20 \text{ N/mm}^2$ ) miteinander verglichen. Es zeigten sich ähnliche Verläufe der Abhängigkeit der Dehnungen von der Betondruckfestigkeit, wie im Zustand der Belastung. Es lässt sich feststellen, dass die verwendeten Betone und deren Druckfestigkeiten auch auf die bleibenden Dehnungen der Betondrahtseile Einfluss ausüben.



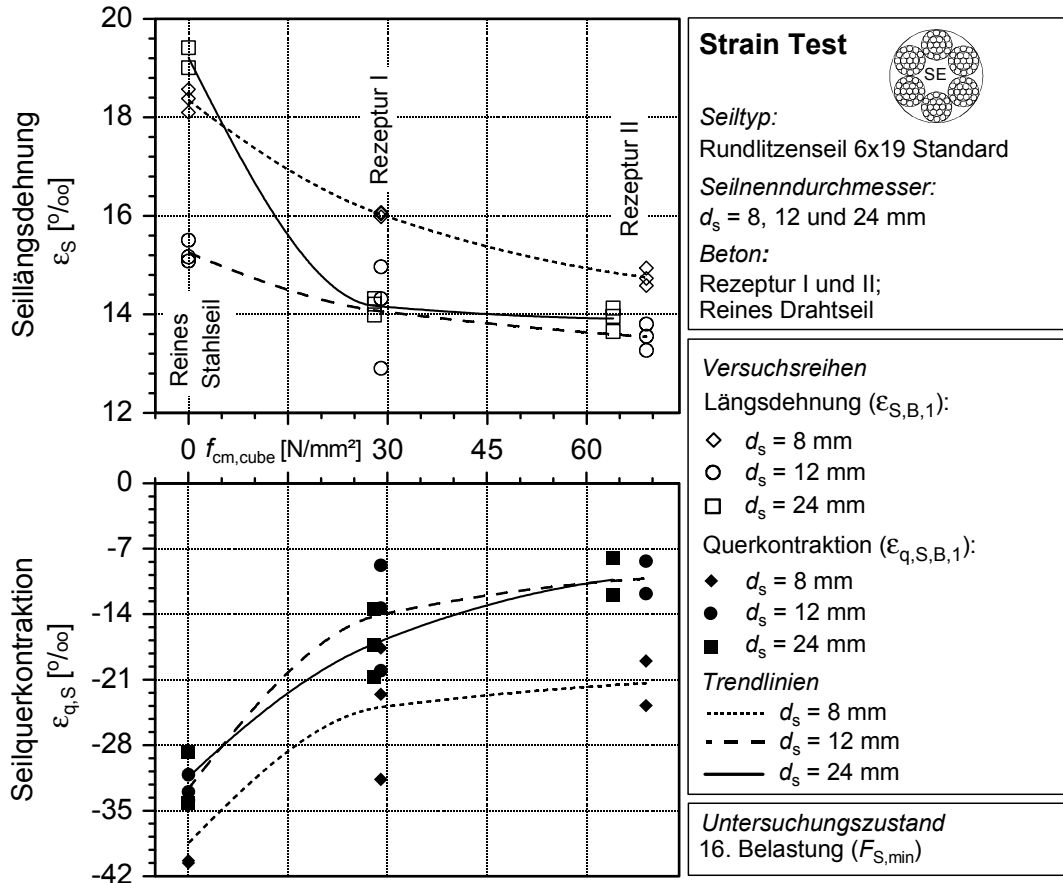
**Bild 4-29:** Abhängigkeit Seildehnung – Betondruckfestigkeit (1. Entlastung)



**Bild 4-30:** Abhängigkeit Seildehnung – Betondruckfestigkeit (15. Entlastung)

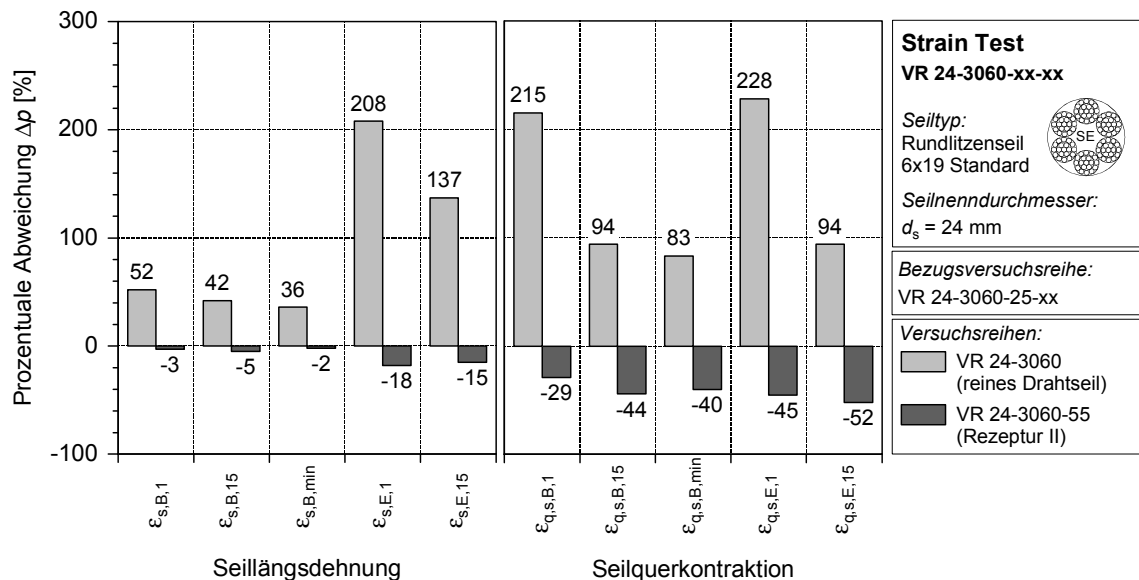
Abschließend wird in Bild 4-31 der Zustand der 16. Belastung bei Erreichen der Mindestbruchkraft  $F_{S,min}$  betrachtet. Die Ergebnisse der Messauswertungen zeigen gerade bei der Querkontraktion deutliche Reduzierungen bei steigender Betondruckfestigkeit. Betrachtet man z.B. den Seilnennendurchmesser 24 mm, so erkennt man bei einer Erhöhung der Betonfestigkeit auf das 2,3-fache eine Reduzierung der Querkontraktion um 40 %.

Aus den dargestellten Diagrammen ist ersichtlich, dass der umgekehrt proportionale Zusammenhang zwischen Betondruckfestigkeit und Dehnungen immer nichtlinear verläuft. Es lässt sich formulieren: je höher die Betonfestigkeit, desto weniger werden die Dehnungen im Verhältnis zur Betondruckfestigkeit reduziert. Bild 4-32 veranschaulicht die Feststellung anhand der Versuchsreihe 24-3060-xx-xx (Seilnennendurchmesser  $d_s = 24$  mm). Die Ausgangsversuchsreihe zur Interpretation des Balkendiagramms wird durch die Strain Tests unter Verwendung von Rezeptur I gegeben. Hierbei lässt sich bei allen aufgereihten Seillängs- und Querdehnungen ein größerer prozentualer Abstand zwischen dem reinen Seil (fiktive Betondruckfestigkeit  $f_{cm,cube} = 0$  N/mm<sup>2</sup>) als zur nächst höheren Betondruckfestigkeit (Rezeptur II) feststellen.



**Bild 4-31:** Abhängigkeit Seildehnung – Betondruckfestigkeit (Belastung  $F_{S,min}$ )

Betrachtet man beispielsweise die Längsdehnungen bei Erstbelastung  $\epsilon_{S,B,1}$ , so erkennt man einen Abstand zum reinen Seil von 52 % und nur eine Abweichung zur Versuchsreihe mit der höheren Betonfestigkeit von 3 %.



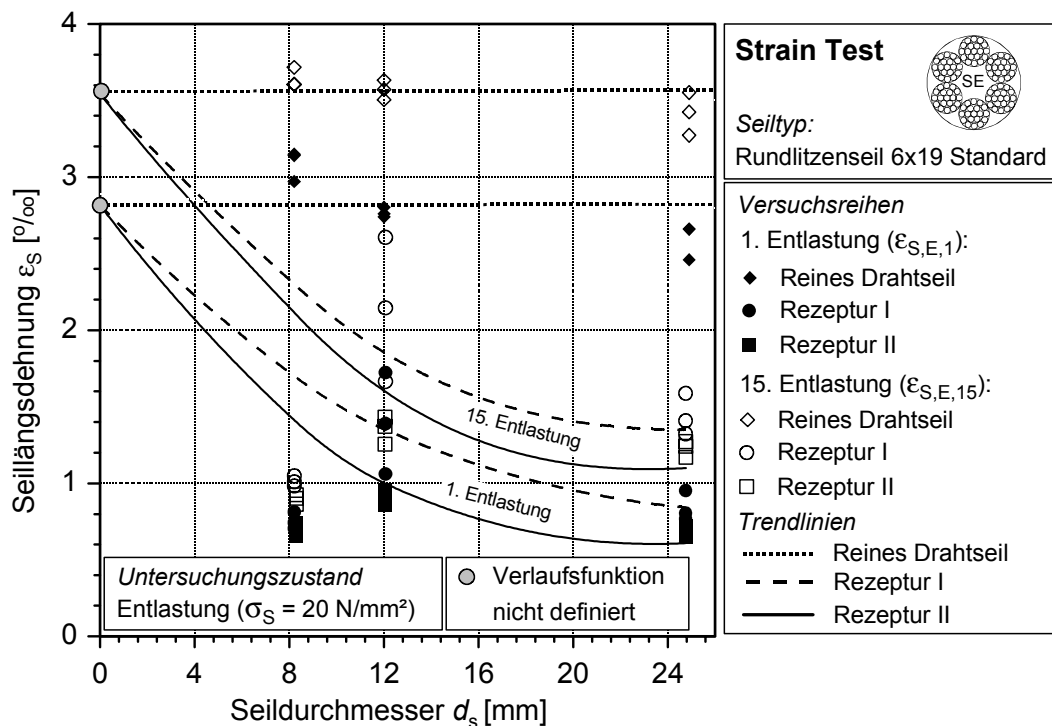
**Bild 4-32:** Abweichungen der Dehnungen (VR 24-3060-xx-xx)

Die funktionale Beschreibung des Zusammenhangs zwischen Betondruckfestigkeit und Seillängsdehnung bei Erstbelastung erfolgt, wie auch die Berücksichtigung des Einflussparameters Seildurchmesser, indirekt innerhalb der Formulierung einer Bestimmungsgleichung für den Seilelastizitätsmodul gemäß Abschnitt 5.

#### 4.3.3.6 Seilreck

Die Belastung des Seilkörpers über die durchgeführten Lastzyklen führte zu einer Verdichtung des Seilgefüges. In FEYRER [39] wird angegeben, dass bei reinen Seilen eine bleibende Dehnung (Seilreck) nach 10 Lastwechseln von ca. 4 ‰ eintritt. Diese Angabe konnte in den eigenen, an reinen Drahtseilen, durchgeführten Versuchen bestätigt werden. Wie Bild 4-33 zeigt, traten nach dem ersten Lastzyklus bei annähernder Entlastung ( $\sigma_s = 20 \text{ N/mm}^2$ ) eine bleibende Dehnung  $\varepsilon_{s,E,1}$  von im Mittel 2,8 ‰ und nach 15 Lastwechseln eine Dehnung  $\varepsilon_{s,E,15}$  von im Mittel 3,6 ‰ auf.

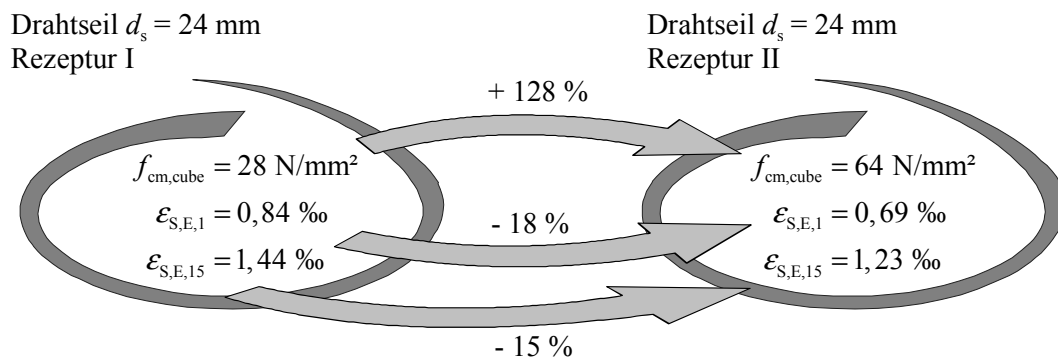
Betrachtet man das Dehnverhalten betondurchdringener Drahtseile bezüglich des Seilrecks, so lässt sich wie auch schon allgemein beschrieben, ein anderes Verhalten gegenüber reinen Drahtseilen feststellen. Die Verwendung von Betonen mit unterschiedlichen Festigkeiten hat, wie bereits in Abschnitt 4.3.3.5 erläutert, einen wesentlichen Einfluss auf den Seilreck.



**Bild 4-33:** Bleibende Dehnung (Seilreck) nach 1. und 15. Lastzyklus

Beispielhaft sei anhand von Bild 4-34 bei Betrachtung des Seildurchmessers 24 mm die Verminderung des Seilrecks nach 15 Lastzyklen von  $\varepsilon_{s,E,15} = 1,44 \text{ ‰}$  auf  $\varepsilon_{s,E,15} = 1,23 \text{ ‰}$  bei Verwendung von Rezeptur II ( $f_{cm,cube} = 64 \text{ N/mm}^2$ ) anstatt Rezeptur I ( $f_{cm,cube} = 28 \text{ N/mm}^2$ ) angeführt. Diese Verminderung beträgt 15 % bei einer Erhö-

hung der Betondruckfestigkeit um 128 %. Hieraus wird deutlich, dass der Grad der Erhöhung der Betondruckfestigkeit nicht in gleichem Umfang auf die Reduzierung der Dehnungen und im speziellen auf den Seilreck übertragen werden kann.



**Bild 4-34:** Verminderung des Seilrecks (Beispiel)

Der bereits in Abschnitt 4.3.3.4 beschriebene Einfluss des Seildurchmessers ist auch auf den Seilreck übertragbar. Der Seilreck wird infolge der Abhängigkeit der Durchdringung der Seile vom Seildurchmesser geprägt.



## **5 Verbundverhalten von Drahtseilen in Beton**

### **5.1 Grundlegendes**

Das folgende Kapitel beschreibt das Verbundverhalten der einbetonierten Drahtseile. Es werden sowohl anschauliche Modellvorstellungen zur Charakterisierung der wirkenden Tragmechanismen als auch mathematische Formulierungen zur rechnerischen Erfassung des Verbundes vorgestellt.

Zunächst wird über die Auswahl eines geeigneten Seiltyps mit der anschließenden Beschreibung des grundsätzlichen Material- und Tragverhaltens berichtet. Es werden Bestimmungsgleichungen zur Erfassung des Materialverhaltens des betondurchdrungenen Drahtseils angegeben. Des Weiteren erfolgt die Definition der Verbundspannung-Schlupf-Beziehung unter Berücksichtigung der Einflussparameter, so dass die Möglichkeit der numerischen Auswertung der Verbundstrecke mit Hilfe der schrittweisen Integration gegeben ist.

Abschließend wird eine Variante der Verbundmodellbildung mit Hilfe der Finiten Elemente vorgestellt.

### **5.2 Bemerkungen zu einem geeigneten Seiltyp**

In Vorversuchen von POSSART [103] wurde ein akzeptables Verbundverhalten eines einbetonierten Stahlseils 6 x 36 Warrington-Seale (siehe Tabelle 2-3) festgestellt. Gemäß den Ausführungen wurde dieser Seiltyp aufgrund des hohen Füllfaktors ausgewählt. Dieser sollte eine vergleichsweise niedrige Querkontraktion des Seilkörpers unter Zugbelastung hervorrufen. Es wurde prognostiziert, dass die dichte Seilkonstruktion sich positiv auf das Verbundverhalten auswirken würde.

Zur Klärung dieser Annahmen wurden innerhalb eines umfangreichen Forschungsvorhabens [8, 9] verschiedene Rundlitzenseiltypen einer systematischen wissenschaftlichen Untersuchung zugeführt. Es stand die zentrale Frage nach einem, das Verbundtragverhalten betreffenden, bestgeeigneten Seiltyp.

Für eine mögliche Anwendung bzw. wissenschaftliche Untersuchung standen verschiedene Seiltypen mit unterschiedlichen Konstruktionen zur Auswahl. Im Hinblick auf die Verfügbarkeit und damit verbundener praxisgerechter Verwendung beschränkte sich die Vorauswahl auf in Deutschland genormte Seiltypen [30]. Für die Versuchsreihen wurden ausschließlich einlagige Rundlitzenseile mit Stahleinlage gemäß DIN 3051 [30] verwendet. Dies erschien sinnvoll, da durch die Stahleinlage einerseits die Querkontraktion der Seile gegenüber jenen mit Fasereinlage stark reduziert wird und andererseits die

Beständigkeit der Einlage im Beton gegeben war. Des Weiteren finden diese Seiltypen bereits viele Jahre im Stahlbau und in der Fördertechnik Anwendung. Mehrlagige Seile lassen infolge der Siebwirkung der einzelnen Litzenlagen eine schlechte Durchdringung mit Zementleim erwarten. Aufgrund des dann möglichen Seilrecks würden sich die Verbundeigenschaften deutlich verschlechtern. Sie wurden daher nicht in die Versuchsreihen einbezogen. Es wurde darauf geachtet, dass alle Seile im Kreuzschlag und rechtsgängig (sZ) gefertigt waren. Die Schlaglänge variierte bei gleichen Durchmessern nicht. Bezüglich einer praxisnahen Anwendung wurde aus Gründen des Korrosionsschutzes (Zeitraum vor dem eigentlichen Einbau) eine verzinkte Oberflächenausführung der Drähte gewählt.

Die weitere Selektion bezog verschiedene Konstruktionen der Seilaufbauten ein. Maßgeblich erschienen die Litzenanzahl im Außenumfang der Seilkörper, die Oberflächenprofilierung, Aufbau der einzelnen Litzen und der Füllfaktor. Auszugsweise sind die verschiedenen Parameter in Tabelle 2-1, 2-3 und 2-4 bzw. vollständig in AVAK [8] zusammengestellt.

Die ersten beiden Variationen betreffen hierbei den direkten Kontakt zwischen Stahlseil und Beton, wohin gehend der Einfluss des Füllfaktors hauptsächlich in Bezug auf die Querkontraktion und Betondurchdringung des gesamten Seilkörpers gesehen wurde.

Für eine qualitative und quantitative Beurteilung des starren und nachgiebigen Verbundes zwischen Stahlseil und Beton wurden u.a. Pull-Out Tests durchgeführt. Hierbei sind Versuchskörper wie in Kapitel 4 beschrieben, verwendet worden.

Es wurden 6- und 8-litzige verzinkte Rundlitzenseile mit Stahleinlage nach DIN 3051 [30] mit variierenden Seildurchmessern unter Verwendung verschiedener Betonfestigkeiten in die Versuchsreihen einbezogen. Ziel der Untersuchungen war es, Aufschlüsse über das Verbundverhalten der verschiedenen Stahlseile zu erhalten und mögliche Differenzen zwischen den einzelnen Seiltypen aufzuzeigen.

Die experimentellen Untersuchungen zeigten, dass die prinzipielle Eignung aller untersuchter Stahlseiltypen gegeben war. Es lassen sich folgende Kernaussagen aus den experimentellen Untersuchungen gewinnen:

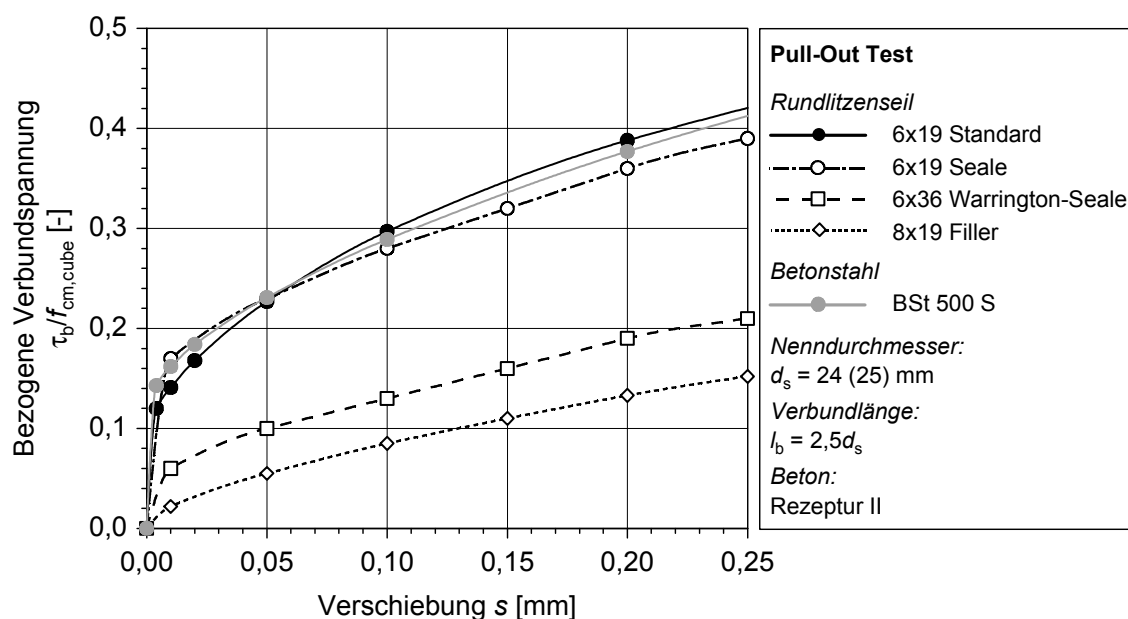
- Deutliche Unterschiede im Verbundverhalten von 6- und 8-litzigen Stahlseiltypen. Die 6-litzigen Seile erreichten generell höhere Verbundspannungen im Vergleich zum Seiltyp mit 8 Litzen.
- Nichtlinearität in der Verbundspannungs-Betondruckfestigkeits-Beziehung

Aus den Tests ging ebenfalls hervor, dass auch die verschiedenen 6-litzigen Seiltypen untereinander signifikante Unterschiede bezüglich der Größe der Verbundspannungen aufweisen.

In Bild 5-1 werden die bezogenen Verbundspannungs-Verschiebungsverläufe für Betonstahl und vier verschiedene Rundlitzenseiltypen mit einem Nenndurchmesser 24 bzw. 25 mm unter Verwendung von Rezeptur II dargestellt. Es zeigt sich, dass der Be-



tonstahl und die Seiltypen 6 x 19 Seale und 6 x 19 Standard ähnliche Verschiebungsverläufe mit gleicher Größenordnung aufweisen. Im Verschiebungsbereich 0,05 bis 0,4 mm erreicht das 6 x 19 Standard Seil, wenn auch mit geringer Abweichung, die größten bezogenen Verbundspannungen. Im Gegensatz hierzu liefern die Seile 6 x 36 Warrington-Seale und 8 x 19 Filler deutlich kleinere Verbundspannungen, wobei das 8-litzige Seil die kleinsten bezogenen Verbundspannungen ergibt. Die Abweichung des 6 x 36 Warrington-Seale zu den anderen 6-litzigen Seilen ergibt sich durch den höheren Füllfaktor bedingt durch die größere Anzahl an Einzeldrähten in den Litzen des Seils. Hierdurch erhöht sich auch die Siebwirkung<sup>15</sup> bei der Durchdringung des Seilkörpers mit Betonfeinstbestandteilen.

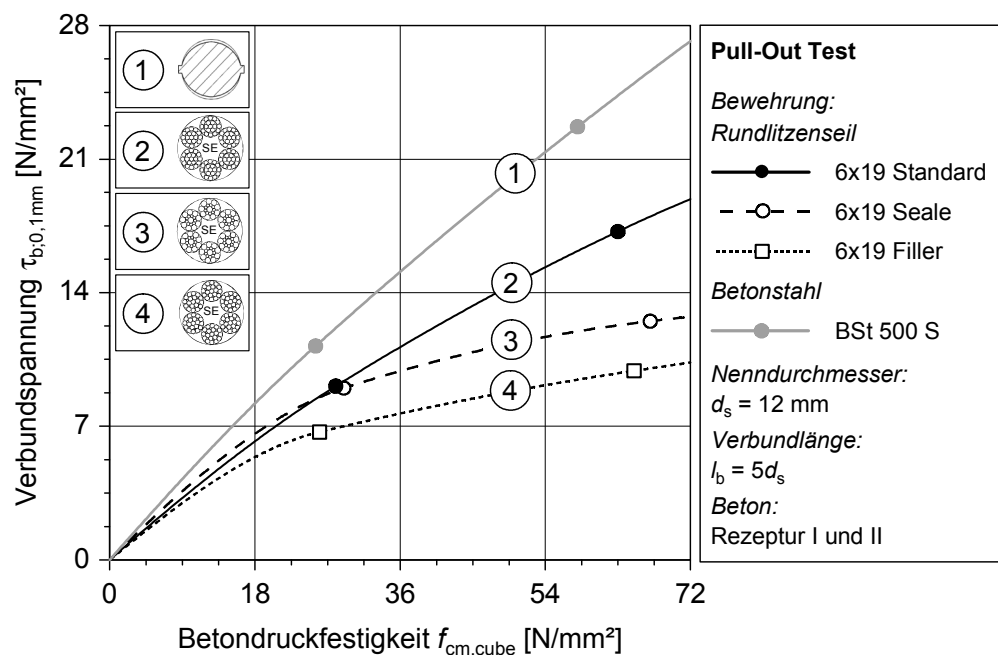


**Bild 5-1:** Bezogene Verbundspannungs-Verschiebungsbeziehung

Betrachtet man die Abhängigkeit der Verbundspannungen von der Betondruckfestigkeit, so erkennt man bei den Prüfkörpern mit Betonstahl einen nahezu linearen Zusammenhang. Bild 5-2 stellt hierzu die Verbundspannungen bei einem Verschiebungsweg von 0,1 mm und einem Nenndurchmesser 12 mm vom Betonstahl und denen dreier verschiedener Seiltypen gegenüber. Ein unterproportionaler (nichtlinearer) Zusammenhang wird bei allen dargestellten Seiltypen deutlich. Im Vergleich zu den anderen betrachteten Seiltypen erreichten die Prüfkörper mit dem Rundlitzenseiltyp 6 x 19 Standard die höchsten Verbundspannungen.

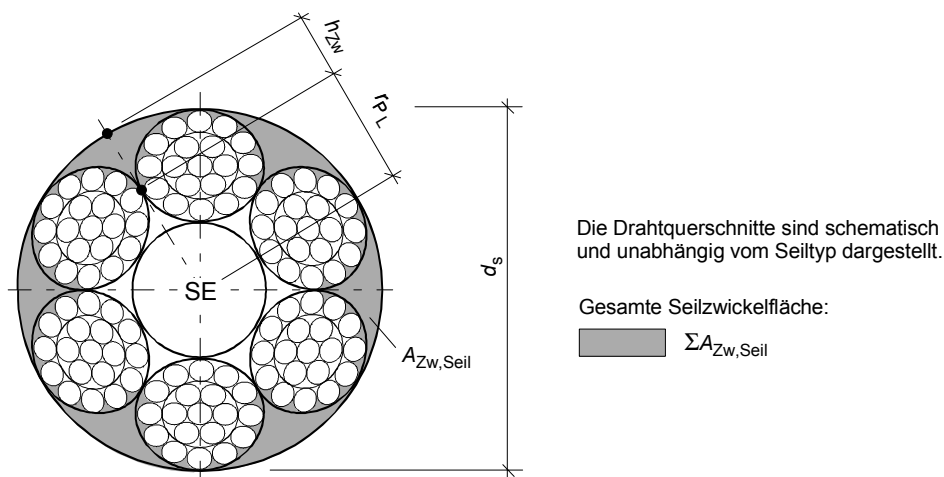
Im Folgenden sollen nähere Ausführungen zu den festgestellten Unterschieden in Bezug zur Seilgeometrie angegeben werden.

<sup>15</sup> Höhere Siebwirkung  $\triangleq$  schlechtere Durchdringung



**Bild 5-2:** Verbundspannungs-Betondruckfestigkeitsbeziehung

Die Anzahl der Litzen beeinflusst das Verbundverhalten der Seile im Beton in einem wesentlichen Maße. Die höheren Verbundspannungen von 6-litzigen Seilen im Vergleich zu den 8-litzigen Seiltypen konnten hierbei in allen Verschiebungsbereichen nachgewiesen werden. Es können hierfür folgende Gründe angegeben werden.



**Bild 5-3:** Zwickelfläche und -höhe

Die Höhe der Betonkonsolen (Zwickelhöhe)  $h_{Zw}$  zwischen den einzelnen Litzen ist gemäß Gl. (5.2-1) bei 8-litzigen Seilen vergleichsweise niedriger (Bild 5-3). Der Abstand des Seilmittelpunkts zum Litzenberührungspunkt  $r_{p_L}$  berechnet sich nach Gl. (2.4-24). Dieser wird größer bei steigender Anzahl von Litzen.

$$h_{Zw} = \frac{d_s}{2} - r_{p_L} \tag{5.2-1}$$

Ebenfalls unterschiedlich ist die Gesamtwickelfläche  $\Sigma A_{Zw,Seil}$  von 6- und 8-litzigen Seilen. Die Wickelfläche bei Seilen mit 8 Litzen fallen im Vergleich zu 6-litzigen Seiltypen kleiner aus. In [9] sind Berechnungsformeln zur Ermittlung der Seilwickelfläche  $\Sigma A_{Zw,Seil}$  für verschiedene Seiltypen gemäß Gl. (5.2-2) angegeben. Der Faktor  $a$  variiert in Abhängigkeit vom Seiltyp.

$$\Sigma A_{Zw,Seil} = a \cdot d_s \quad (5.2-2)$$

Tabelle 5-1 stellt die Faktoren  $a$  für zwei 6-litzige und ein 8-litziges Seil zusammen. Betrachtet man die Seilwickelflächen vom Rundlitzenseil 6 x 19 Standard und 8 x 19 Filler, so ergibt sich bei dem Seil mit 8 Litzen ein um 20 % kleinerer Faktor  $a$ .

Somit wird der Widerstand der Betonkonsolen („Rippen“) bei gleicher Schlaglänge geringer. Hierauf sind die Ausführungen zur bezogenen Rippenhöhe in Abschnitt 5.5.2.2 direkt übertragbar.

**Tabelle 5-1:** Faktor  $a$

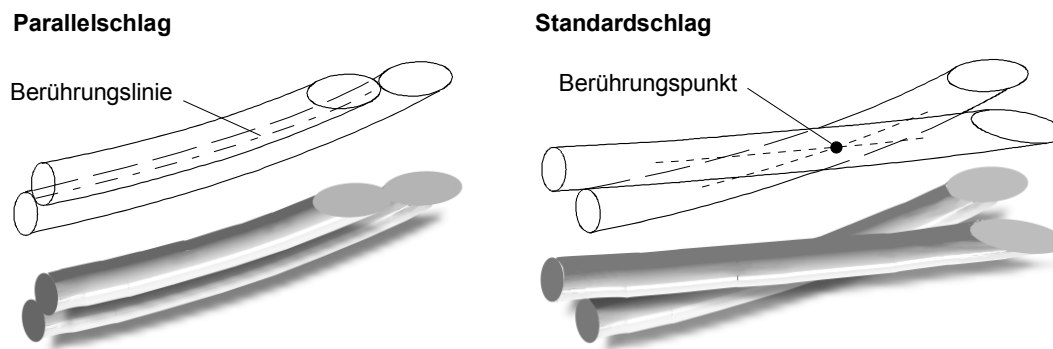
Litzenanzahl	6		8
Seiltyp	6 x 19 Standard	6 x 36 Warrington-Seale	8 x 19 Filler
Faktor $a$	0,183	0,178	0,147

Das betrachtete 8-litzige Seil weist einen hohen Füllfaktor auf. Hierdurch wird die Durchdringung des Seilkörpers mit Feinstbestandteilen und die davon abhängige Querkontraktion des Seils negativ beeinflusst. Betrachtet man die einzelnen 6-litzigen Seile, so sind die Unterschiede hauptsächlich in der Kombination der Parameter Seilmachart und Füllfaktor zu suchen. Weitergehende Untersuchungen hierzu und Darstellungen von Versuchsergebnissen sind in [6, 8, 9, 142] zu finden. Die anfängliche Vermutung, dass eine dichte Seilkonstruktion (hoher Füllfaktor) sich grundsätzlich positiv auf das Verbundverhalten im Beton auswirken würden, konnte in den Versuchsreihen nicht bestätigt werden.

Als Ergebnis der umfangreichen Untersuchungen [8, 143] ist ein Seiltyp herausgearbeitet worden, welcher sich als bestgeeignet bezüglich des Verbundverhaltens im Beton herausstellte. Der Rundlitzenseiltyp 6 x 19 Standard nach DIN 3060 [30] zeigte die günstigsten Material- und Verbundeigenschaften und bildet die Grundlage der vorliegenden Arbeit.

Die Verbundeigenschaften des 6 x 19 Standard Seils werden durch die Paarung des niedrigen Füllfaktors ( $f = 0,5278$ ) mit der Machart der Litzen im Standardschlag begünstigt. Der niedrige Füllfaktor führt zu vergleichsweise großen Kavitäten im Seilkörper und somit zur besseren Ausbildung einer festen betonähnlichen Struktur im Inneren des Seilkörpers. Wie in Bild 5-4 veranschaulicht wird jedoch der Hauptgrund der Eignung dieses Seiltyps im Standardschlag der Litzen gesehen. Wie bereits in Abschnitt 2.2.1.2 erläutert, sind die Drähte aller Drahtlagen innerhalb der Litzen des Seils

mit dem gleichen Schlagwinkel versehen. Dieser bedingt, dass sich die Drähte zwischen den Drahtlagen punktuell berühren. Die anderen untersuchten Seilarten waren hingegen mit einem Parallelschlag der Litzen ausgestattet. Hierdurch ist eine linienförmige Lagerung zwischen den Drahtlagen gegeben, da alle Drahtlagen mit derselben Schlaglänge versehen sind.



**Bild 5-4:** Drahtberührungen

Die punktuelle Berührung einzelner Drähte schafft zusätzliche Kavitäten im Seilkörper. Diese zunächst mit Luft gefüllten Zwischenräume erlauben eine bessere Durchdringung der einzelnen Litzen und somit des gesamten Seilkörpers mit Betonfeinstbestandteilen während und unmittelbar nach dem Betonieren bzw. Verdichten. Diese Durchsetzung führt letztendlich im Vergleich zu Seilen mit Parallelschlaglitzen zu einer geschlosseneren Bildung einer festen betonähnlichen Struktur im Inneren des Seilkörpers. Hierbei ist immer die essentielle Bedeutung der bestmöglichen Durchdringung des Seilkörpers mit Betonfeinstbestandteilen bezüglich eines gutes Verbundverhaltens zu sehen.

## 5.3 Werkstoffverhalten Betondrahtseil

### 5.3.1 Allgemeines

Das Einbetonieren von Stahlseilen führt zur Bildung eines neuen Verbundwerkstoffs. Primär wird hier die Verbundstruktur des Drahtseils mit dem umgebenden Beton gesehen. Die lastabhängigen Verschiebungen zwischen den beiden Werkstoffen erfassen das eigentliche Verbundverhalten. Als sekundäres Element, aber keinesfalls untergeordnet, ist die gleichzeitige Bildung eines betondurchdrungenen Drahtseils als eigentliches Bewehrungselement zu sehen. Hierbei verändern sich die bekannten Eigenschaften des verwendeten Drahtseils. Für die Erfassung des Verbundtragverhaltens und des Verlaufs der Verbundspannungen ist das Dehnverhalten des Betondrahtseils innerhalb einer Einbettungslänge von entscheidender Bedeutung.

Die Charakterisierung des Dehnverhaltens erfolgt über die Definition des Seilelastizitätsmoduls.

### 5.3.2 Seilelastizitätsmodul

#### 5.3.2.1 Generelles

Die Betrachtungen hinsichtlich eines Seilelastizitätsmoduls werden im Hinblick auf die Relevanz innerhalb der Modellbildung des Verbundes einbetonierter Drahtseile geführt. Bezüglich der Lösung der Differentialgleichung<sup>16</sup> des verschieblichen Verbundes gemäß Gln. (3.6-6) und (3.6-10) und der zu implementierenden Materialgesetze in Finite Elemente Analysen für die durchgeführten Pull-Out Tests (siehe Abschnitt 5.7.4) wird der Seilelastizitätsmodul bei Erstbelastung maßgebend.

$$\alpha_e = \frac{\overline{E}_s}{E_c} \quad (3.6-6)$$

$$\frac{d^2 s(x)}{dx^2} = \tau_b(x) \cdot \frac{1 + \rho \overline{\alpha}_e}{\overline{E}_s} \cdot \frac{u_b}{A_s} \quad (3.6-10)$$

In Bezug zur geplanten Modellbildung und den bestehenden Möglichkeiten aufgrund der durchgeführten Tests werden grundsätzlich zwei Betrachtungen als maßgebend eingeschätzt. Im ersten Ansatz erfolgt die Auswertung des Sekantenmoduls zwischen einer unteren und einer oberen Seilzugspannung. Die Auswertung des Sekantenelastizitätsmoduls erlaubt die Angabe einer praxisgerechten Größe für die Erfassung des Dehnverhaltens der Rundlitzenseile im Beton.

Der zweite Ansatz ermittelt den Tangentenseilelastizitätsmodul als „punktuelle“ Auswertung des E-Moduls. Dieser erlaubt die Einschätzung der Verlaufsfunktion des Seilelastizitätsmoduls über den gesamten Belastungsbereich. Des Weiteren ist eine genauere Auswertung des Dehnmoduls bei Belastung zwischen zwei Spannungen möglich.

#### 5.3.2.2 Sekantenmodul

Im Hinblick auf die Erfassung des Gesamtdehnverhaltens während der Belastung, aber auch einer vereinfachten Erfassung des Materialverhaltens im Bereich der Seilzugspannungen  $\sigma_s = 0 \dots 800 \text{ N/mm}^2$ , wird die Auswertung eines Sekantenseilelastizitätsmoduls vorgeschlagen. Ausgehend von den Messergebnissen der Dehnungen von betondurchdrungenen Drahtseilen wird im interessierenden Belastungsbereich eine annähernde Linearität in der Arbeitslinie festgestellt. Die Wiedergabe des Dehnverhaltens im 1. Belastungsbereich kann somit mittels Sekantenmodul  $E_{s,BDS}(0,800)$  ausgehend von den Dehnungen zwischen der Spannung  $\sigma_s \approx 0$  und der oberen Seilzugspannung  $\sigma_s = 800 \text{ N/mm}^2$  gemäß Ausdruck (5.3-1) und Bild 5-5 erfolgen.

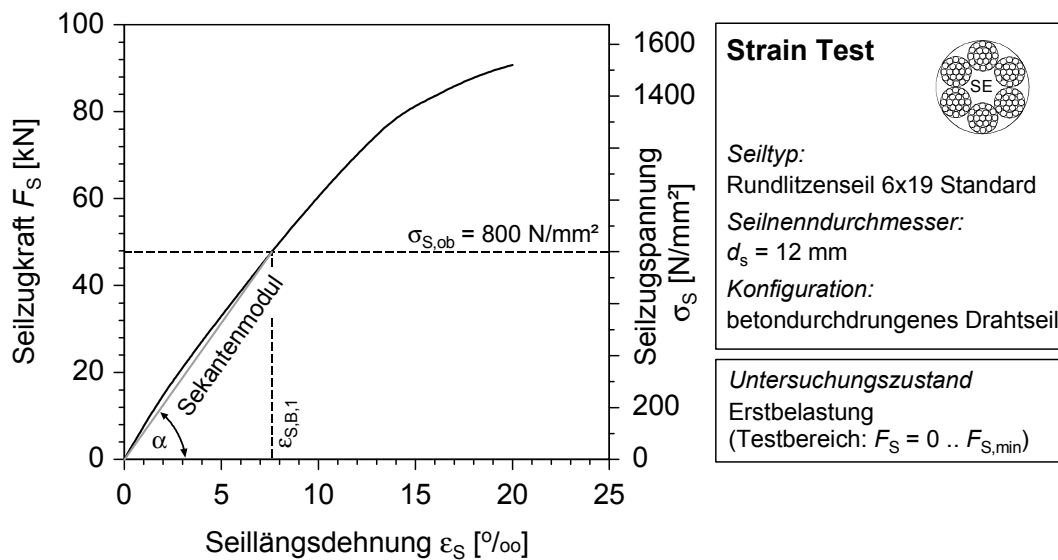
<sup>16</sup> vgl. Abschnitt 3.6.1

$$E_{s,BDS}(\sigma_{S,unt}, \sigma_{S,ob}) = \tan \alpha \quad (5.3-1)$$

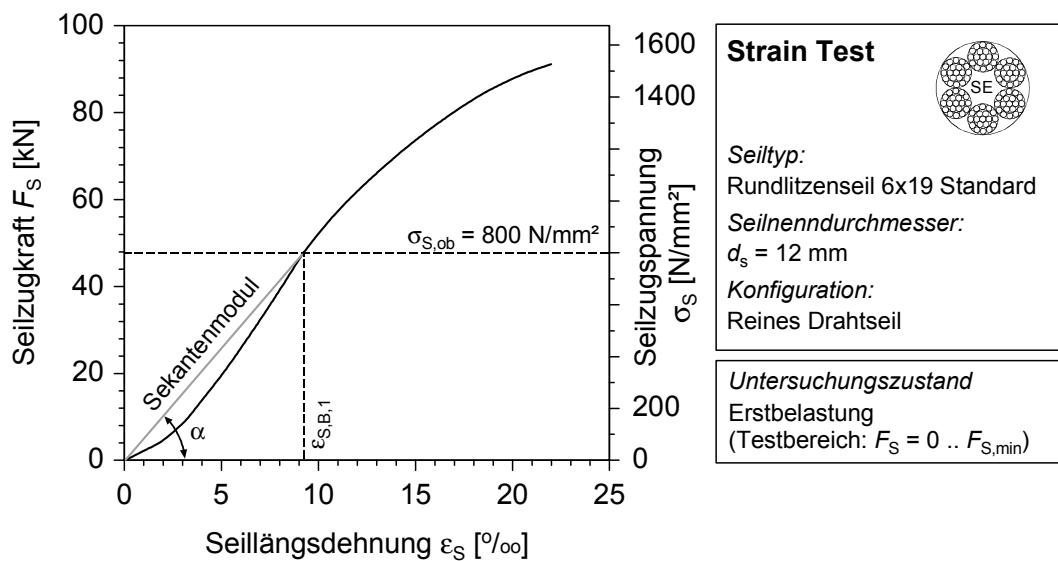
mit:  $\sigma_{S,unt} \approx 0 \text{ N/mm}^2$   
 $\sigma_{S,ob} = 800 \text{ N/mm}^2$

Für die Einbeziehung der reinen Drahtseile in die Auswertungen und die damit verbundenen vergleichenden Betrachtungen wird der Sekantenmodul zwischen der unteren Seilzugspannung  $\sigma_{S,unt} \approx 0 \text{ N/mm}^2$  und der oberen Seilzugspannung  $\sigma_{S,ob} = 800 \text{ N/mm}^2$  gemäß Bild 5-6 und Gl. (5.3-2) verwendet.

$$E_{s,DS}(\sigma_{S,unt}, \sigma_{S,ob}) = \tan \alpha \quad (5.3-2)$$



**Bild 5-5:** Definition  $E_{s,DS}(0,800)$ ; Betondrahtseil



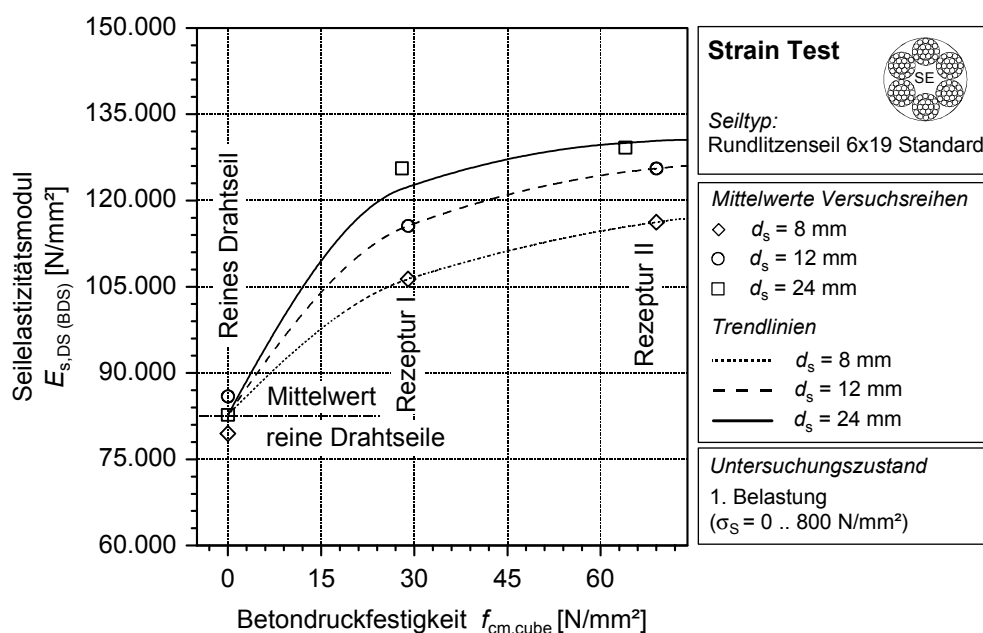
**Bild 5-6:** Definition  $E_{s,BDS}(0,800)$ ; reines Drahtseil

Aufgrund der bereits in Abschnitt 4.3.3.5 und 4.3.3.4.2 beschriebenen Einflüsse der Betondruckfestigkeit  $f_c$  und des Seildurchmessers  $d_s$  auf den Verlauf der Arbeitslinie ist der Seilelastizitätsmodul keine konstante Kenngröße für alle betondurchdrungenen Drahtseile. Es muss eine Funktion gemäß Gl. (5.3-3) zur Berechnung des Seilelastizitätsmoduls  $E_{s,BDS}(0,800)^{17}$  betondurchdrungener Rundlitzenseile 6 x 19 Standard definiert werden, welche die einflussnehmenden Parameter berücksichtigt.

$$E_{s,BDS} = f(f_c, d_s) \quad (5.3-3)$$

Bei der Funktionsdefinition wird von einem reinen Einfluss des Seildurchmessers ausgegangen. Betrachtungen hinsichtlich der Schlaglänge bzw. des Verhältnisses  $l_s/d_s$  sind aufgrund der praxisüblich verwendeten Seilkonfigurationen nicht einbezogen. Der Vergleich der Ergebnisse der Dehnungen von reinen und betondurchdrungenen Drahtseilen zeigt hier deutlich den Einfluss des Seildurchmessers auf.

Die nachfolgenden Abbildungen zeigen die sich aus den Versuchen ergebenden mittleren Seilelastizitätsmoduln  $E_{s,DS}$  und  $E_{s,BDS}$  in Abhängigkeit der verwendeten Betondruckfestigkeit  $f_{cm,cube}$  (Bild 5-7) und des Seilnennendurchmessers  $d_s$  (Bild 5-8).



**Bild 5-7:** Abhängigkeit Seilelastizitätsmodul – Betondruckfestigkeit

Bei den Auswertungen hinsichtlich des Einflusses der Betondruckfestigkeit sind die Ergebnisse, welche für die reinen Stahlseile gewonnen wurden, wie auch bei den Betrachtungen der Seildehnungen mit einer fiktiven Betondruckfestigkeit  $f_c = 0$  N/mm<sup>2</sup> angesetzt. Das bedeutet, dass der Seilelastizitätsmodul mit geringer werdender Betondruckfestigkeit eine Annäherung an die Ergebnisse eines reinen Stahlseils gemäß Gl. (5.3-4) erfährt.

<sup>17</sup> Im Folgenden als  $E_{s,BDS}$  bezeichnet.

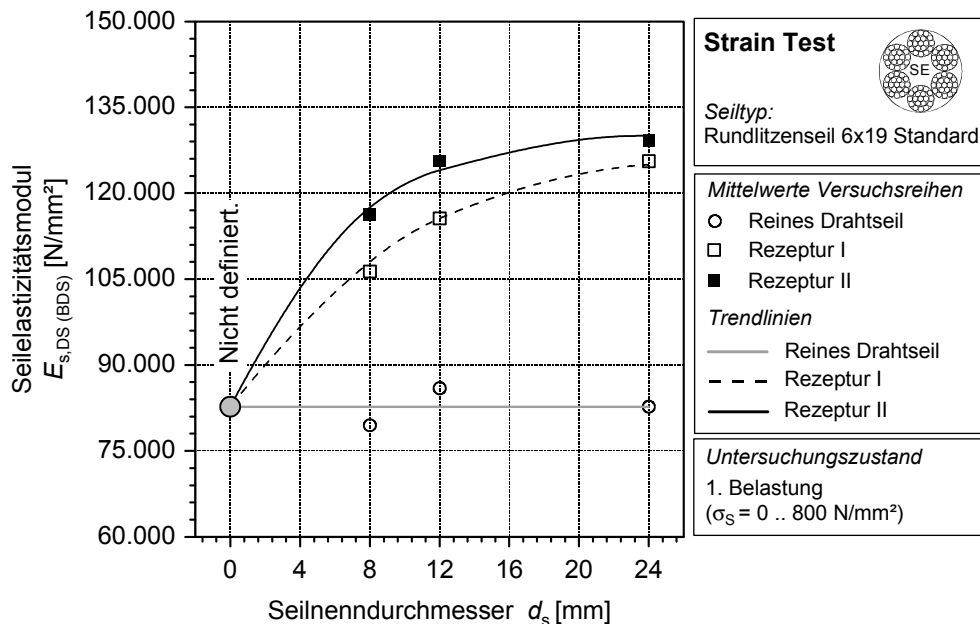
$$E_{s,BDS}(f_c = 0 \text{ N/mm}^2, d_s) = E_{s,DS} \quad (5.3-4)$$

Gl. (5.3-4) ist eine vom Autor getroffene Annahme, welche die Einflussfunktion der Betondruckfestigkeit im Grenzwert  $f_c = 0 \text{ N/mm}^2$  definieren soll. Bezüglich der Bestimmung des Seilelastizitätsmoduls des Betondrahtseils sichert Gl. (5.3-4) eine auf der sicheren Seite liegende Funktion zu. Ein Beton mit  $f_c \approx 0 \text{ N/mm}^2$  wird durch die Reduzierung bzw. für den Grenzfall  $f_c = 0 \text{ N/mm}^2$  durch das vollständige Herausnehmen des Zementanteils aus der Rezeptur erreicht. Durchsetzt man das Drahtseil mit dem übrig bleibenden Zuschlag/Wasser Gemisch, so ist es jedoch wahrscheinlich, dass auch diese Durchdringung das Dehnverhalten beeinflusst. Im Gegensatz zur Durchsetzung mit Betonfeinstbestandteilen kann sich keine feste Struktur ausbilden. Die sich ergebenden Dehnungen werden nur durch die eingedrungenen Feinstanteile im Zuschlaggemisch beeinflusst. Aufgrund der fehlenden Versuchsergebnisse für diesen Grenzbereich wird die in Gl. (5.3-4) definierte Festlegung getroffen.

Die Diagramme zeigen nichtlineare Zusammenhänge zwischen Betondruckfestigkeit und Seilelastizitätsmodul für die untersuchten Betondrahtseile gemäß Ausdruck (5.3-5).

$$f_c \sim E_{s,BDS} \quad (5.3-5)$$

Der E-Modul wird infolge der Betondurchdringung deutlich gesteigert, wobei ein Abflachen der Kurvenscharen mit zunehmender Betonfestigkeit festgestellt werden kann. Die theoretischen Überlegungen hinsichtlich eines steigenden E-Moduls bei ebenfalls steigender Betondruckfestigkeit konnten bestätigt werden. In den Versuchen ergaben sich die höchsten E-Moduln unter Verwendung von Rezeptur II (höchste untersuchte Betondruckfestigkeit).



**Bild 5-8:** Abhängigkeit Seilelastizitätsmodul – Seilnenndurchmesser



Hinsichtlich der Auswertung des Einflusses des Seilnenndurchmessers ist von einem imaginären Drahtseildurchmesser  $d_s = 0$  mm ausgegangen worden. Dieser wird benötigt, um die Beschreibung der Einflussfunktion abzugrenzen. Die Vorstellung geht davon aus, dass bei kleiner werdenden Seildurchmessern eine schlechtere Durchdringung des Seilkörpers mit Feinstbestandteilen des Frischbetons eintritt. Der theoretische Grenzfall tritt bei einem fiktiven Seildurchmesser  $d_s = 0$  mm ein. Dieser würde keine Durchdringung des Seilkörpers erlauben, da die für die Durchdringung benötigten Sperren im Seilkörper kleiner wären als die Teilchengröße der Feinstbestandteile des Betons. Hierdurch wäre dieses imaginäre Drahtseil immer mit dem gleichen Seilelastizitätsmodul wie ein reines Drahtseil gemäß Gl. (5.3-6) ausgestattet.

$$E_{s,BDS}(f_c, d_s = 0 \text{ mm}) = E_{s,DS} \quad (5.3-6)$$

Die Verlaufsfunktion der E-Moduln ist jedoch im Punkt  $d_s = 0$  mm, aufgrund der rein theoretischen Existenz dieses Seildurchmessers, nicht definiert (Ausdruck 5.3-7).

$$E_{s,BDS}(f_c, d_s = 0 \text{ mm}) \notin E_{s,BDS}(f_c, d_s) \quad (5.3-7)$$

Aufgrund der Ausführungen in Abschnitt 4.3.3.4.1 hinsichtlich des Dehnverhaltens wird für die Auswertungen ein mittlerer Seilelastizitätsmodul  $E_{s,DS} = \text{const.}$  für die untersuchten *reinen* Drahtseile ( $d_s = 8, 12$  und  $24$  mm) herangezogen.

Die betondurchdrungenen Drahtseile verhalten sich in Bezug zur Abhängigkeit Seildurchmesser-Seilelastizitätsmodul ( $d_s$ - $E_{s,BDS}$ ) unterproportional. Eine Erhöhung des Seildurchmessers bewirkt eine Steigerung des Elastizitätsmoduls des Verbundwerkstoffs Betondrahtseil, wobei der Grad des Einflusses (Wirksamkeit, Steigerung) bei niedrigen Seildurchmessern am größten ist.

$$d_s \sim E_{s,BDS} \quad (5.3-8)$$

Im Folgenden soll die Wirksamkeit der Erhöhung der Betondruckfestigkeit bzw. die Verwendung verschiedener Seildurchmesser in Bezug zum Elastizitätsmodul  $\Delta E_{s,BDS}$  von reinen Drahtseilen und Betondrahtseilen nach Gl. (5.3-9) betrachtet werden.  $E_{s,BDS,I}$  ist der Wert der Ausgangsversuchsreihe (Basiswert) und  $E_{s,BDS,II}$  bzw.  $E_{s,DS}$  ist auf die zu vergleichende Versuchsreihe bezogen.

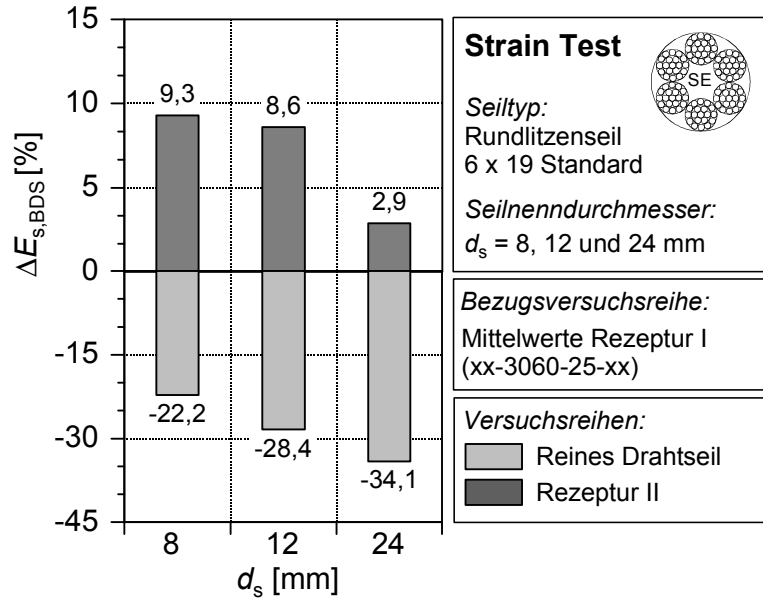
$$\Delta E_{s,BDS} = \frac{E_{s,BDS,I} \cdot 100}{E_{s,BDS,II} \text{ bzw. } E_{s,DS}} - 100 \quad (5.3-9)$$

Es lässt sich feststellen, dass die Anwendung des Seildurchmessers 8 mm die größte Erhöhung von  $E_{s,BDS}$  (9,3 %) bei der Erhöhung der Betonfestigkeit von Rezeptur I zur Rezeptur II zur Folge hat (vgl. Bild 5-9). Ein Seilnenndurchmesser  $d_s = 24$  mm bewirkt lediglich eine Erhöhung von 2,9 % infolge der Verwendung der benannten höheren Betonfestigkeit (Rezeptur II). Zu beachten ist, dass die Durchdringung des Drahtseils mit Beton der Rezeptur I (geringste untersuchte Betondruckfestigkeit) im Vergleich zu reinen Drahtseilen bei größeren Durchmessern eine stärkere Erhöhung des Seilelastizitätsmoduls bewirkt.

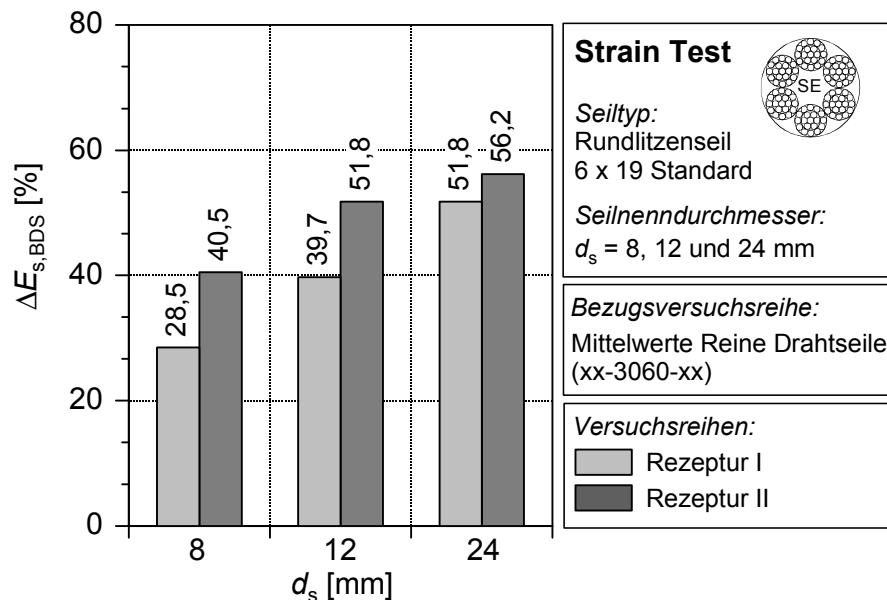
Vom Vorangegangenen ungeachtet, lässt sich feststellen, dass die absolute Erhöhung des Seilelastizitätsmoduls im Vergleich zu den reinen Drahtseilen bei höherem Seildurchmesser am größten ist (siehe Bild 5-10).

Rezeptur I:  $d_s = 8 \text{ mm}$ : 28,5 %  $\Rightarrow$   $d_s = 24 \text{ mm}$ : 51,8 %

Rezeptur II:  $d_s = 8 \text{ mm}$ : 40,5 %  $\Rightarrow$   $d_s = 24 \text{ mm}$ : 56,2 %



**Bild 5-9:** Abweichungen der E-Moduln ausgehend von Rezeptur I



**Bild 5-10:** Abweichungen der E-Moduln ausgehend von reinen Drahtseilen

Auf Grundlage der vorangegangenen Ausführungen lässt sich Gl. (5.3-3) genauer spezifizieren. Die durchgeführten Regressionsrechnungen der Versuchsergebnisse führten zu

Gl. (5.3-10) als Definition für den Sekantenelastizitätsmodul der Betondrahtseile unter Berücksichtigung der Einflussparameter. Untersuchungen verschiedener Ansätze zur Beschreibung der Verlaufsfunktion ergaben für den gewählten Potenzansatz die zutreffendste Übereinstimmung mit den Versuchsergebnissen.

Der Seildurchmesser ist in [mm] und die Betondruckfestigkeit in [N/mm<sup>2</sup>] in Gl. (5.3-10) einzusetzen. Der Seilelastizitätsmodul  $E_{s,BDS}$  ergibt sich in [N/mm<sup>2</sup>].

$$E_{s,BDS}(f_c, d_s) = A \cdot \left[ 1 + (0,06 \cdot d_s^B \cdot f_c^C) \right] \quad (5.3-10)$$

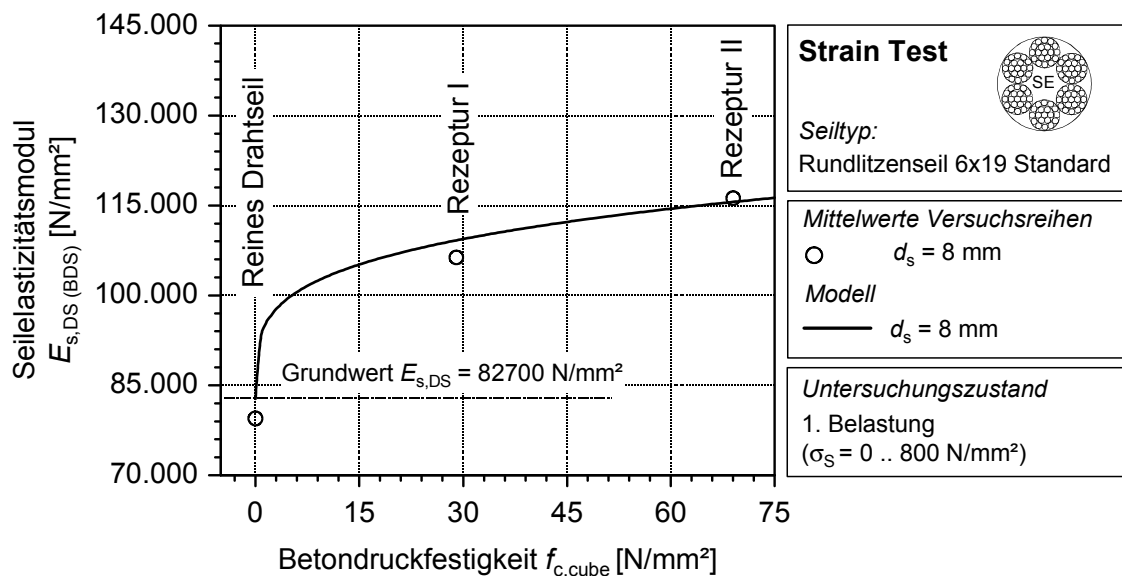
mit:

$A = 82700$  Grundwert und gleichzeitig Sekantenelastizitätsmodul der reinen Drahtseile  $E_{s,DS}$  in [N/mm<sup>2</sup>].

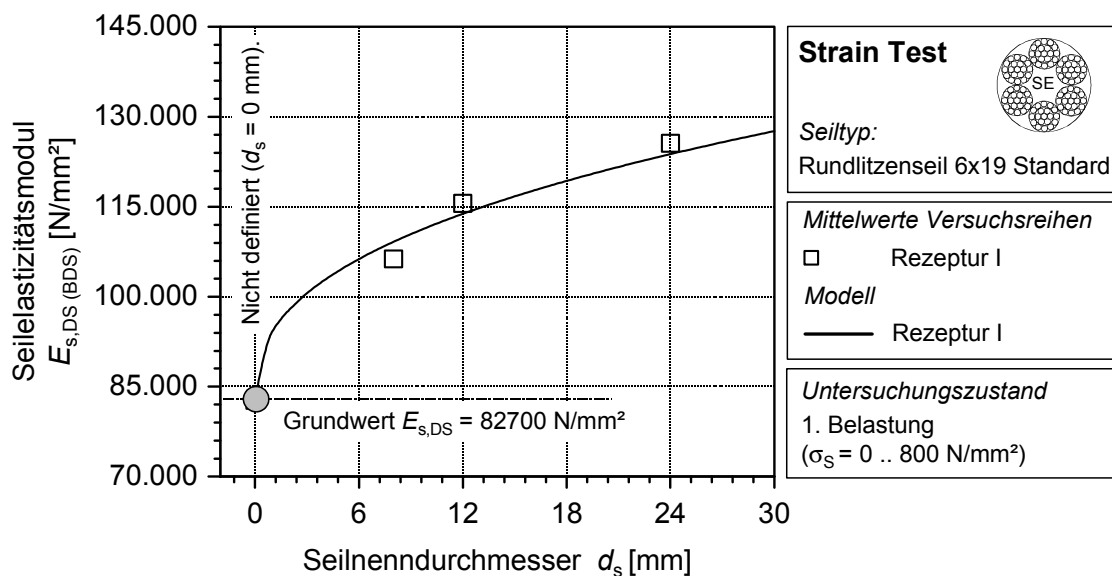
$B = 0,38$  Exponent der Einflussfunktion des Seildurchmessers

$C = 0,23$  Exponent der Einflussfunktion der Betondruckfestigkeit

Hierbei wurde die untere Abgrenzung zu den reinen Drahtseilen bei den theoretischen Werten  $d_s = 0$  mm und  $f_c = 0$  N/mm<sup>2</sup> unter Beachtung der Einschränkung gemäß Gl. (5.3-7) berücksichtigt. Es ist weiterhin zu beachten, dass Gl. (5.3-10) im Punkt  $d_s = 0$  mm aufgrund der fehlenden Existenz dieses Seildurchmessers nicht definiert ist. Bild 5-11 zeigt beispielhaft den Verlauf der Sekantenmoduln beim Seilnennendurchmesser 8 mm in Abhängigkeit der Betondruckfestigkeit im Vergleich zwischen Versuchsergebnissen und Modellbildung.



**Bild 5-11:** Vergleich E-Modul Modell und Versuchsergebnisse



**Bild 5-12:** Vergleich E-Modul Modell und Versuchsergebnisse (Rezeptur I)

In Bild 5-12 werden die E-Moduln unterschiedlicher Seildurchmesser (Versuchsergebnisse) mit der definierten Verlaufsfunktion  $E_{s,BDS}(f_c, d_s)$  für die Rezeptur I mit  $f_c = 29 \text{ N/mm}^2$  dargestellt. Die Eignung des gewählten Ansatzes wird durch die Darstellungen deutlich.

### 5.3.2.3 Tangentenmodul

Die Betrachtungen des vorhergehenden Abschnitts erlauben keine Auswertungen des Seilelastizitätsmoduls zwischen zwei beliebigen Zugspannungen. Des Weiteren erfolgt keine exakte Berücksichtigung des vorliegenden Dehnungsverlaufs der einbetonierten Drahtseile. Die Einschätzung der Konsolidierung der Drahtseilstruktur blieb bisher weitgehend unberücksichtigt.

Die folgenden Ausführungen zeigen die Berechnung des Seilelastizitätsmodul an den jeweiligen Zugspannungen der Belastungskurve<sup>18</sup>, mittels Tangentenkonstruktion an die Seilzugspannungs-Dehnungskurve. Hierdurch besteht prinzipiell die Möglichkeit der Berechnung von E-Moduln an beliebiger Stelle bzw. zwischen zwei beliebigen Spannungsniveaus.

Es lässt sich der im vorhergehenden Abschnitt ausgewertete Sekantenmodul  $E_{s,BDS}(0,800)$  aus dem Verlauf der Tangentenmoduln berechnen. Hierzu wird die Seildehnung  $\varepsilon_s$  bei der oberen Seilzugspannung  $\sigma_{s,ob} = 800 \text{ N/mm}^2$  benötigt. Die Berechnung erfolgt durch Integration aus dem spannungsabhängigen Tangentenseilelastizitätsmodul  $E_t$  gemäß Gl. (5.3-11).

<sup>18</sup> erste Belastung  $\sigma_s = 0$  bis  $800 \text{ N/mm}^2$

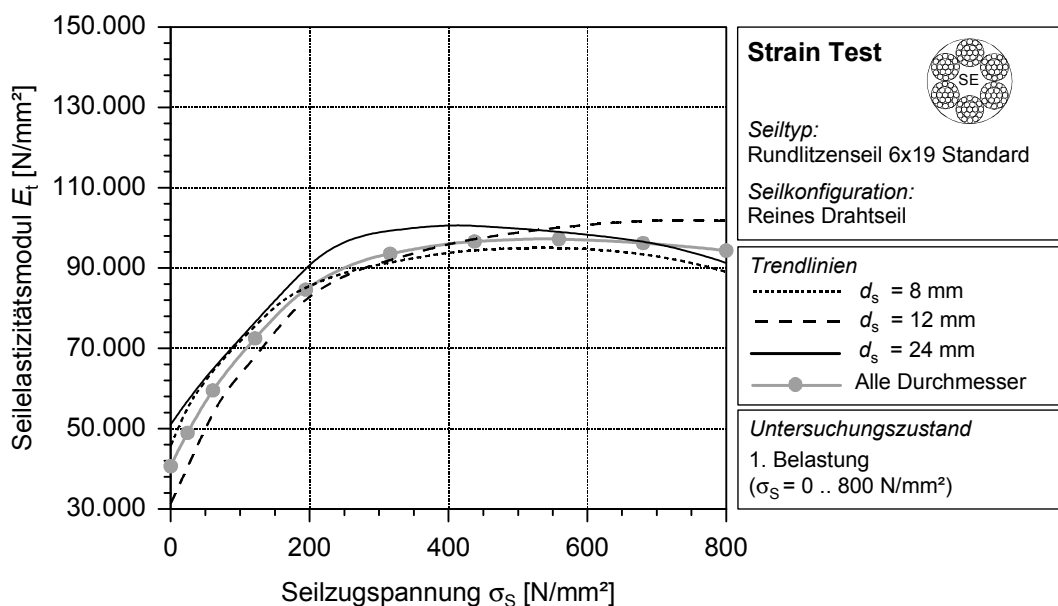
$$\varepsilon_S = \int_{\sigma_{S,unt} = 0}^{\sigma_{S,ob} = 800 \text{ N/mm}^2} \frac{1}{E_t(\sigma_S)} d\sigma_S \quad (5.3-11)$$

Anschließend kann der Sekantenelastizitätsmodul  $E_{s,BDS}$  (0,800) nach Gl. (5.3-12) ermittelt werden.

$$E_{s,BDS} = \frac{\sigma_{S,ob}}{\varepsilon_S} = \frac{800 \text{ N/mm}^2}{\varepsilon_S} \quad (5.3-12)$$

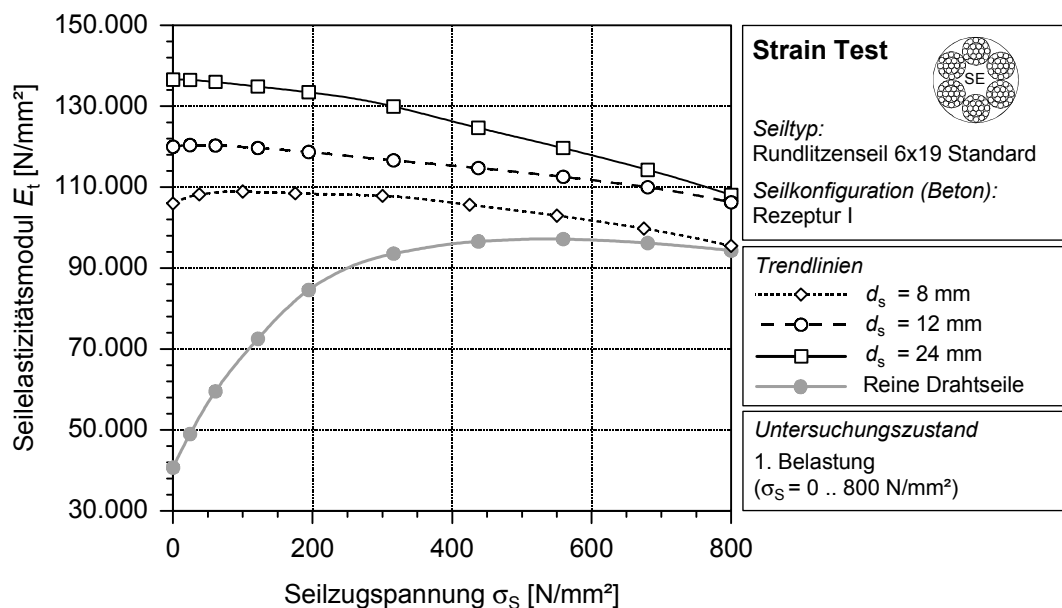
Die folgenden Bilder zeigen die Verläufe der Tangentenmoduln in Abhängigkeit der Seilzugspannung während der 1. Belastungsphase jeweils für die reinen Drahtseile, für Rezeptur I und Rezeptur II. In den Diagrammen sind die drei untersuchten Durchmesser und der sich aus der Regressionsrechnung ergebende Verlauf von  $E_t$  der reinen Drahtseile dargestellt.

Bild 5-13 zeigt den typischen Verlauf des Tangentenmoduls reiner nicht einbetonierter Drahtseile. Abgeleitet aus dem Verlauf der Arbeitslinie steigt der Modul zunächst stark an. In diesem Bereich werden die einzelnen Drähte und Litzen im Querschnitt aktiviert und schmiegen sich aneinander. Es erfolgt eine Konsolidierung des Seilquerschnitts mit ansteigendem E-Modul. Aufgrund des Wendepunktes in der Arbeitslinie fällt der Tangentenmodul näherungsweise ab der Hälfte der Bruchkraft wieder ab.



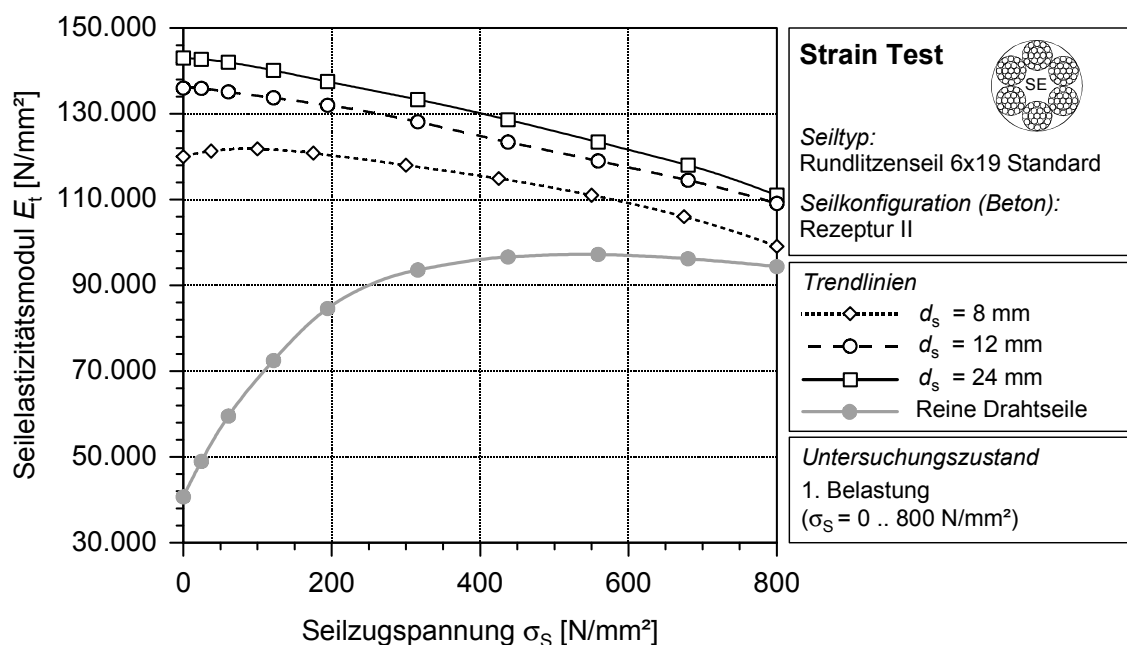
**Bild 5-13:** Verlauf Tangentenmodul, reine Drahtseile

Die Bilder 5-14 und 5-15 zeigen den Verlauf der Tangentenmoduln der betondurchdrungenen Drahtseile. Es wird deutlich, dass aufgrund des veränderten spannungsabhängigen Dehnungsverlaufs sich auch ein differenter Verlauf der Tangentenmoduln einstellt.



**Bild 5-14:** Geglätteter Verlauf Tangentenmodul, Rezeptur I

Im Vergleich zu den reinen Drahtseilen stellt sich der maximale E-Modul in Abhängigkeit von der Betondruckfestigkeit und vom Seildurchmesser deutlich früher ein. Wie Bild 5-14 zeigt, kann der maximale E-Modul bereits bei Belastungsbeginn vorliegen. Die geringe bzw. u. U. nicht existente Ausbildung des progressiv ansteigenden Astes der Dehnungskurve bei Betondrahtseilen gemäß Bild 4-22 wird hierdurch deutlich. Danach erfolgt ein stetiges leicht nichtlineares Abfallen der Verlaufskurven.



**Bild 5-15:** Geglätteter Verlauf Tangentenmodul, Rezeptur II

Wie auch schon die Auswertungen der Dehnungen zeigten, gibt es klare Einflüsse durch die Betondruckfestigkeit und den Seildurchmesser auf den Verlauf bzw. die Größe der

Tangentenmoduln. Zusammenfassend lässt sich formulieren, dass ein größerer Seildurchmesser auch höhere Tangentenmoduln hervorruft. Die Neigung der Verlaufsfunktion ist jedoch bei größeren Durchmessern steiler. Dies deutet auf eine höhere Konsolidierung der Seilstruktur und damit verbundenen Energieverbrauch während der Belastungsphase hin. Dies wird möglich durch den höheren Anteil an betondurchsetzten Raum im Betondrahtseil bei größeren Seildurchmessern.

Die funktionale Definition des Verlaufs der Tangentenmoduln ist folglich durch drei Eingangsparameter geprägt. Allgemein lässt sich dies durch Gl. (5.3-13) beschreiben.

$$E_t = f(\sigma_s, f_c, d_s) \quad (5.3-13)$$

Die Kurvenscharen der verschiedenen Seildurchmesser und Betondruckfestigkeiten sind in Richtung des Verlaufs der Tangentenmoduln der reinen Seile geneigt. Mit zunehmender Seilzugspannung wird der Abstand der Tangentenmoduln der Betondrahtseile und der reinen Drahtseile geringer. Somit erfolgt mit abnehmendem Durchmesser bzw. mit kleiner werdender Betondruckfestigkeit ein Anschmiegen der Kurven an den Verlauf der reinen Stahlseile. Die Gründe hierfür liegen in dem bereits erläuterten Sachverhalt der schlechteren Durchdringung der Seilkörper bei kleinerem Seildurchmesser und der abnehmenden Festigkeit der seildurchsetzten Betonstruktur bei niedriger werdenden Betondruckfestigkeiten.

Die mathematische Beschreibung der Tangentenmoduln erfolgt gemäß Gl. (5.3-14) über die Addition der Grundfunktion zur Erfassung des Tangentenmoduls der reinen Rundlitzenseile  $E_{t,Gf}(\sigma_s)$  und einem zusätzlichen Anteil  $E_{t,Zus}(\sigma_s, f_c, d_s)$ , welcher die Eigenschaften der Betondrahtseile berücksichtigt.

$$E_t(\sigma_s, f_c, d_s) = E_{t,Gf}(\sigma_s) + E_{t,Zus}(\sigma_s, f_c, d_s) \quad (5.3-14)$$

Hierbei wird jedoch nicht die bereits bekannte Gl. (2.5-7) für die Grundfunktion verwendet. Der Grund hierfür ist die dabei fehlende Erfassung der abfallenden Tangentenmoduln im Bereich von ca. halber Bruchkraft bis zur Bruchkraft. Es wird eine neue Funktion  $E_{t,Gf}(\sigma_s)$  gemäß Gl. (5.3-15) definiert, welche bis zur Seilzugspannung  $\sigma_s = 800 \text{ N/mm}^2$  die Versuchsergebnisse der 1. Belastung berücksichtigt und darüber hinaus ein Abfallen der E-Moduln bis zur rechnerischen Bruchlast  $F_r$  ( $\sigma_{s,r} = 1770 \text{ N/mm}^2$ ) erfasst.

$$E_{t,Gf}(\sigma_s) = E_{t,A} + 280 \cdot \sigma_s \cdot e^{(-1,8 \cdot 10^{-3} \cdot \sigma_s)} \quad (5.3-15)$$

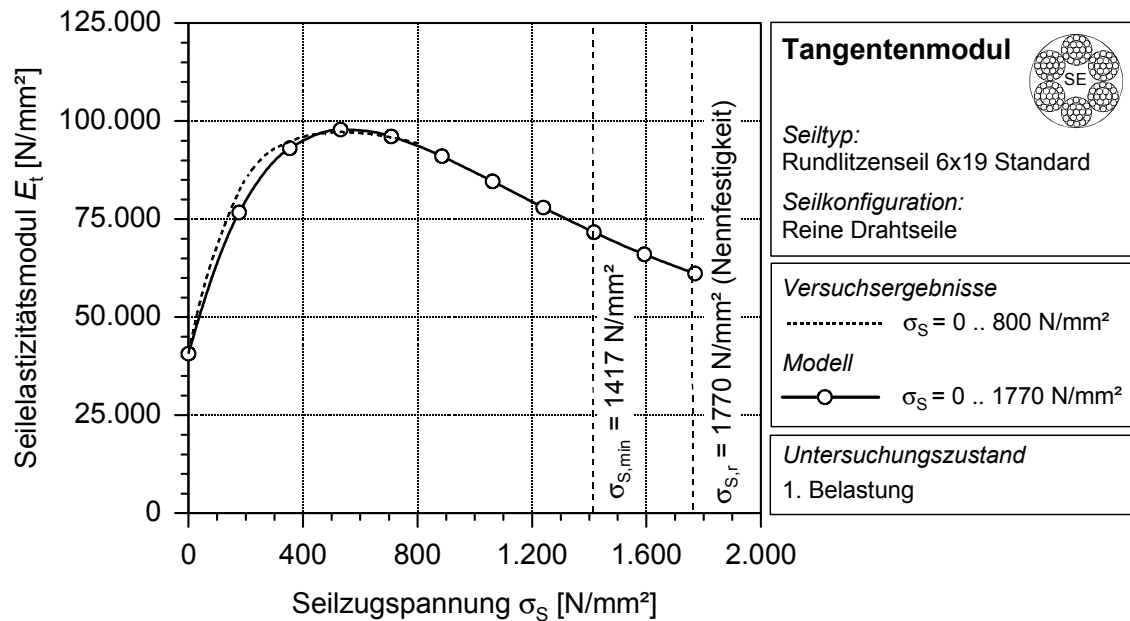
mit:

$$E_{t,A} = 40670 \text{ N/mm}^2 \quad \text{Anfangstangentenmodul}$$

Es wurden auch hier verschiedene Ansätze getestet, wobei die vorgestellte Exponentialfunktion die größte Übereinstimmung mit den Versuchsergebnissen aufweist. Die abfallende Funktion der E-Moduln bis zur rechnerischen Bruchlast wurde so gewählt, dass sich innerhalb der Arbeitslinie bei Erreichen der Spannung  $\sigma_{s,r} = 1770 \text{ N/mm}^2$  die Deh-

nungen aus der 16. Belastung gemäß den durchgeführten Versuchen ergeben. Der gewählte Ansatz stellt eine auf der sicheren Seite liegende Näherung, aufgrund der geringeren Dehnungen bei der Erstbelastung, dar.

In Bild 5-16 wird die Modellbildung der Grundfunktion den Regressionsanalysen aus den Versuchsergebnissen gegenübergestellt. Es zeigt sich das Ansteigen der E-Moduln bis zum Wendepunkt der Arbeitslinie. Danach erfolgt ein stetiges Abfallen der Tangentenmoduln bis zum Erreichen der Nennfestigkeit ( $\sigma_{s,r} = 1770 \text{ N/mm}^2$ ).



**Bild 5-16:** Tangentenmodul reine Drahtseile, Modell und Versuchsergebnisse

Der zusätzliche Anteil an den Tangentenmoduln  $E_{t,Zus}(\sigma_s, f_c, d_s)$  für die Betondrahtseile lässt sich gemäß Gl. (5.3-16) beschreiben.

$$E_{t,Zus}(\sigma_s, f_c, d_s) = d_s^A \cdot f_c^B \cdot \left[ 2,8 \cdot 10^{-16} \cdot (\sigma_s - \sigma_{s,r})^6 - (\sigma_s - \sigma_{s,r}) \right] \quad (5.3-16)$$

mit:

$\sigma_{s,r} = 1770 \text{ N/mm}^2$       Nennfestigkeit

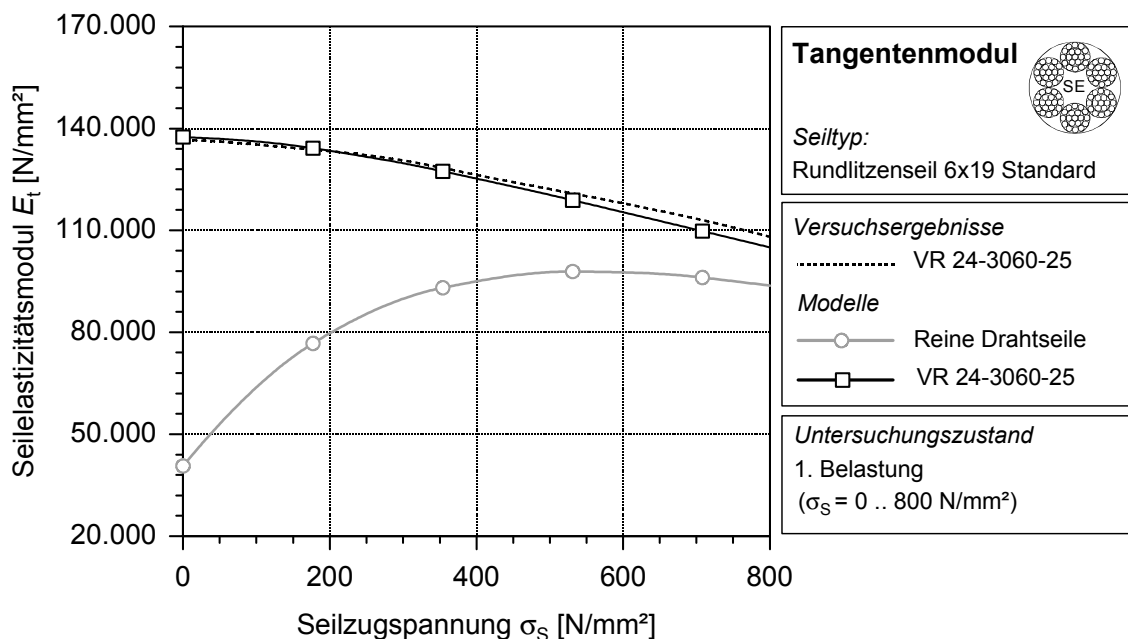
$A = 0,43$       Exponent der Einflussfunktion des Seildurchmessers

$B = 0,26$       Exponent der Einflussfunktion der Betondruckfestigkeit

Aufgrund des Polynomansatzes 6. Grades und der exponentiellen Grundfunktion unterscheiden sich die Exponenten der Einflussfunktionen von den Definitionen des Sekantenmoduls gemäß Gl. (5.3-10).

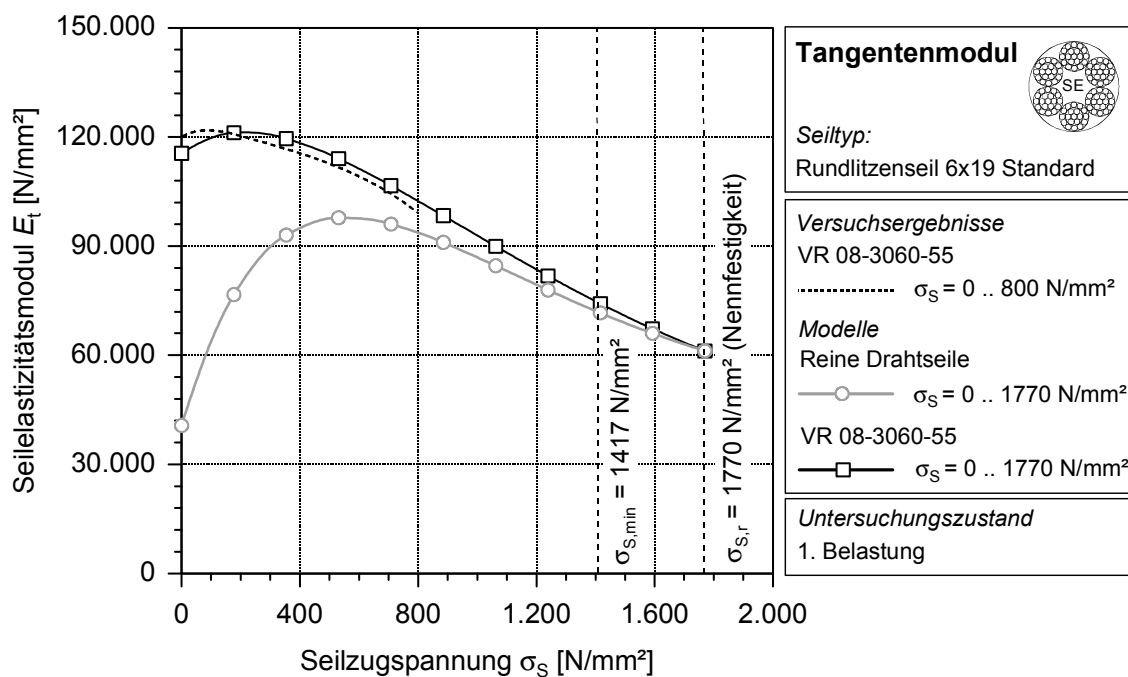
In Bild 5-17 wird exemplarisch der Modellansatz den Versuchsergebnissen der Versuchsreihe des Seildurchmessers 24 mm unter Verwendung der Rezeptur I (VR 24-3060-25) gegenübergestellt.





**Bild 5-17:** Tangentenmodul Modell und Versuchsergebnisse (VR 24-3060-25)

Bild 5-18 zeigt den Verlauf der Tangentenmoduln für das Betondrahtseil mit einem Nenndurchmesser  $d_s = 8$  mm unter Verwendung von Rezeptur II (VR 08-3060-55). Es wird deutlich, dass das Modell die stärkere Ausprägung des progressiv ansteigenden Bereichs (Detail A, Bild 4-21) der Arbeitslinie bei kleiner werdenden Durchmessern berücksichtigt. Der Vergleich zu Bild 5-17 macht deutlich, dass dieses Verhalten bei den untersuchten Durchmessern 24 mm nicht mehr ausgebildet ist.



**Bild 5-18:** Tangentenmodul Modell und Versuchsergebnisse (VR 08-3060-55)

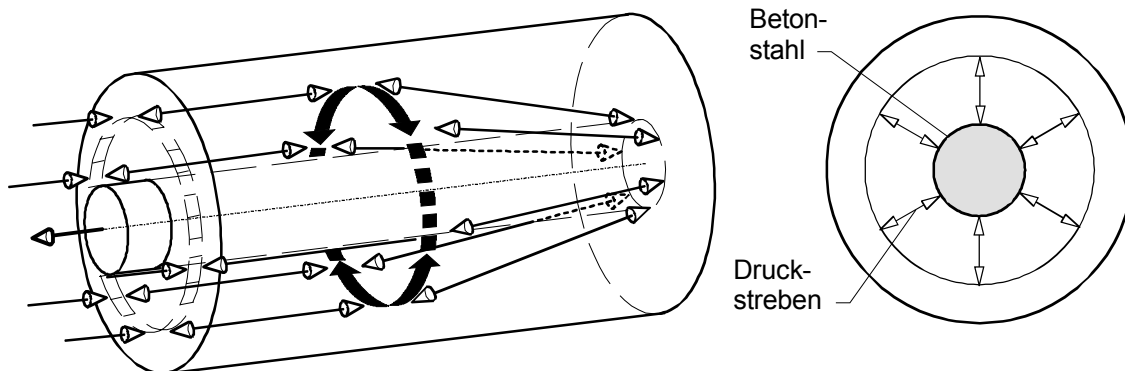
Es zeigt sich eine gute Übereinstimmung zwischen der qualitativen und quantitativen Charakteristik des Modells und den Versuchsergebnissen und bestätigt den gewählten Ansatz für die Berechnung von  $E_t(\sigma_s, f_c, d_s)$ .

Es wurde somit die prinzipielle Möglichkeit geschaffen, das spannungsabhängige Längsdehnverhalten der einbetonierten Seile über eine bestimmte Verbundlänge zu erfassen.

#### 5.4 Verbundmechanismus zwischen Drahtseil und Beton

Die Übertragung der Verbundkräfte erfolgt über Druckstreben, welche sich auf den Rippen abstützen. Das Gleichgewicht wird hierbei über ringförmig verlaufende Zugkräfte hergestellt. Die Ausbildung der Rippen wird bei einem Rundlitzenseil durch die spiralförmige Struktur der Litzen und deren Drähte gebildet. Hierbei spielt wie bereits erläutert, die Sekundärstruktur der Litzen eine untergeordnete Rolle.

Der wirkende Mechanismus bei der Verbundkraftübertragung zwischen Rundlitzenseil und Beton unterscheidet sich hierdurch vom Verbundverhalten eines Betonstahls. In den Modellvorstellungen des Verbundes von Betonstahl wurde die Neigung der Rippen in Richtung der Stablängsachse vernachlässigt. Es bildete sich ein Kräftesystem gemäß Bild 5-19 aus. Die Druckstreben sind polartig in Richtung Stabmittelpunkt gerichtet.



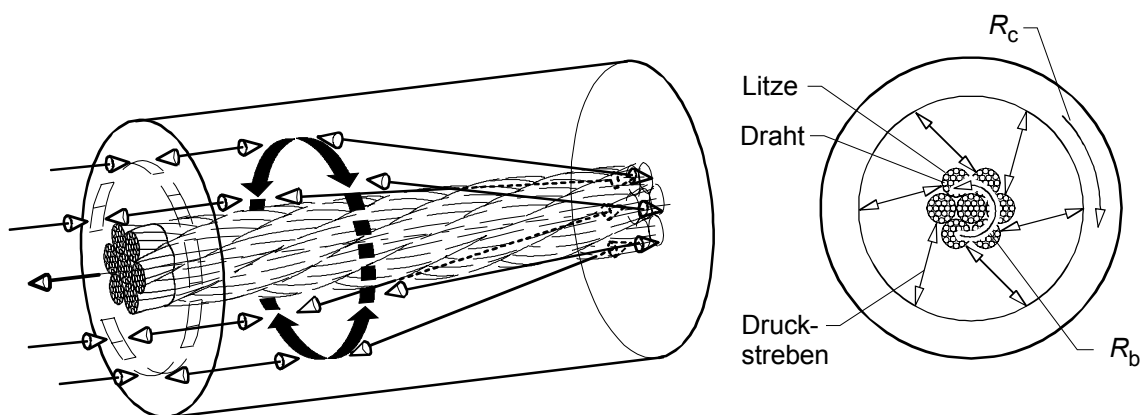
**Bild 5-19:** Kräftesystem Pull-Out Test; Betonstahl

Beim einbetonierten Rundlitzenseil ist die Neigung der Litzen nicht mehr vernachlässigbar. Die mittlere Neigung der Litzen zur Seilachse beträgt bei den untersuchten Seilen  $18^\circ$ . Hierdurch bildet sich ein umlaufendes räumliches Drucksstrebensystem gemäß Bild 5-20 aus.

Die beschriebene Verdrillung des Seilkörpers führt zu einer Torsionsbeanspruchung. Das entstehende Drehmoment würde ein Herausschrauben des Seiles aus dem Betonkörper bewirken. Wie bereits in Abschnitt 4.2.2.3 ausführlich beschrieben, kann dieser Effekt in realen Bauteilen im Rissbereich nicht auftreten.

Das rotierende Stabwerk in Bild 5-20 wird durch die Widerstände  $R_c$  und  $R_b$  an der Drehung behindert. Am Seilkörper wirken den Druckstreben hauptsächlich die Betonkonsole zwischen den Litzen und Drähten als Verbundwiderstand  $R_b$  entgegen.

In Höhe des Zugrings kann die entgegenwirkende Widerstandskraft  $R_c$  angetragen werden. Diese hält das Druckstrebensystem im Gleichgewicht. Folglich führt die Verbundbeanspruchung zu einer Drehung des Prüfkörpers. Im Allg. wird diese Torsionswirkung von der Prüfkörper- und Versuchskonstruktion aufgenommen.



**Bild 5-20:** Kräftesystem Pull-Out Test; Rundlitzenseil

Seile weisen unter Zugbeanspruchung eine relativ große Querkontraktion auf. Der eindringende und erhärtende Beton von Betondrahtseilen reduziert diese Querkontraktion wesentlich. Die vorhandene Querdehnung unter bestimmten Beanspruchungssituationen ist jedoch immer noch höher als bei einem stählernen Vollquerschnitt (Betonstahl). Dieser Effekt ist mit einer Reduzierung des Scherverbundes gemäß Abschnitt 3.2 bei einbetonierten Drahtseilen verbunden.

Für die weiteren Betrachtungen und Berechnungsmodelle wird der komplexe räumliche Verbundbereich auf ein ebenes Problem reduziert. Die Erfassung der Verbundtragfähigkeit erfolgt über Verbundspannungen, denen Verschiebungen zugeordnet sind. Die Beschreibung des gesamten Verbundbereichs mit dem umliegenden Beton soll an dieser Stelle nicht Gegenstand der rechnerischen Erfassung des Verbundverhaltens einbetonierter Drahtseile sein.

## 5.5 Einfluss der Parameter auf den Verbund

### 5.5.1 Einfluss der Verzinkung der Drähte des Stahlseils

#### 5.5.1.1 Zweck der Verzinkung

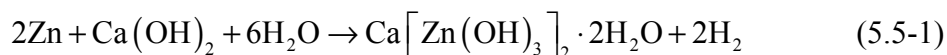
Der Einsatz verzinkter Bewehrung ist aus dem konventionellen Betonbau bekannt. Infolge Karbonatisierung des Betons oder starker Einwirkung aggressiver Substanzen, z.B. bei geringer Betondeckung oder maritimer Umgebung kann der Korrosionsschutz der Bewehrung basierend auf dem alkalischen Milieu des Betons beeinträchtigt sein. Für diese Anwendungssituationen kann ein zusätzlicher Korrosionsschutz in Form einer Verzinkung zweckmäßig sein.

Der Verzicht auf eine Verzinkung der Stahldrähte des Seilkörpers ist für den geplanten Einsatzzweck im Betonbau auszuschließen. Folgende Ausführungen sollen dies verdeutlichen. Im Hinblick auf einen bestmöglichen Verbund sind die Stahlseile ohne Schmiermittel zu verwenden. Ein „trockenes“ blankes Seil (ohne Schmiermittel und Verzinkung) würde vor dem Einbau einer verstärkten Korrosion ausgesetzt sein. Aufgrund der dünnen Drahtdurchmesser von wenigen Millimetern wäre die notwendige Zugfestigkeit des gesamten Drahtseils nicht mehr sichergestellt.

#### 5.5.1.2 Theoretische Betrachtungen zum Kontaktbereich Zink und Beton

Zahlreiche Forschungsarbeiten [109, 83, 80, 20] untersuchten den Einsatz verzinkter Bewehrung im Stahlbetonbau. Die physikalischen und chemischen Prozesse im Bereich des Verbundes zwischen verzinktem Stahl und Beton sind weitestgehend bekannt und erlauben die sichere Anwendung.

Das Verhalten des Zinks im Beton wird durch den amphoteren Charakter des Metalls und durch die Bildung einer passivierenden Schutzschicht geprägt. Hierbei kommt es im Kontaktbereich zwischen Bewehrung und Beton zu einer Reaktion gemäß Gl. (5.5-1) zwischen der Zinkschicht (Zn) und dem sich bildenden Calciumhydroxid ( $\text{Ca}(\text{OH})_2$ ) des Betons. Es wird unter Freisetzung von Wasserstoff ( $\text{H}_2$ ), Calciumhydroxozinkat ( $\text{Ca}[\text{Zn}(\text{OH})_3]_2 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$ ) gebildet [109].



Infolge der beschriebenen Reaktion und deren Reaktionsprodukten kommt es zu einer starken Beeinflussung des Verbundbereichs zwischen Bewehrung und umgebenden Beton. In Abhängigkeit der Reaktion kann einerseits eine verbesserte Verzahnung<sup>19</sup> zwischen Zinkauflage und umgebenden Beton aber andererseits durch die Wasserstoffentwicklung ein aufgelockerter Verbundbereich beobachtet werden. Die beschriebenen Phänomene sind bezüglich der Verbundfestigkeit verzinkter Bewehrung gegenläufig

<sup>19</sup> Bildung faseriger Bestandteile innerhalb der Hydratationsprodukte (KOCH [66], NÜRNBERGER [95])

und in Ablauf und Stärke von vielen Faktoren abhängig. Als maßgebend wird der Chromatgehalt des Zements angesehen [20, 80].

Schlussfolgernd hieraus kann für das Verbundverhalten einbetonierter verzinkter Bewehrung folgendes konstatiert werden: Im Bereich kleiner Verschiebungen ( $s \leq 0,01$  mm) fallen die Verbundspannungen höher aus als bei nicht verzinkter Bewehrung. Der Grund hierfür sind die höheren Haftspannungen infolge der beschriebenen Reaktion. Wurde der unmittelbare Verbundbereich durch eine starke Wasserstoffbildung gestört (poröse Betonstruktur), tritt im Bereich höherer Verschiebungen nur eine leichte Zunahme der Verbundspannungen auf [80].

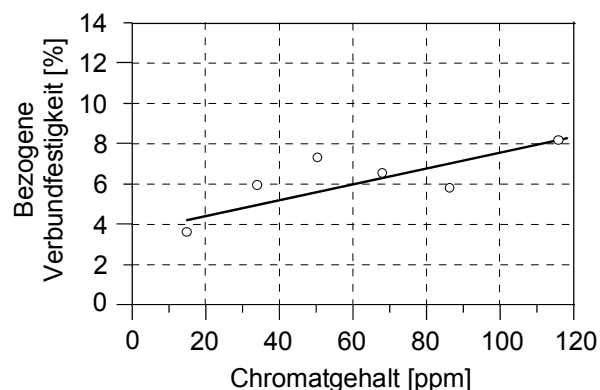
### 5.5.1.3 Einfluss des Chromatgehalts des Zements

Der in Gl. (5.5-1) beschriebene chemische Prozess wird maßgeblich durch Chromat als reaktionsbehinderndes Element beeinflusst. Daher kommt dem Chromatgehalt des verwendeten Zements eine besondere Bedeutung zu.

Der größte Teil des Chroms im Zement liegt in unlöslicher Form vor. Der wasserlösliche Anteil wird während der Verarbeitung initiiert und fällt in Form des 6-wertigen Chromats  $Cr^{6+}$  mit im Mittel 10 bis 20 % des Gesamtchromanteils an. Um den Anforderungen der Technischen Regel für Gefahrstoffe TRGS 613 [127] zu genügen, werden gegebenenfalls geeignete Reduktionsmittel verwendet, die den wasserlöslichen Anteil des Chroms senken.

REHM/LÄMMKE [109] und BURGGRABE [20] führten verschiedene Versuche durch, welche den Verbundbereich in Abhängigkeit vom Chromatgehalt des verwendeten Zements untersuchten.

BURGGRABE [20] untersuchte den Einfluss der Haftfestigkeit in Abhängigkeit vom Chromatgehalt des Zements. Er bestätigte, die zuvor erläuterte bessere Haftung infolge der Ausbildung langfaseriger Calciumsilikathydrat-Kristalle beim Einbau des Calciumhydroxozinkats in die Hydratationsprodukte. Wie in Bild 5-21 deutlich wird, konnte festgestellt werden, dass mit zunehmenden Chromatgehalt die Haftfestigkeit ansteigt.



**Bild 5-21:** Abhängigkeit der Verbundfestigkeit vom Chromatgehalt Auszug aus [20]

Die Tests von REHM und LÄMMKE [109] bezogen u.a. die Wasserstoffbildung bei der Calciumhydroxozinkatbildung in ihre Untersuchungen ein. Es wurden Zemente mit unterschiedlichen Chromatgehalten untersucht. Die nachfolgende Tabelle fasst auszugswise relevante Beobachtungen bei den Probekörpern (Probenalter: 7 Tage) zusammen.

**Tabelle 5-2:** Auszug aus den Beobachtungen von REHM/LÄMMKE [109]

Probe	Chromat- gehalt [ppm]	Calcium- hydroxozinkat	anhaftender Mörtel	Porenentwicklung
A	1,3	deutlich vorhanden	deutlich vorhanden	deutlich vorhanden
B	5,4	deutlich vorhanden	deutlich vorhanden	Spuren
C	11,3	deutlich vorhanden	Spuren	nicht vorhanden

Es lässt sich erkennen, dass mit zunehmenden Chromatgehalt der Zemente die Porenentwicklung abnimmt. Gemäß Tabelle 5-2 waren bei einem Chromatgehalt von 11,3 ppm keine Poren erkennbar. Die Beobachtungen lassen den Schluss zu, dass die Wasserstoffbildung bei diesem Chromatgehalt keine negativen Effekte (aufgelockerte Betonstruktur) bezüglich des unmittelbaren Verbundbereichs hervorrufen wird.

Unter Verwendung von chromatreichen Zementen können die Verbundspannungen von verzinkter Bewehrung auf ein Vielfaches der Werte von unverzinkter Bewehrung ansteigen [95]. Hierbei ist zu beachten, dass gemäß der Branchenregelung „chromatarme Zemente und Zubereitungen“ der deutschen Zementindustrie der wasserlösliche Anteil des Chromats im Zement auf 2 ppm beschränkt wird [136]. Dieser Wert ist konform der Technischen Regel für Gefahrstoffe TRGS 613 [127] und soll auch unter ungünstigen Analysebedingungen eingehalten sein. Es wird deutlich, dass Betrachtungen hinsichtlich höherer Chromatgehalte im Zement für eine mögliche Verbesserung des Verbundverhaltens nur von theoretischem Interesse sind.

#### 5.5.1.4 Betrachtungen zu den eigenen Versuchen

In den eigenen Untersuchungen zum Verbundverhalten einbetonierter Stahlseile kamen, wie in Abschnitt 4 erläutert, verzinkte Rundlitzenseile (6 x 19 Standard) zum Einsatz. Die Kenntnisse hinsichtlich der Besonderheiten des Verbundes von verzinktem Betonstahl in Beton lassen sich auch auf die angewendeten verzinkten Rundlitzenseile übertragen. Es tritt jedoch beim Einsatz von Stahlseilen im Beton ein zusätzlicher Effekt auf, welcher im Folgenden erläutert werden soll.

Für die experimentellen Untersuchungen kamen zwei Zemente mit differenten Chromatgehalten gemäß nachfolgender Tabelle 5-3 zum Einsatz. Der wasserlösliche Anteil des Chroms lag beim Zement CEM I 32,5 R unter 2 ppm, beim CEM I 52,5 R unter 1 ppm.

**Tabelle 5-3:** Chromatgehalte der verwendeten Zemente [143]

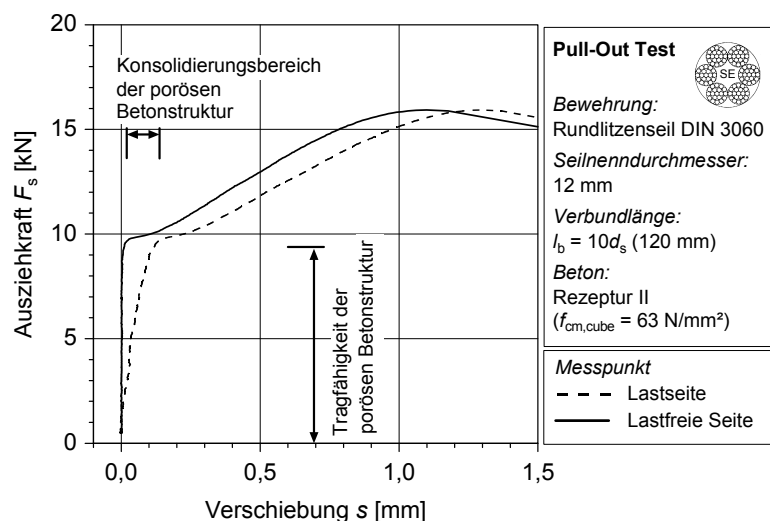
	Rezeptur I	Rezeptur II
Zement	CEM I 32,5 R	CEM I 52,5 R
Chromatgehalt	11 ppm	6 ppm
wasserlöslicher Chromatanteil	<2 ppm	<1 ppm

Bei der Anwendung des CEM I 32,5 R (Rezeptur I) konnten keine Auffälligkeiten im unmittelbaren Verbundbereich (Bild 5-22) festgestellt werden. Der Chromatgehalt des Zements ist mit der Probe C aus Tabelle 5-2 vergleichbar. Die Beobachtungen von REHM und LÄMMKE hinsichtlich der nicht vorhandenen Porenentwicklung konnten auch bei den eigenen Versuchen mit dem Zement CEM I 32,5 R bestätigt werden. Bei allen Pull-Out Versuchskörpern (vgl. Abschnitt 4.2.2), welche mit dieser Rezeptur hergestellt wurden, stellte sich der Verlauf der Verbundspannungs-Verschiebungsbeziehung stetig bis zum Erreichen der maximalen Verbundfestigkeit dar.

**Bild 5-22:** Verbundbereich CEM I 32,5 R**Bild 5-23:** Verbundbereich CEM I 52,5 R

Unter Verwendung des Zements CEM I 52,5 R (Rezeptur II) wurde bei einigen Versuchskörpern ein gestörtes Verbundbett festgestellt. Bild 5-23 zeigt den Verbundbereich mit extrem aufgelockerter Betonstruktur. Die Ausziehkräfte während des Versuchs konnten bis zur Tragfähigkeit des porösen Betongefüges gesteigert werden. Es erfolgte ein Konsolidierungsprozess dieser Struktur mit schlagartiger Verschiebungszunahme (vgl. Bild 5-24). Danach konnte eine Zunahme der Verbundspannungen beobachtet werden, welche jedoch unterhalb der zu erwartenden Verbundfestigkeit<sup>20</sup> lagen.

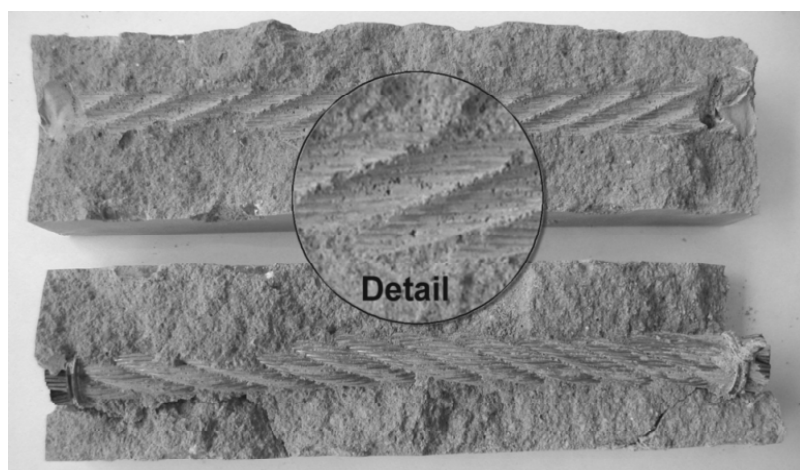
<sup>20</sup> Erwartung gemäß gesteigerter Betonfestigkeit



**Bild 5-24:** Kraft-Verschiebungsdiagramm bei aufgelockertem Verbundbereich

Die beschriebenen Erscheinungen wiesen keine Konsistenz auf. Die betroffenen Versuchskörper wurden vorsichtig aufgeschlagen und das Verbundbett freigelegt. Es zeigte sich hier eine gehäufte Bläschenbildung (Bild 5-23) unmittelbar am Seilkörper. Als Grund für diese Erscheinung wird eine Kombination aus zwei Effekten angenommen.

Die Verzinkung der verwendeten Rundlitzenseile löst auch hier eine chemische Reaktion nach Gl. (5.5-1) aus. Als Reaktionsprodukt wird, wie bereits in Abschnitt 5.5.1.2 erläutert, Wasserstoff gebildet. Aufgrund der Vermutung, dass die hauptsächliche Bläschenbildung einer anderen Ursache zugeschrieben wird, sind Rundlitzenseile in Mörtelprismen ohne Verdichtung einbetoniert worden. Die Mörtelzusammensetzung orientierte sich an Rezeptur II (vgl. Abschnitt 4.2.1). In Bild 5-25 ist der beobachtete Verbundbereich aufgezeigt. Es lässt sich nur eine schwache Bläschenbildung erkennen. Diese wird zum Einen dem entstehenden Wasserstoff zugeschrieben und zum Anderen dem Luftporeneinschluss während der Herstellung der Mörtelprismen.



**Bild 5-25:** Verbundbereich CEM I 52,5 R (Mörtelprobe ohne Verdichtung)



Es ist anzunehmen, dass die Reaktion des Zinks mit dem umgebenden Beton auch durch die Verwendung des Zements CEM I 52,5 R und dem damit verbundenen Chromatgehalt von 6 ppm behindert wird.

Schlussfolgernd lässt sich feststellen, dass die maßgebliche Bläschenbildung erst während bzw. nach dem Verdichtungsprozess stattfindet. Der Seilkörper besitzt vor dem Betonieren in Abhängigkeit vom Füllfaktor nicht mit Stahl ausgefüllte Luftanteile. Diese werden während des Betonierens bzw. beim Prozess des Verdichtens nicht vollständig durch Frischbetonfeinstbestandteile verdrängt. Es wird angenommen, dass unmittelbar nach dem Verdichten eine weitere maßgeblichere Durchdringung des Seilkörpers stattfindet. Diese wird infolge Absetzerscheinungen und Zementleimansammlungen in unmittelbarer Umgebung des Seilkörpers begünstigt. Bei Rezeptur I (CEM I 32,5 R) konnte aufgrund der guten Entlüftbarkeit des Frischbetons die Luft nach oben steigen. Der Grund hierfür ist der hohe  $w/z$ -Wert von 0,7. Der Frischbeton nach Rezeptur II weist jedoch veränderte rheologische Eigenschaften auf. Der  $w/z$ -Wert beträgt hier 0,4, wobei die Verarbeitbarkeit durch den Zusatz von Fließmittel sichergestellt wird. Hierbei wird eine zunehmende „klebrige“ Fließeigenschaft herbeigeführt, welche unter Umständen das nicht vollständige Durchdringen des Seilkörpers mit Zementleim während des Verdichtens, das daran anschließende Ansammeln von Luftbläschen am Seilkörper und die Verhinderung des vollständigen Entlüftens bedingt.

## 5.5.2 Seil- bzw. Oberflächengeometrie

### 5.5.2.1 Generelles

Unter Berücksichtigung der in Abschnitt 3.4.4 beschriebenen Ansätze wird eine modifizierte Berechnung zur Ermittlung der bezogenen Rippenfläche für Drahtseile vorgeschlagen. Die Betrachtungen erfolgen für das den Untersuchungen zu Grunde liegende Rundlitzenseil 6 x 19 Standard nach DIN 3060 [30].

Somit besteht die Möglichkeit, mehrere einflussnehmende Geometrieparameter in der Verbundcharakteristik zu erfassen. Hierbei werden nicht nur der Seildurchmesser und die Seilzwickelflächen als Vorstellung für die „Rippen“, sondern auch die Schlaglänge in die Betrachtungen einbezogen.

### 5.5.2.2 Ansatz zur Ermittlung der bezogenen Rippenfläche

Der Berechnungsansatz zur Bestimmung einer bezogenen Rippenfläche geht von der Vorstellung aus, dass die im Seilquerschnitt sichtbaren äußeren Zwickelflächen zwischen den Drähten und Litzen als Rippen wirken. Diese Herangehensweise wurde bereits bei der Berechnung der Ersatzfläche im Zuge der Ermittlung des Verbundumfangs gemäß Abschnitt 4.3.2.3 verwendet und soll auch konsistent beim Ansatz der bezogenen Rippenfläche angewendet werden.

Die Berechnung der bezogenen Rippenfläche  $f_R$  erfolgt gemäß Gl. (5.5-1) über das Verhältnis der Gesamtwickelfläche  $\Sigma A_{Zw,Seil}$  zur Mantelfläche des Seils  $A_{M,Seil}$  unter Berücksichtigung des wirklichen Seildurchmessers  $d_{s,w}$  innerhalb einer Schlaglänge  $l_s$ .

$$f_R = \frac{\Sigma A_{Zw,Seil}}{A_{M,Seil}} = \frac{\Sigma A_{Zw,Seil}}{\pi \cdot d_{s,w} \cdot l_s} \quad (5.5-1)$$

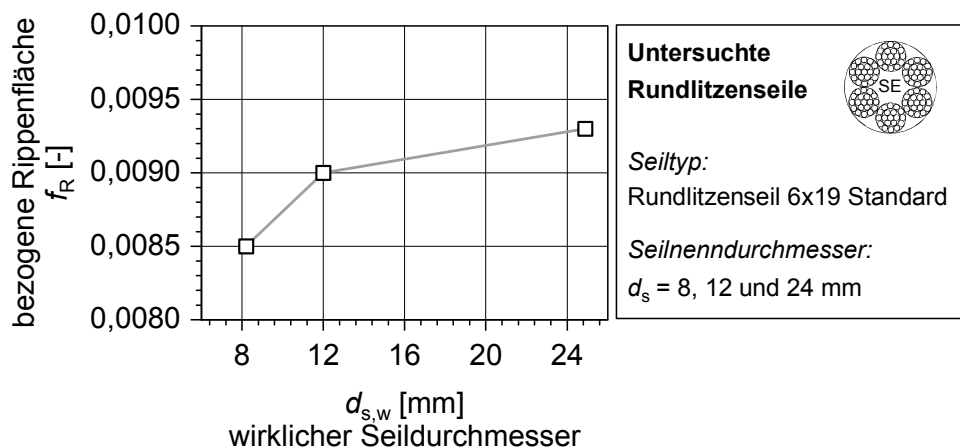
Die Seilwickelfläche  $\Sigma A_{Zw,Seil}$  wird mit Hilfe der in Abschnitt 2.4.2.3 vorgestellten Ansätze bestimmt.

Die untersuchten Seile ergaben Seilwickelflächen und bezogene Rippenflächen gemäß Tabelle 5-4. Im Hinblick auf die praxisgerechte Anwendung wurde, wie auch bei der Ermittlung der Verbundspannungen, für die geometrischen Berechnungen der vereinfachte Ansatz gemäß Abschnitt 2.4.2.3 verwendet.

**Tabelle 5-4:** bezogene Rippenflächen

Seilennendurchmesser	$d_s$	[mm]	8	12	24
wirklicher Seildurchmesser	$d_{s,w}$	[mm]	8,2	12,0	24,9
Seilwickelfläche	$\Sigma A_{Zw,Seil}$	[mm <sup>2</sup> ]	12,31	26,35	113,46
Schlaglänge	$l_s$	[mm]	56	78	156
bezogene Rippenfläche	$f_R$	[-]	0,0085	0,0090	0,0093

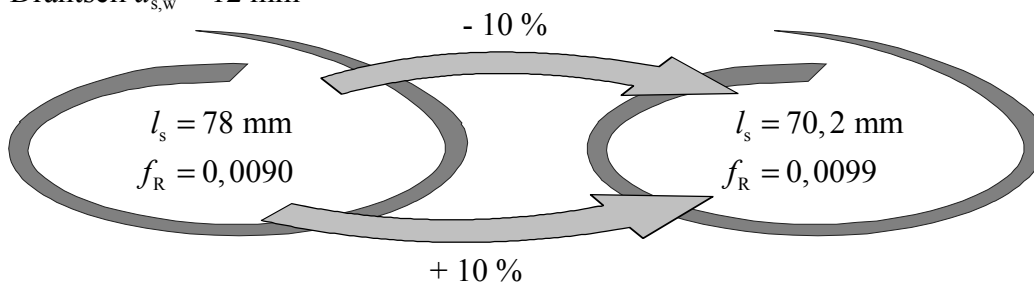
In Bild 5-26 sind die Erhöhungen der bezogenen Rippenflächen der untersuchten Seile grafisch aufgetragen.



**Bild 5-26:** bezogene Rippenfläche

Diese Erkenntnis ist jedoch unter der Prämisse praxisüblicher Schlaglängen zu sehen. Bei einer Änderung der Schlaglänge durch den Seilhersteller kann der Wert der bezogenen Rippenflächen deutlich verändert werden. Die günstige Wirkung der Änderung (Verkürzung) der Schlaglänge wird in Bild 5-27 deutlich.

Drahtseil  $d_{s,w} = 12 \text{ mm}$



**Bild 5-27:** Wirkung der Verkürzung der Schlaglänge

Eine Erhöhung der Schlaglänge wirkt sich in gleichem Maße aus und führt zu einem negativen Effekt bezüglich des Verbundverhaltens der einbetonierten Seile. Daher ist bei der Anwendung der Seile besondere Aufmerksamkeit bezüglich der Erfassung der Schlaglänge zu legen.

### 5.5.3 Betondruckfestigkeit

Aus den Versuchsergebnissen der Pull-Out Tests ist herausgearbeitet worden, dass der Einflussfaktor Betondruckfestigkeit durch eine Verlaufsfunktion beschrieben werden kann. Wie bereits in anderen Arbeiten verwendet (vgl. Abschnitt 3.5), kann die Funktion gemäß Gl. (5.5-2) den Einfluss der Betondruckfestigkeit auf die Verbundspannungen auch bei einbetonierten Rundlitzenseilen charakterisieren.

$$\tau_b(f_c) = A \cdot f_c^B \quad (5.5-2)$$

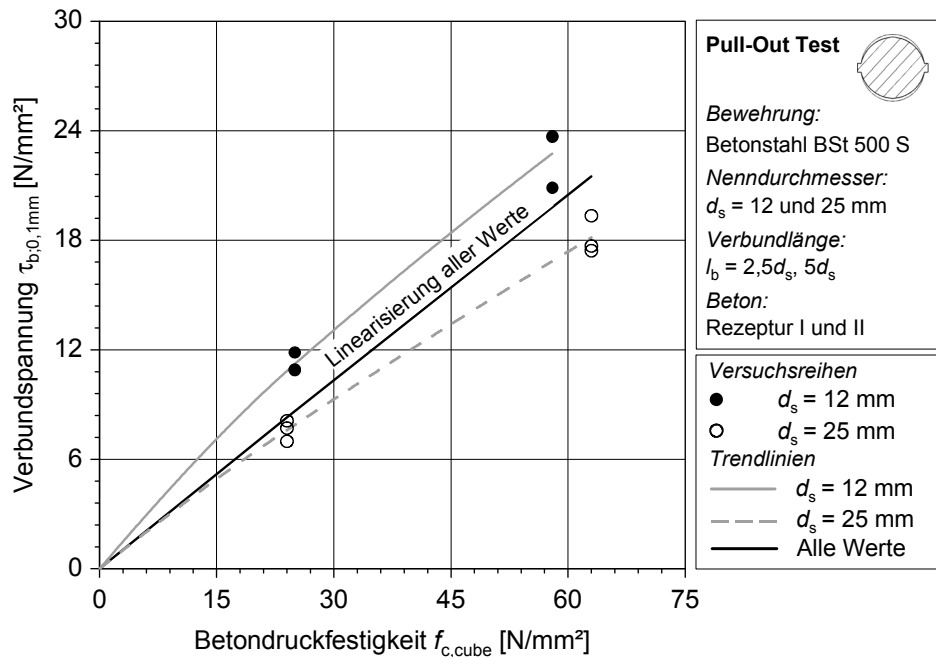
Der Unterschied besteht in der modifizierten Definition der Parameter  $A$  und  $B$ . Der Wert  $A$  beinhaltet im Gegensatz der Beschreibung des Verbundverhaltens von Betonstahl wiederum Funktionen anderer Einflussparameter. Wie bereits erläutert, werden die Verbundspannungen von der Seilgeometrie ( $f_R$ ) und den Verschiebungen beeinflusst.

$$A = f(f_R, s) \quad (5.5-3)$$

Gemäß den Bildern 4-10 und 4-13 und Gl. (5.5-4) ergibt sich der Exponent  $B$  für einbetonierte Drahtseile deutlich kleiner als eins. Die funktionale Beschreibung der nichtlinearen Abhängigkeit der erreichbaren Verbundspannungen von der Betondruckfestigkeit mit der bereits erläuterten Wirksamkeit  $n < 1$  wird hierdurch Rechnung getragen. Die Regressionsrechnungen für die untersuchten Betonstähle ergaben, die bereits in anderen Arbeiten, z.B. NOAKOWSKI/MARTIN [93] herausgearbeitete nahezu lineare Abhängigkeitsbeziehung mit einer Definition des Exponenten  $B \approx 1,0$  gemäß Bild 5-28 und Gl. (5.5-5).

$$\text{Drahtseile: } B = 0,75 \quad (5.5-4)$$

$$\text{Betonstahl: } B = 0,98 \quad (5.5-5)$$



**Bild 5-28:** Verbundspannungs-Betondruckfestigkeitsbeziehung; BSt 500 S;  $s = 0,1$  mm

## 5.6 Verbundspannungs-Verschiebungsbeziehung

Für die rechnerische Erfassung des Verbundverhaltens wird aus den Untersuchungsergebnissen der Pull-Out Tests eine Verbundspannungs-Verschiebungs-Funktion entwickelt. Der Charakter der durchgeführten Tests lässt die Ableitung eines globalen Verbundgesetzes mit einer mittleren Verbundspannungs-Verschiebungs-Beziehung zu.

Die Beschreibung der örtlichen Verbundspannungen  $\tau_{b,BDS}(x)$  der Betondrahtseile erfolgt über einen nichtlinearen Potenzansatz unter Berücksichtigung der Einflussparameter gemäß Gl. (5.6-1).

$$\tau_{b,BDS}(x) = 1,55 \cdot 10^7 \cdot s(x)^A \cdot f_c^B \cdot f_R^C \quad (5.6-1)$$

mit:

- |            |   |
|------------|---|
| $A = 0,15$ | Exponent der Einflussfunktion der lokalen Verschiebungen                                  |
| $B = 0,75$ | Exponent der Einflussfunktion der Betondruckfestigkeit                                    |
| $C = 3,50$ | Exponent der Einflussfunktion der bezogenen Rippenfläche ( $f_R$ gemäß Abschnitt 5.5.2.2) |

Es wurde hierbei bewusst auf einen Additionsansatz mit Berücksichtigung der Haftspannungen verzichtet. Der Grund hierfür liegt einerseits in der zu vernachlässigenden Größe der Haftspannungen am Gesamtwert der Verbundspannungen und andererseits in der praxisfernen Annahme, dass  $f_R = 0$  einen zu berücksichtigenden Wert darstellt und dabei die Haftspannungen vollständig für die Verbundspannungen angesetzt werden.

Im Hinblick auf vergleichende Betrachtungen wird zusätzlich eine Gleichung zur Charakterisierung der örtlichen Verbundspannungen  $\tau_{b,BS}(x)$  für die untersuchten Betonstähle angegeben.

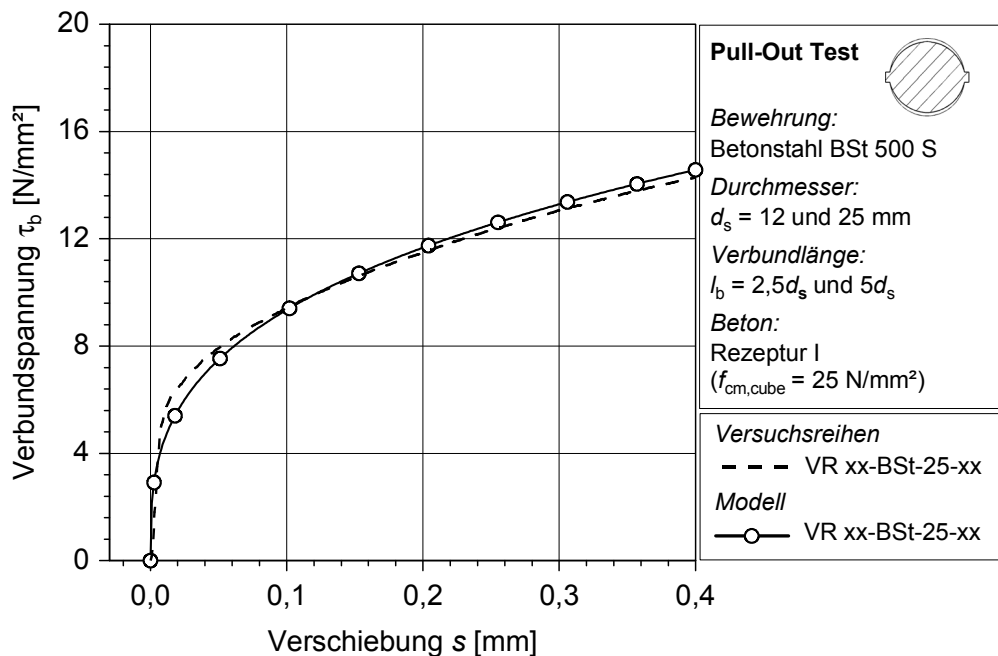
$$\tau_{b,BS}(x) = 0,86 \cdot s(x)^A \cdot f_c^B \quad (5.6-2)$$

mit:

$A = 0,32$  Exponent der Einflussfunktion der Verschiebungen

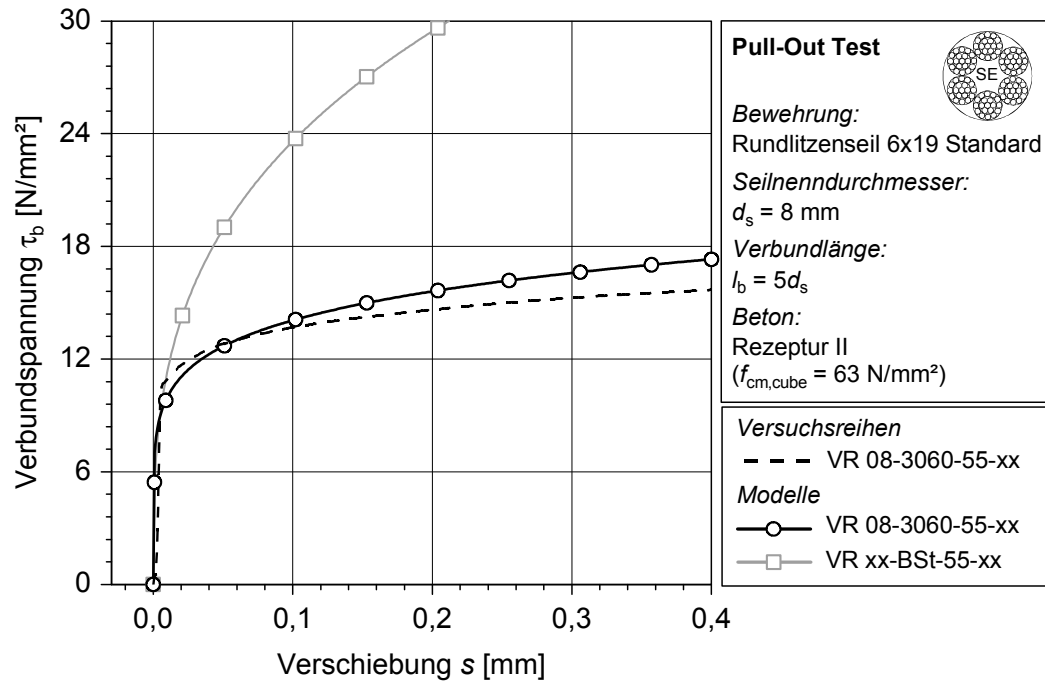
$B = 0,98$  Exponent der Einflussfunktion der Betondruckfestigkeit

Bild 5-29 zeigt den direkten Vergleich zwischen der aus den Versuchen ermittelten Verbundspannungs-Verschiebungsbeziehung und der Modellgleichung bei Rezeptur I gemäß Gl. (5.6-2).



**Bild 5-29:** Verbundspannungs-Verschiebungsbeziehung Betonstahl

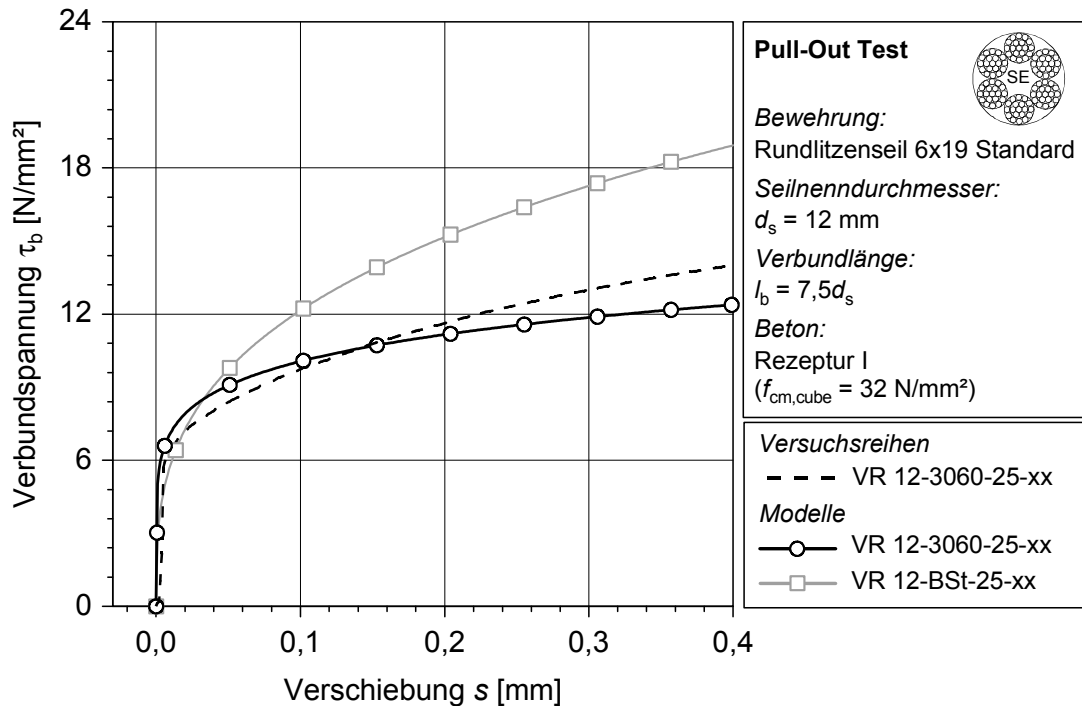
In Bild 5-30 wird das Modellgesetz für das Verbundverhalten der Rundlitzenseile am Beispiel der Versuchsreihe 08-3060-55-5 aufgezeigt. Es zeigt sich die prinzipielle Eignung des Ansatzes, wobei in Bezug zu den Messwerten eine leichte Überschätzung der Verbundspannungen des Modells im Bereich der Verschiebungen  $s = 0,1 \dots 0,4$  mm ersichtlich ist. Der Vergleich zum Betonstahl zeigt die deutlich kleineren Verbundspannungen des Stahlseils verbunden mit einem schnelleren Abflachen der Verbundspannungs-Verschiebungskurve.



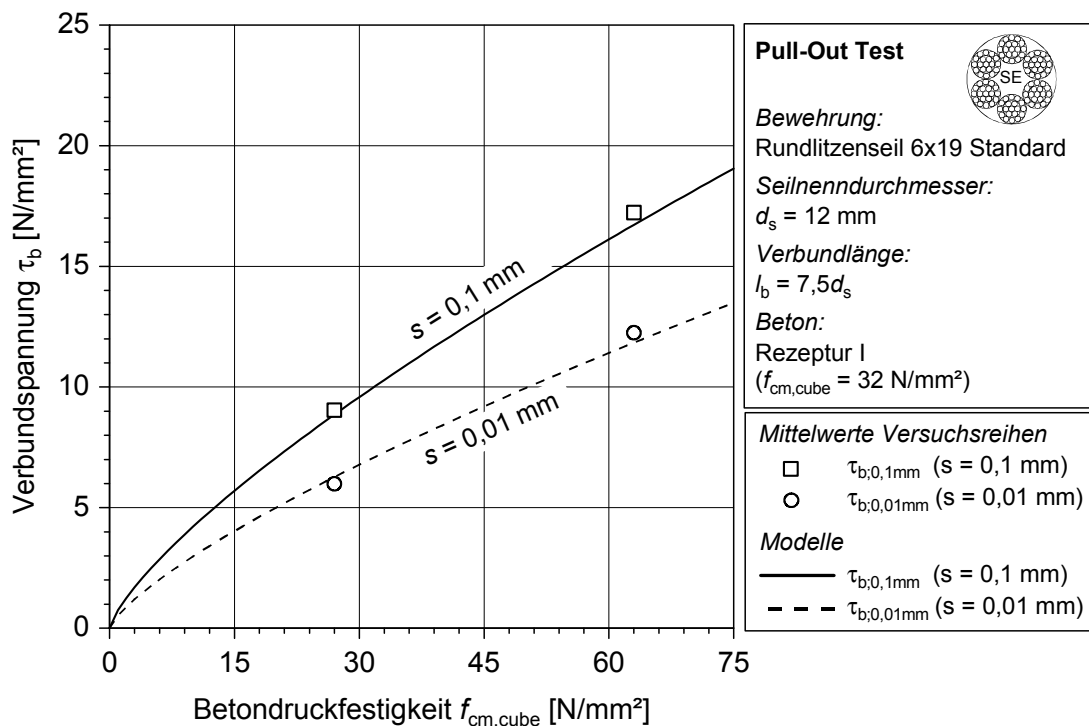
**Bild 5-30:** Vergleich Modell und Versuchsergebnisse (VR 08-3060-55-5)

Die Untersuchung eines höheren Seildurchmessers ( $d_s = 12$  mm) zeigt, dass der Abstand zu den Ergebnissen des Betonstahls geringer wird. Die Modellgleichung und die damit verbundene grafische Darstellung in Bild 5-31 macht dies deutlich. Der gewählte Ansatz berücksichtigt den qualitativen und quantitativen Verlauf der Verbundspannungen innerhalb dieser Versuchsreihe.

Betrachtet man die Einflussfunktion der Betondruckfestigkeit, so lässt sich auch hier eine sehr gute Übereinstimmung feststellen. In Bild 5-32 ist die Einflussfunktion der zwei Verschiebungen 0,1 mm und 0,01 mm den Messergebnissen der VR 12-3060-25-7,5 gegenüber gestellt. Deutlich erkennbar ist der unterproportionale Einfluss der Betondruckfestigkeit, welcher sich in dem Exponenten der Einflussfunktion  $B < 1$  widerspiegelt.



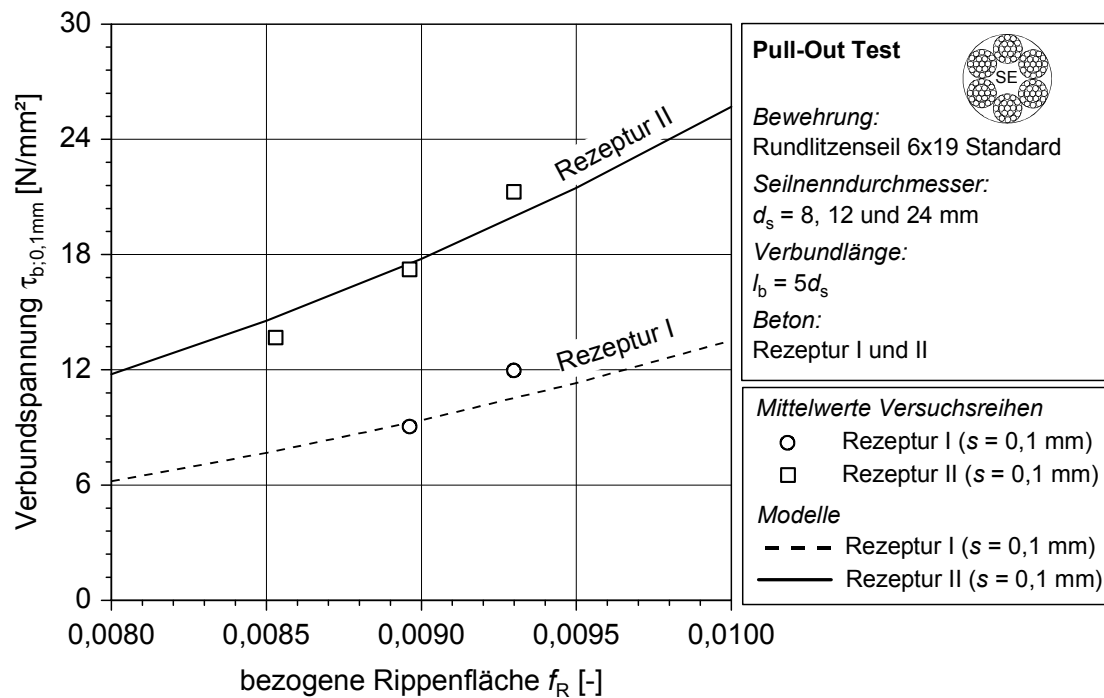
**Bild 5-31:** Vergleich Modell und Versuchsergebnisse (VR 12-3060-25-7,5)



**Bild 5-32:** Einflussfunktion der Betondruckfestigkeit des Modellgesetzes

Ein wesentlicher Einflussparameter auf das Verbundgesetz wird durch die Seilgeometrie gegeben. Die zutreffende Erfassung der verschiedenen Geometrieparameter erfolgt im Faktor der bezogenen Rippenfläche  $f_R$ . Der Exponent  $C$  in Gl. (5.6-1) ist wesentlich größer als 1 ( $C = 3,5$ ) und gibt den signifikanten Einfluss der Seilgeometrie auf das

Verbundverhalten wieder. In Bild 5-33 ist der Modellansatz den Versuchsergebnissen gegenüber gestellt. Es wird deutlich, dass die Seilgeometrie einen starken Einfluss auf die erreichbaren Verbundspannungen ausübt.



**Bild 5-33:** Einflussfunktion der bezogenen Rippenfläche des Modellgesetzes

## 5.7 Analytische Betrachtungen zum Verbundverhalten

### 5.7.1 Vorbemerkungen

Die räumlichen Spannungszustände im Verbundbereich des einbetonierten Drahtseils werden näherungsweise auf ein zweidimensionales Problem zurückgeführt. Die in Abschnitt 3.6.1 erläuterte Differentialgleichung des verschieblichen Verbundes wird an die vorliegende Problematik angepasst.

Die Spannungs- und Verformungszustände innerhalb einer Verbundlänge werden über die in Abschnitt 3.6.2 vorgestellten Methoden der analytischen Auswertung der Differentialgleichung erfasst. Es wird eine Lösung mit Hilfe der schrittweisen Integration vorgestellt. Des Weiteren ist eine Möglichkeit gezeigt, wie das Verbundverhalten der einbetonierten Drahtseile mittels nichtlinearer Finite Elemente Software modellhaft beschrieben und erfasst werden kann. Hierbei ist auf die Implementierung und Integration des Modells in branchenüblicher und nicht modifizierter Arbeitsumgebung Wert gelegt worden.



### 5.7.2 Differentialgleichung des verschieblichen Verbundes

Die rechnerische Erfassung des Verbundbereichs erfolgt über die in Abschnitt 3.6.1 vorgestellte differentielle Betrachtung des verschieblichen Verbundes. Hierbei werden die Berechnungen an einem differentiellen Stabelement  $dx$  geführt.

Bei der Berechnung des Verbundtragverhaltens sind zwei Ansätze für die Materialdefinition zu unterscheiden. Betrachtet man Seilzugspannungen bis ca. zur halben rechnerischen Bruchkraft des Seiles lässt sich ein linearer Ansatz vertreten. Die Differentialgleichung kann gemäß Gl. (5.7-1) mit dem Ansatz linearer Eigenschaften der Materialien formulieren werden. Beim Zuweisen der Materialeigenschaften des Betondrahtseil wird der Ansatz zur Berechnung des Sekantenseilelastizitätsmoduls  $E_{s,BDS}(0,800)$  verwendet. Der E-Modul wird durch die verwendete Seilgeometrie ( $d_s$ ) und die Betondruckfestigkeit ( $f_c$ ) geprägt.

$$\frac{d^2s(x)}{dx^2} = \tau_b(x) \cdot \frac{(1 + \rho \cdot \alpha_e)}{E_{s,BDS}(d_s, f_c)} \cdot \frac{u_b}{A_s} \quad (5.7-1)$$

mit:

$$\alpha_e = \frac{E_{s,BDS}(d_s, f_c)}{E_c} \quad (5.7-2)$$

$$E_{s,BDS}(d_s, f_c) \quad \text{Sekantenseilelastizitätsmodul gemäß Gl. (5.3-10)}$$

Ist es erforderlich, das nichtlineare Materialverhalten der Betondrahtseile zu erfassen, besteht die Möglichkeit, die bereits in Abschnitt 3.6.1 erläuterte Kontinuitätsgleichung gemäß Gl. (3.6-7) entsprechend anzupassen. Gln. (5.7-3) und (5.7-4) integrieren die Dehnungen des Betondrahtseils unter Berücksichtigung der Definition der nichtlinearen Gleichung des E-Moduls. Zur Definition des E-Moduls wird der spannungsabhängige Tangentenseilelastizitätsmodul gemäß Gl. (5.3-14) verwendet.

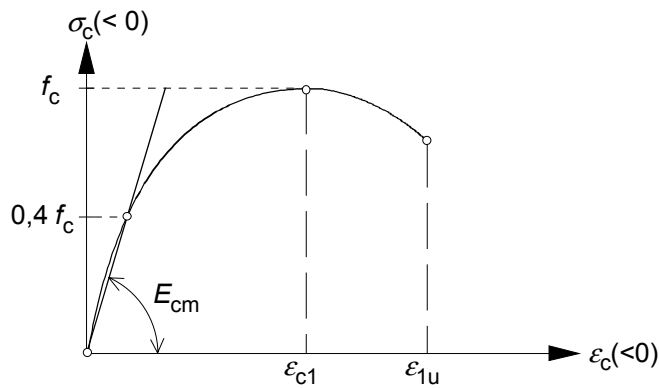
$$\varepsilon_s(\sigma_s(x)) = \int_0^{\sigma_s(x)} \frac{1}{E_t(\sigma_s(x), d_s, f_c)} d\sigma_s \quad (5.7-3)$$

$$\frac{ds(x)}{dx} = \varepsilon_s(\sigma_s(x)) - \frac{\sigma_c(x)}{E_c} \quad (5.7-4)$$

Aufgrund der geringen Beteiligung der Verformungen des Betons an den Gesamtverschiebungen innerhalb der Verbundlänge wird ein vereinfachter Ansatz zur Beschreibung des Materialverhaltens des Betons verwendet.

$$E_c = E_{cm} \quad (5.7-5)$$

Es kommt der Sekantenmodul  $E_{cm}$  gemäß Bild 5-34 zur Anwendung. Diese Definition entspricht dem Ansatz der DIN 1045-1 [27].

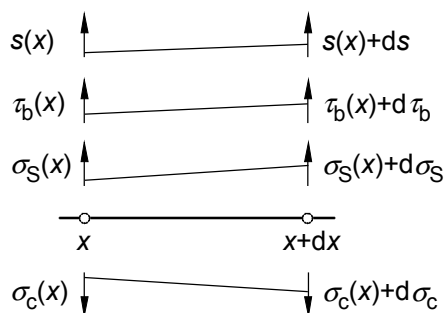


**Bild 5-34:** Definition Sekantenmodul Beton

### 5.7.3 Schrittweise Integration der Differentialgleichung

Für die Untersuchung der gesamten Verbundlänge und der rechnerischen Beurteilung der Spannungs- und Verformungszustände wird die Differentialgleichung zunächst mittels schrittweiser Integration gelöst. Die Vorteile gegenüber einer geschlossenen Lösung sind in der einfachen Programmierung und Implementierung in Computeralgebrasysteme zu sehen. Für die Untersuchungen und Auswertungen wurde MathCAD<sup>®</sup> verwendet.

Für den vorliegenden Fall soll die prinzipielle Vorgehensweise zur Anwendung der schrittweisen Integration anhand eines differentiellen Elementes gezeigt werden.



**Bild 5-35:** Prinzipdarstellung der Verschiebungen und Spannungen im Differentialelement

Hierbei stellen sich an einer bestimmten Stelle innerhalb der Verbundlänge  $l_b$  eines Pull-Out Testkörpers über die Länge  $dx$  die Verteilungen der Spannungen und Verschiebungen entsprechend Bild 5-35 ein. Der Beton wird in Längsrichtung des Versuchskörpers durch Druckspannungen beansprucht ( $\sigma_c \leq 0 \text{ N/mm}^2$ ). Diese steigen von der unbelasteten Seite der Einbettungslänge ( $x = 0$ ) des Prüfkörpers zur Belastungsseite ( $x = l_b$ ) kontinuierlich an. Analog hierzu ist der Verlauf der Seilspannungen des einbetonierten Drahtseils zu sehen, wobei die Seilzugspannungen positiv sind ( $\sigma_s \geq 0 \text{ N/mm}^2$ ).

Die maximalen Seilzugspannungen werden an der Stelle der Lasteinleitung, bei  $x = l_b$  erreicht. Die Seilzugspannungen  $\sigma_s$  sind über die Ausziehungskraft  $F_s$  gemäß Gl. (2.5-1) bestimmbar.

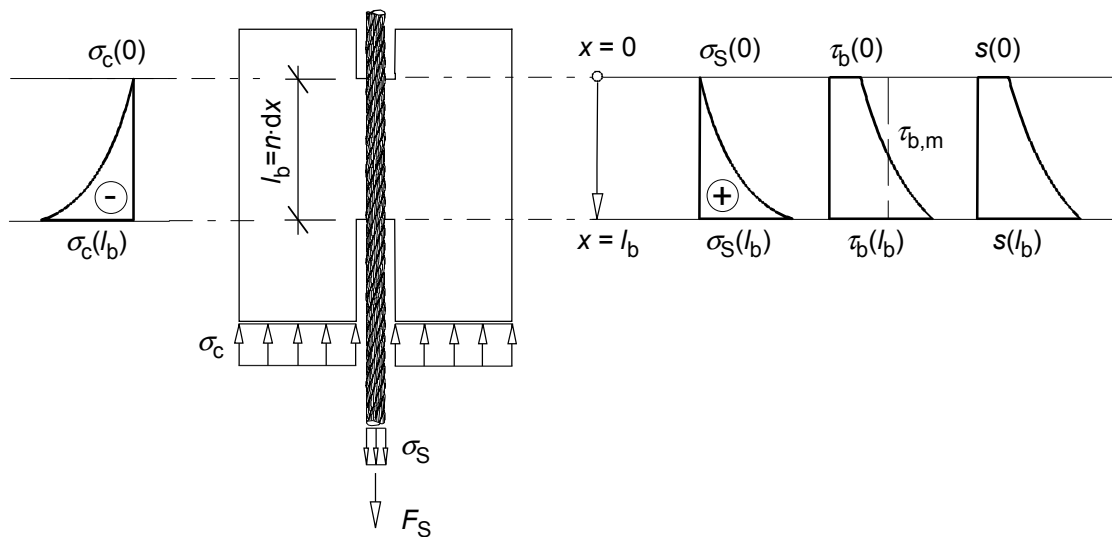
Die Seilzugkraft bzw. Ausziehungskraft an der Stelle  $x = l_b$  entspricht vom Betrag her, der auf den Beton wirkenden Kraft an der Auflagerungsfläche  $A_c$  des Prüfkörpers.

$$|\sigma_c \cdot A_c| = |F_c| = F_s \quad (5.7-6)$$

Eine weitere Randbedingung, welche in einem Pull-Out Prüfkörper gilt, wird durch die Beanspruchungssituation auf der lastfreien Seite der Einbettungslänge gegeben. An der Stelle  $x = 0$  gilt Gl. (5.7-7).

$$\sigma_c = \sigma_s = 0 \quad (5.7-7)$$

Die nachfolgende Darstellung (Bild 5-36) veranschaulicht noch einmal die zuvor erläuterten Geometrie- und Spannungszusammenhänge im Ausziehkörper.



**Bild 5-36:** Spannungs- und Verschiebungsverteilung am Prüfkörper

Es wird die Schrittweite  $dx$  festgelegt. Diese unterteilt die Verbundstrecke  $l_b$  in  $n$  Abschnitte. Die Berechnungen beginnen am unbelasteten Ende der Verbundstrecke ( $x = 0$ ) für eine bestimmte Anfangsverschiebung  $s(0)$ . Über die Definitionsgleichung der mittleren Verbundspannung  $\tau_b(0)$  gemäß Gl. (5.6-1) erhält man die zugehörige mittlere Seilzugspannung und weiterhin die entsprechende mittlere Verschiebung über das Differentialelement. Die zuletzt berechnete Verschiebung dient wiederum als Eingangswert für den nächsten Rechenschritt (nächstes Element).

$$0 \leq x \leq l_b \quad (5.7-8)$$

$$\text{mit: } x = n \cdot dx \quad (5.7-9)$$

$$n = 0, 1, \dots, \left( \frac{l_b}{dx} \right) \quad (5.7-10)$$

Die schrittweise Wiederholung des Rechenalgorithmus bis  $x = l_b$  gemäß Gln. (5.7-8), (5.7-9) und (5.7-10) führt zur vollständigen Berechnung der Spannungs- und Verschiebungsverläufe innerhalb der Verbundstrecke.

Für einen linearen Materialansatz des Betondrahtseils wird der Lösungsalgorithmus gemäß den Gln. (5.7-13) bis (5.7-19) gebildet. Es gelten die Randbedingungen bzw. Eingangswerte:

$$s_0 = s(x=0) \quad (5.7-11)$$

$$\tau_{b,0} = \tau_b(x=0) \quad (5.7-12)$$

Die Spannungen an den Enden der Verbundstrecke sind gemäß Gl. (5.7-7) festgelegt.

$$\Delta\sigma_{s,i} = \tau_{b,i} \cdot \frac{u_b}{A_m} \cdot \Delta x \quad (5.7-13)$$

$$\Delta\sigma_{c,i} = \tau_{b,i} \cdot \frac{u_b}{A_c} \cdot \Delta x \quad (5.7-14)$$

$$\sigma_{s,i+1} = \sigma_{s,i} + \Delta\sigma_{s,i} \quad (5.7-15)$$

$$\sigma_{c,i+1} = \sigma_{c,i} - \Delta\sigma_{c,i} \quad (5.7-16)$$

$$\Delta s_i = \frac{\sigma_{s,i+1} - \alpha_e \cdot \sigma_{c,i+1}}{E_{s,BDS}} \cdot \Delta x \quad (5.7-17)$$

$$s_{i+1} = s_i + \Delta s_i \quad (5.7-18)$$

$$\tau_{b,i+1} = f(s_{i+1}) \quad (5.7-19)$$

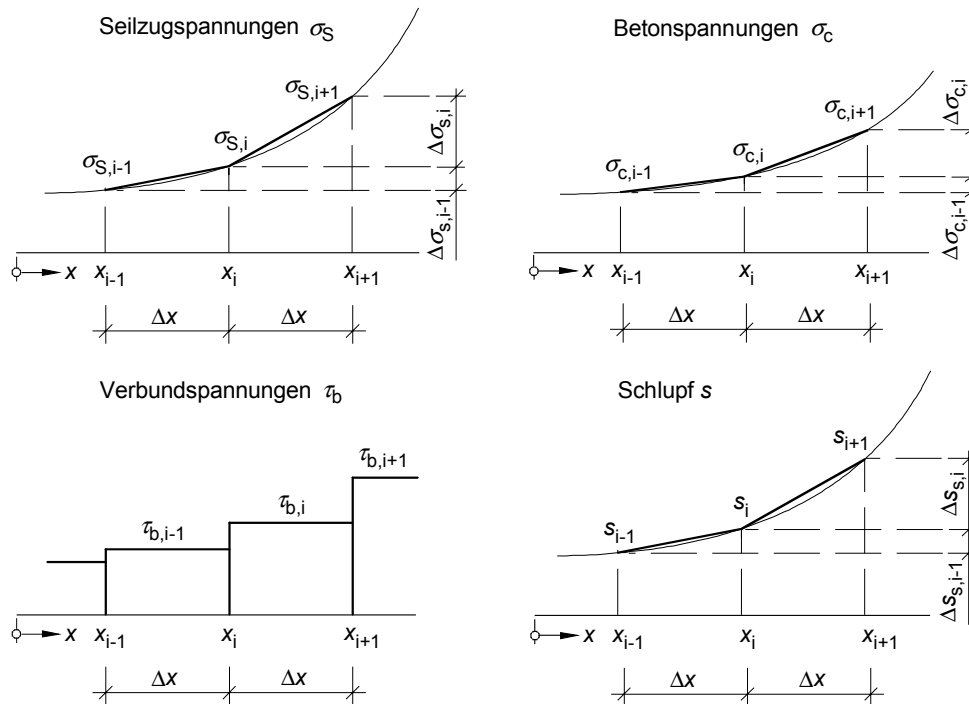
Die Berücksichtigung der Nichtlinearität des Materialverhaltens des Betondrahtseils führt zu einem veränderten Berechnungsalgorithmus. Gl. (5.7-17) ist entsprechend Gl. (5.7-20) modifiziert anzuwenden.

$$\Delta s_i = \left( \varepsilon_{s,i+1}(\sigma_{s,i+1}) - \frac{\sigma_{c,i+1}}{E_c} \right) \cdot \Delta x \quad (5.7-20)$$

Die spannungsabhängigen Dehnungen  $\varepsilon_s(\sigma_s)$  des Betondrahtseils werden gemäß Gl. (5.7-21) berücksichtigt.

$$\varepsilon_{s,i+1}(\sigma_{s,i+1}) = \int_0^{\sigma_{s,i+1}} \frac{1}{E_t(\sigma_s)} d\sigma_s \quad (5.7-21)$$

In dem Berechnungsalgorithmus wird entgegen Bild 5-35 von einem konstanten mittleren Wert der Spannungen und Verschiebungen innerhalb des Differentialelements  $dx$  ausgegangen. Siehe hierzu die schematische Darstellung (Bild 5-37) der Spannungs- und Verschiebungsverläufe über mehrere Elemente der zu untersuchenden Verbundstrecke.



**Bild 5-37:** Darstellung der Spannungs- und Verschiebungsverläufe

Die Verteilungen der Spannungen und Verschiebungen lassen sich detailliert ermitteln, wenn  $dx$  genügend klein gewählt wird. MARTIN [82] orientierte sich bei seinen Berechnungen an der Geometrie des Betonstahls und erhält aussagekräftige Ergebnisse indem er die Schrittweite  $dx$  gleich dem Rippenabstand setzt. Für die vorliegenden Analysen von einbetonierten Drahtseilen und auch der Betonstähle ist eine ausreichende Genauigkeit der Verlaufsfunktionen erreicht worden, indem die differentielle Länge  $dx$  in Bezug zur Unterteilung der Verbundlänge bzw. des Seildurchmessers gemäß den Bedingungen nach Gl. (5.7-22) gesetzt wurde. Ausreichend bedeutet in diesem Fall, dass sich die Verbundspannungen bei der Wahl einer höheren Schrittweite nur um 2 % ändern.

$$dx = \frac{d_s}{2} \leq \frac{l_b}{10} \quad (5.7-22)$$

Kleinere Schrittweiten führen zur Verfeinerung der jeweiligen Verlaufsfunktionen. Dieses ist besonders bei steilen Gradienten innerhalb der Kurvenverläufe zu empfehlen.

## 5.7.4 Finite Elemente Modellbildung

### 5.7.4.1 Grundsätzliches

Die eigenen Modellbildungen und Berechnungen hatten zum Ziel, das Verbundverhalten einbetonierter Stahlseile im Finite Elemente Programm ANSYS® [3] zu erfassen. Das FE-Modell sollte den Verbundbereich gemäß den Erkenntnissen aus den durchgeführten Versuchen berücksichtigen und Vergleichsrechnungen ermöglichen.

Die Übertragbarkeit bzw. Adaption des Modells bei veränderten Geometrieverhältnissen und Randbedingungen wurde beabsichtigt.

HÖFLER [58] zeigte anhand der diskreten Modellierung des unmittelbaren Verbundbereichs (Rippenmodellierung; Diskretisierungsstufe 1 nach KEUSER [64]) in einem Pull-Out Test mit Betonstabstahl, dass die bestehenden Möglichkeiten in ANSYS® für eine befriedigende quantitative Erfassung des Verbundverhaltens nicht ausreichen. Weitere Betrachtungen hinsichtlich der Finite-Elemente Modellbildung nach Stufe 1 gemäß Abschnitt 3.6.3.3.2 wurden für Rundlitzenseile in Beton nicht angestellt.

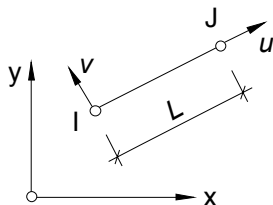
Die verwendete FE-Software erlaubte keine direkte Umsetzung von aus der Literatur bekannten Verbundmodellen für die Diskretisierungsstufe 2. Die ebenfalls von HÖFLER [58] durchgeführten Untersuchungen bezüglich einer geeigneten Modellbildung zur Erfassung des Verbundbereichs innerhalb der Diskretisierungsstufe 2 basierten auf Ansätzen von MAINZ [78]. Hierbei wurden Anpassungsfunktionen auf Grundlage von Verbunduntersuchungen an Betonstabstählen verwendet. Die Übertragbarkeit auf die Verbundmodellierung von einbetonierten Drahtseilen konnte nicht vorgenommen werden.

Es wurde daher ein eigenes Modell unter Zuhilfenahme nichtlinearer Federelemente entwickelt. Die Implementierung von Verbundspannungs-Verschiebungsbeziehungen erfolgte auf Grundlage der durchgeführten Versuche und den in Kapitel 5 vorgestellten Ansätzen. Ziel war es den Verbundbereich „verschmiert“ abzubilden und die prinzipielle Möglichkeit der Erfassung der Verschiebungen zwischen Drahtseil und Beton darzustellen. Das vorgestellte Modell bildet die Grundlage für Vergleichsrechnungen (Kapitel 6) mit der schrittweisen Integration und den Versuchsergebnissen.

Die Abbildung eines gesamten Versuchskörpers oder Bauteils ist nicht Gegenstand der hier durchgeführten Untersuchungen und vorgestellten Modellansätze.

#### 5.7.4.1.1 Beschreibung des Modells

Für die Berechnungen wird ein ebenes Finite-Elemente-Modell verwendet. Die Elementierung des Drahtseils und des Betons erfolgt mittels 2-D Truss-Elementen (LINK1, Bild 5-38).

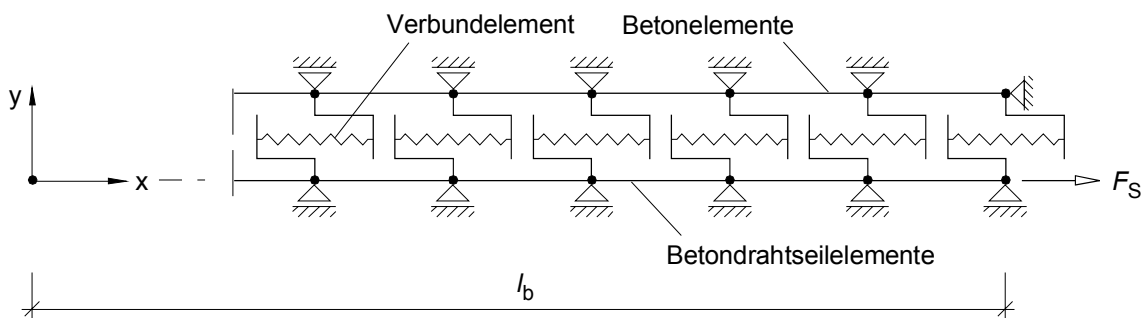


**Bild 5-38:** Stabelement gemäß [2]

Der Kontakt zwischen Stahl und Beton und somit das eigentliche Verbundverhalten wird durch die Anordnung von nichtlinearen Federelementen (combine-elements, COMBIN39) im Bereich der Verbundstrecke realisiert. Das gesamte Modell ergibt sich

nach Bild 5-39. Das Modell benötigt, entgegen der Darstellung in Bild 5-39, keine Ausbreitung in  $y$ -Richtung. Den Stäben werden die entsprechenden Querschnittswerte, wie z.B. metallischer Drahtseilquerschnitt  $A_m$  zugeordnet.

Die Modelllänge in  $x$ -Richtung wird durch die zu untersuchende Verbundstrecke  $l_b$  gebildet.



**Bild 5-39:** Modell

Die Neigung der sich ausbildenden Druckstrebenkraft (Verbundkraft) wird an dieser Stelle, aufgrund des eindimensionalen Charakters des Modells nicht berücksichtigt.

#### 5.7.4.1.2 Auflagerbedingungen

Die berücksichtigten Lagerungsbedingungen des modellierten Verbundbereichs sind aus Bild 5-39 ersichtlich. Hierbei stellt die in  $y$ -Richtung unverschieblich gehaltene Lagerung entlang der Seilachse die eigentliche Rotationsachse des ebenen Modells dar. Hierdurch wird die Führung des Seils entlang der  $x$ -Achse gewährleistet. Die gleiche Herangehensweise wurde bei den in  $y$ -Richtung unverschieblich gehaltenen Betonelementen umgesetzt.

Die auf der Lastseite des Modells in  $x$ -Richtung unverschiebliche Lagerung des letzten Betonelements simuliert die Auflagerung des Prüfkörpers während der Versuchsdurchführung und ist auf die Randbedingungen des Versuchskörpers zugeschnitten.

#### 5.7.4.2 Implementierte Stoffgesetze

##### 5.7.4.2.1 Materialgesetz Beton

In Abhängigkeit der Zielstellung und der Notwendigkeit wird der Beton in seinen Materialeigenschaften linear oder nichtlinear definiert.

Für die Berücksichtigung des nichtlinearen Materialverhaltens wird die Spannungs-Dehnungs-Linie gemäß Bild 5-34 verwendet. Basierend auf DIN 1045-1 [27] wird die Verlaufsfunktion mit Gl. (5.7-23) beschrieben.

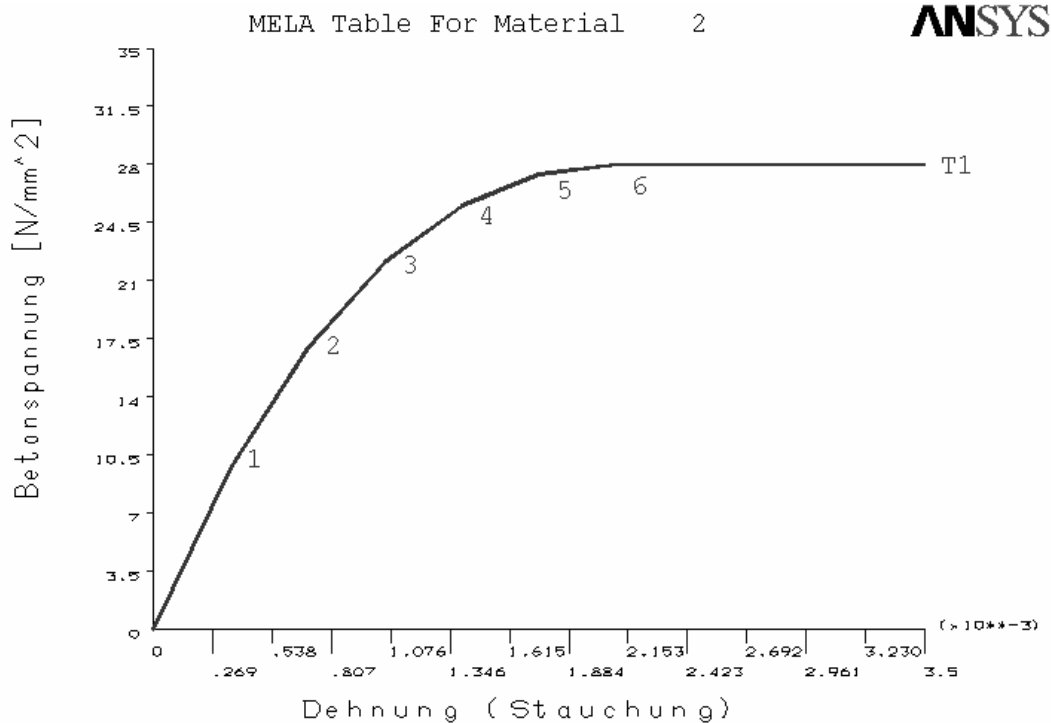
$$\sigma_c = -f_c \cdot \left( \frac{k \cdot \eta - \eta^2}{1 + (k-2) \cdot \eta} \right) \quad (5.7-23)$$

mit:

$$\eta = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}} \quad (5.7-24)$$

$$k = -1,1 \cdot E_{cm} \cdot \frac{\varepsilon_{c1}}{f_c} \quad (5.7-25)$$

In ANSYS® erfolgt die Annäherung des nichtlinearen Werkstoffgesetzes mittels einer multi-linearen Definition der Spannungs-Dehnungs-Beziehung (Bild 5-40). Es wird hierzu eine Verlaufsfunktion auf Grundlage von Gl. (5.7-23) gebildet.



**Bild 5-40:** Multi-lineares Werkstoffgesetz Beton ( $f_c = 30 \text{ N/mm}^2$ ) in ANSYS®

Die Berücksichtigung des abfallenden Astes nach Erreichen der maximalen Bruchspannung wurde aus numerischen Gründen nicht umgesetzt. Da die Erfassung des Bruchzustandes nicht Gegenstand der vorliegenden Untersuchungen sein soll, ist diese Vorgehensweise vertretbar. Des Weiteren gilt es zu beachten, dass die in Bild 5-40 dargestellten Spannungen und Dehnungen positiv sind. Im Programm erfolgt eine Spiegelung des hier dargestellten 1. Quadranten und dessen beinhaltete Funktion in den 3. Quadranten des verwendeten Systems. Für die vorliegende Simulation des Pull-Out Testkörpers spielt es keine Rolle, ob der Beton auch im Zugbereich mit den gleichen Materialeigenschaften, wie unter Druckbeanspruchung ausgestattet ist. Bei einer Übertragung des Modells auf andere Beanspruchungssituationen ist hierauf jedoch zu achten.



Aufgrund der vorliegenden Simulation der Verbundstrecke innerhalb eines Pull-Out Testkörpers beteiligen sich die Dehnungen des Betons nur gering an den Gesamtverschiebungen im Verbundbereich. Aufgrund der hieraus resultierenden geringen Abweichungen zwischen linearem und nichtlinearem Betongesetz kann auf die Definition eines nichtlinearen Materialgesetzes verzichtet werden. Der Beton wird dann linear elastisch ohne Berücksichtigung eines Bruchgesetzes gemäß dem Ansatz nach Gl. (5.7-5) und Bild 5-34 mittels  $E_{cm} = \text{const.}$  erfasst.

#### 5.7.4.2.2 Materialgesetz Betondrahtseil

##### *Linearer Ansatz*

Wie bereits in Abschnitt 5.3.2.2 bei der Definition des Sekantenseilelastizitätsmoduls beschrieben, ist die Annahme eines konstanten E-Moduls ( $E_{s,BDS} = \text{const.}$ ) bei Untersuchungen bis ca. zur halben Bruchspannung vertretbar. Die Spannungs-Dehnungs-Linie stellt sich linear gemäß Gl. (5.7-26) innerhalb der Grenzen  $0 \leq \sigma_s \leq 800 \text{ N/mm}^2$  dar.

$$\sigma_s = \varepsilon_s \cdot E_{s,BDS}(f_c, d_s) \quad (5.7-26)$$

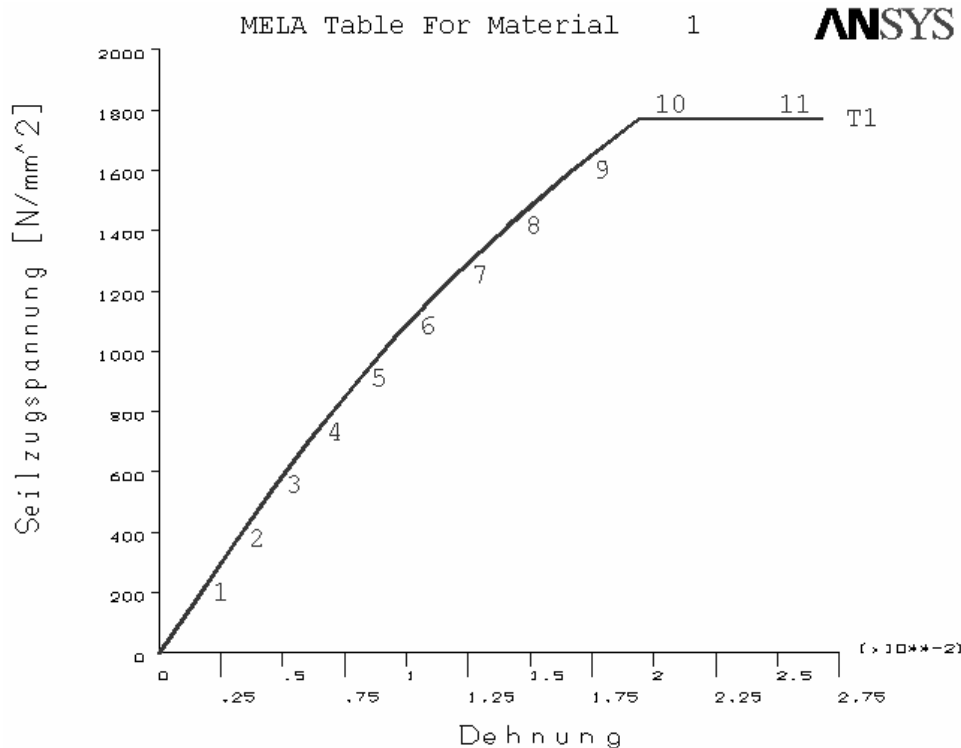
Die Berechnung von  $E_{s,BDS}(f_c, d_s)$  erfolgt gemäß Gl. (5.3-10).

##### *Nichtlinearer Ansatz*

Zur Berücksichtigung des nichtlinearen Werkstoffverhaltens der untersuchten Betondrahtseile wird der Ansatz zur Berechnung der Tangentenmoduln gemäß Abschnitt 5.3.2.3 verwendet. Die Definition der Spannungs-Dehnungs-Linie erfolgt durch Integration nach Gl. (5.7-3) innerhalb der Beanspruchungsgrenzen des Rundlitzenseils  $0 \leq \sigma_s \leq 1770 \text{ N/mm}^2$ .

Der nichtlineare Verlauf wird, wie bereits für Beton beschrieben, mit einem multi-linearen Werkstoffgesetz angenähert.

Exemplarisch ist der Spannungs-Dehnungsverlauf für ein Drahtseil  $d_s = 12 \text{ mm}$  unter Verwendung von Rezeptur I ( $f_c = 28 \text{ N/mm}^2$ ) in Bild 5-41 dargestellt. Die Berechnung von  $E_t(\sigma_s, f_c, d_s)$  erfolgt gemäß Gl. (5.3-14) in Abschnitt 5.3.2.3.



**Bild 5-41:** Multi-lineares Werkstoffgesetz Betondrahtseil in ANSYS®

#### 5.7.4.2.3 Verwendete Verbundspannungs-Verschiebungs-Beziehung

Das Verbundtragverhalten wird über die Federelemente in das Modell implementiert. Hierbei können die Federn mit einer nichtlinearen Federkennlinie ausgestattet werden.

Die im Abschnitt 5.6 herausgearbeitete Verbundspannungs-Verschiebungs-Beziehung wird im Folgenden der Charakteristik der Verbundelemente angepasst. Hierzu wird das Verbundgesetz in eine Federkraft-Federstauchungs-Beziehung gemäß Gl. (5.7-27) überführt. Diese kann als Federkennlinie  $F_{BDS}(v)$  in die Elemente eingearbeitet werden.

$$F_{BDS}(v) = \frac{(1,55 \cdot 10^7 \cdot v^{0,15} \cdot f_c^{0,75} \cdot f_R^{3,5}) \cdot (u_b \cdot l_b)}{a} \quad (5.7-27)$$

mit:

$F$  Federkraft in [N]

$v$  Federstauchung in [mm]

$a$  Anzahl der Elemente über die Verbundlänge  $l_b$

Für vergleichende Betrachtungen kann dies analog für das Verbundgesetz des Betonstahls erfolgen. Hierbei ergibt sich die Federkennlinie  $F_{BS}(v)$  gemäß Gl. (5.7-28).

$$F_{BS}(v) = \frac{(0,86 \cdot v^{0,32} \cdot f_c^{0,98}) \cdot (u_b \cdot l_b)}{a} \quad (5.7-28)$$

## 6 Modell- und Vergleichsberechnungen

### 6.1 Vorbemerkungen

Im folgenden Kapitel werden die Modellbildungen zur Erfassung des Verbundtragverhaltens unter Zuhilfenahme der numerischen Auswertungsverfahren gemäß den Abschnitten 5.7.3 und 5.7.4 analysiert. Die hieraus gewonnenen Ergebnisse sind den Messwerten aus Versuchen gegenübergestellt.

Zunächst erfolgt eine Untersuchung der durchgeführten Pull-Out Tests. Es werden die Verteilungen der Verschiebungen, Verbund- und Drahtseilspannungen innerhalb der Einbettungslänge betrachtet. Des Weiteren wird untersucht, ob die Verschiebungen zwischen Beton und Stahlseil auf der Lasteinleitungsseite mit Hilfe des vorliegenden Modells korrekt erfassbar sind.

Die Qualität eines Modells zeigt sich i. Allg. erst durch die Anwendung bzw. Implementierung desselbigen in einer anderen als dem Modell zugrunde liegenden Bauteil- oder Versuchskörpersituation. Können die Berechnungen mit Messergebnissen verglichen werden, so sind Schwachstellen des Modells aufdeckbar bzw. die Möglichkeit der Verifizierung gegeben. Hierzu wird in einer Modellberechnung, ein bereits in der Literatur bekannter Verankerungstestkörper [6, 8] näher untersucht.

### 6.2 Modellberechnungen „Pull-Out Tests“

#### 6.2.1 Allgemeines

Es wird die gesamte Verbundspannungs-Verschiebungsbeziehung im Modell berechnet und den aus den Pull-Out Tests gewonnenen Messergebnissen gegenübergestellt. Insbesondere wird hierbei die mittlere Verbundspannungs- bzw. Prüfkraft-Verschiebungsrelation bezogen auf die Lastseite betrachtet.

Die rechnerische Erfassung der Verbundstrecke dient der Darstellung und Beurteilung der Verteilungen der lokalen Verschiebungen  $s(x)$ , Drahtseilspannungen  $\sigma_s(x)$  und Verbundspannungen  $\tau_b(x)$ . Die Modellannahmen erfolgen gemäß den Ausführungen in Kapitel 5. Mit Hilfe der schrittweisen Integration bzw. der Methode der Finiten Elemente unter Einbeziehung der linearen und nichtlinearen Materialgesetze werden die Berechnungen durchgeführt. Die dargelegten Auswertungen bieten die Möglichkeit zur Berechnung einer mittleren Verbundspannung  $\tau_{b,m}$ , welche eine praxisgerechte Größe im Hinblick auf die Beurteilung der Verbundtragfähigkeit der einbetonierten Drahtseile

darstellt. Vergleichende Betrachtungen hinsichtlich der Verankerungslängen von Drahtseilen und Betonstahl werden möglich.

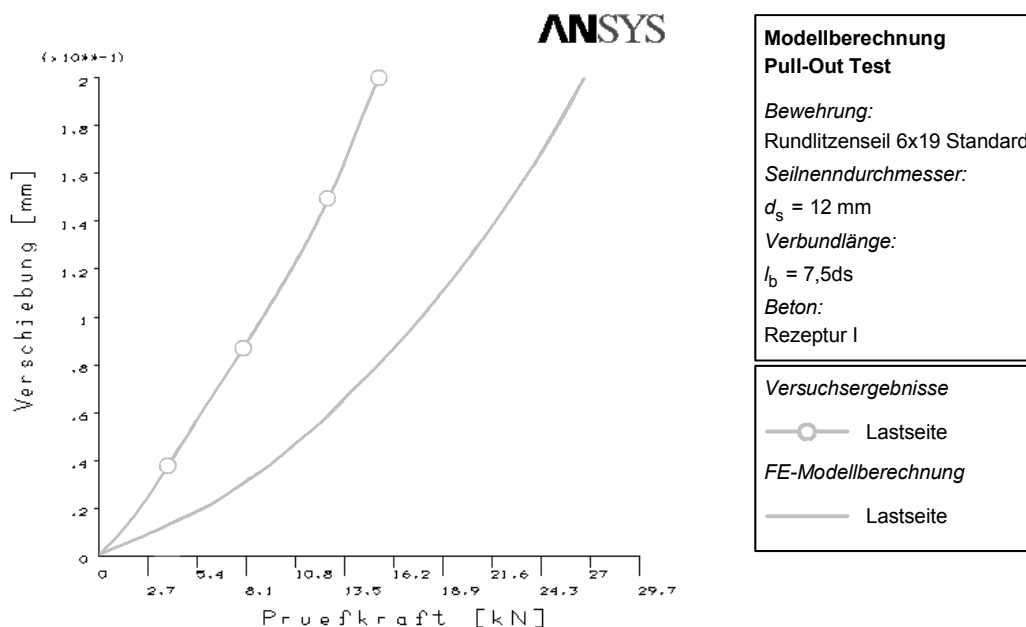
## 6.2.2 Analyse

### 6.2.2.1 Verbundspannungs- bzw. Prüfkraft-Verschiebungsbeziehung

Zunächst erfolgt die Umsetzung der Modellbildung gemäß den Ausführungen in Abschnitt 5.7.4.1.1 mit anschließender Berechnung des Verlaufs der mittleren Verbundspannungen in Bezug zu den Verschiebungen der Last- und lastfreien Seite des Prüfkörpers. Erwartungsgemäß ergeben sich die Verschiebungen auf der lastfreien Seite nach dem in Abschnitt 5.6 definierten Verbundgesetz. Die Messergebnisse aus den Versuchen können gut abgebildet werden.

Im Gegensatz hierzu lassen die Auswertungen der Lasteinleitungsseite des Versuchskörpers erhebliche Abweichungen zwischen den Modellrechnungen und Versuchsergebnissen erkennbar werden. Die Diskrepanz zwischen den lastseitigen mittleren Verbundspannungen bei einer Verschiebung von 0,4 mm ist in den untersuchten Vergleichsberechnungen i.d.R. größer als 100 %.

Exemplarisch sei hier die Modellrechnung der Versuchsreihe mit einem Seilnenn-durchmesser  $d_s = 12$  mm unter Verwendung von Rezeptur I bei einer Verbundlänge von  $7,5d_s$  hervorgehoben. In Bild 6-1 wird der Prüfkraft<sup>21</sup>-Verschiebungsverlauf für die Lastseite der Verbundstrecke grafisch dargestellt. Die ebenfalls aufgetragenen Messdaten lassen einen deutlichen Unterschied zwischen Modell und Versuch erkennen.

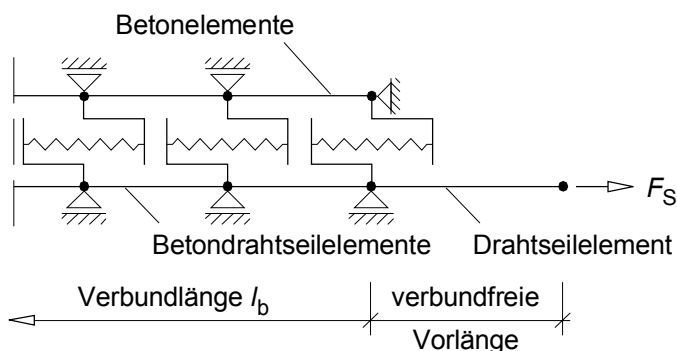


**Bild 6-1:** Vergleich Versuch und Modellberechnung VR 12-3060-25-7,5

<sup>21</sup> Ausziehungskraft

Der Grund für diese Abweichung liegt in der Abdichtungskonstruktion zwischen Stahlseil und Kupferrohr. Die Messaufnehmer konnten nicht genügend genau am vorgesehenen Untersuchungspunkt (Ende der Verbundstrecke) angebracht werden. Hieraus ergab sich zwischen Messpunkt und der Verbundgrenze eine verbundfreie Drahtseillänge<sup>22</sup>. Bei der Beurteilung der gemessenen Verschiebungen auf der Lastseite ist diese Länge entsprechend zu berücksichtigen.

Aufgrund dieser Erkenntnisse sind die Resultate der durchgeführten Vergleichsrechnungen plausibel. Die zu den jeweiligen Ausziehungskräften gehörenden Verschiebungen werden bei den Modellberechnungen infolge der fehlenden Dehnungen innerhalb der verbundfreien Vorlänge zu niedrig ermittelt.



**Bild 6-2:** Modifiziertes Modell

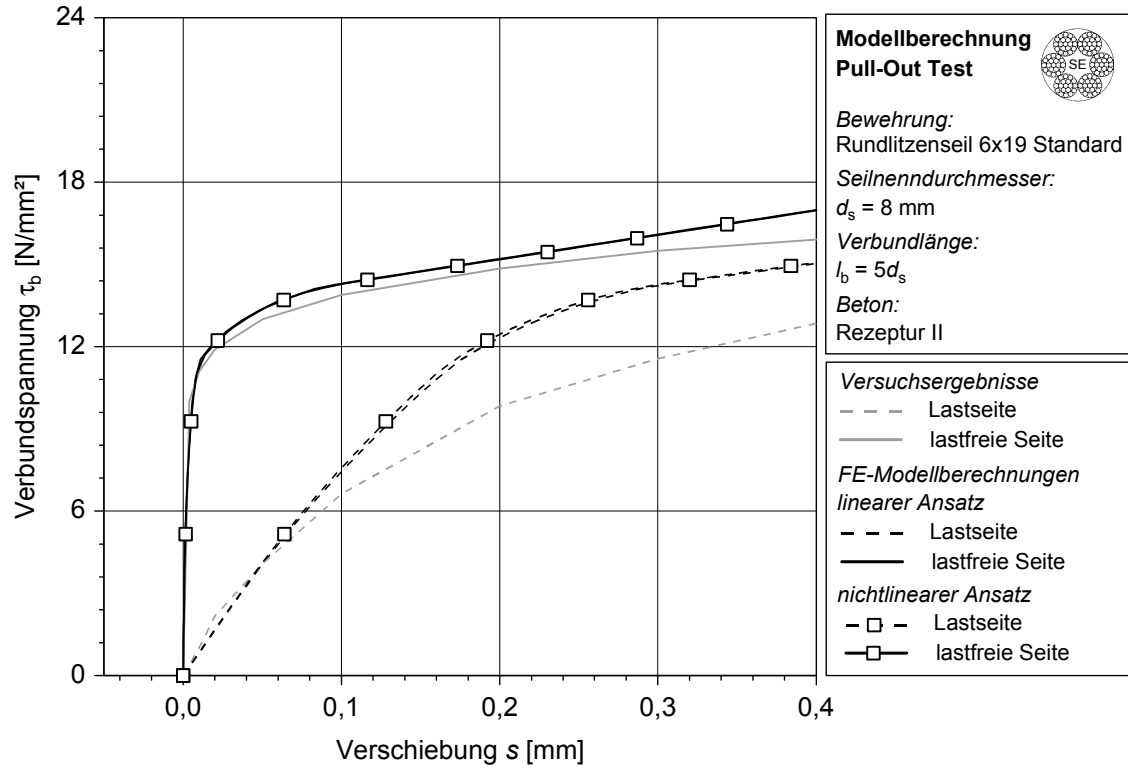
In der Konsequenz der vorangegangenen Ausführungen wurden die Berechnungen mit einer modifizierten Modellbildung gemäß Bild 6-2 weitergeführt.

Bild 6-3 zeigt den Vergleich zwischen den Verbundspannungs-Verschiebungsbeziehungen, bezogen auf die Last- und lastfreie Seite des Pull-Out Testkörpers, resultierend aus der Modellrechnung und den Versuchsergebnissen anhand der Versuchsreihe mit dem Seilnennendurchmesser 8 mm, Rezeptur II und einer Verbundlänge von  $5d_s$ .

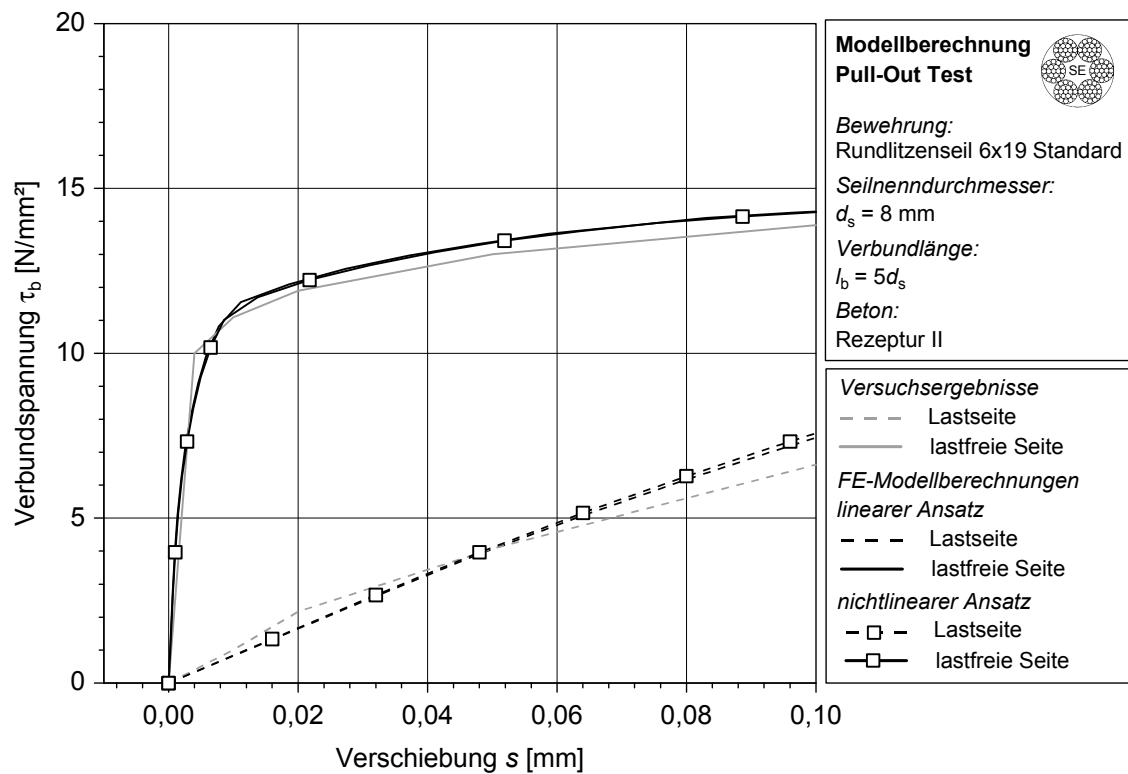
Die Darstellungen machen deutlich, dass mit der zusätzlichen Berücksichtigung einer verbundfreien Vorlänge und der damit verbundenen besseren Annäherung an die wahre Prüfkörpersituation nunmehr eine gute Übereinstimmung zwischen Modell und Messergebnissen erreicht werden kann.

Die maximalen Abweichungen zwischen den berechneten und den aus den Versuchen ermittelten Verbundspannungen reduzieren sich auf 42 %. Die Verifizierung der vorgeschlagenen Modellansätze und Lösungsmethoden im Hinblick auf die vorliegende Problematik ist somit nach Ansicht des Verfassers gegeben.

<sup>22</sup> Im Folgenden als verbundfreie Vorlänge bezeichnet.



**Bild 6-3:** Verbundspannungs-Verschiebungsbeziehung VR 08-3060-55-5

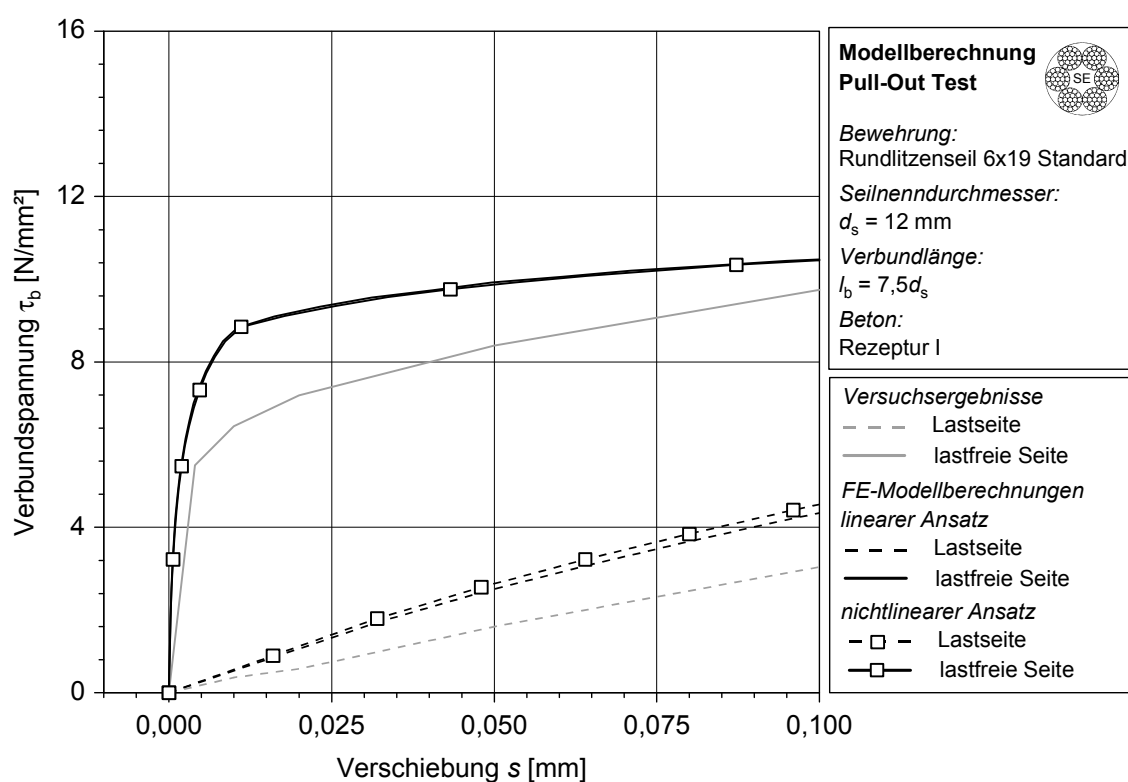


**Bild 6-4:** Verbundspannungs-Verschiebungsbeziehung VR 08-3060-55-5 (Detail)

Betrachtet man den Bereich der kleinen Verschiebungen ( $s \leq 0,1$  mm), so wird deutlich, dass die gewählten Modelldefinitionen in diesem Bereich eine hohe Übereinstimmung mit den Versuchswerten aufweisen.

Bild 6-4 zeigt den Vergleich zwischen Modellrechnung und Versuchsergebnissen im Bereich der kleinen Verschiebungen für den bereits in Bild 6-3 dargestellten Prüfkörper.

In Bild 6-5 wird eine weitere Vergleichsrechnung vorgestellt. Der hier untersuchte Versuchskörper beinhaltet den Seildurchmesser 12 mm bei Rezeptur I und einer Verbundlänge von  $7,5d_s$ . Die Verbundspannungs-Verschiebungsverläufe können auch hier das Tragverhalten gut abbilden. Es erfolgt eine leichte Überschätzung der Verbundtragfähigkeit, sowohl bezüglich der Verschiebungen auf der Lastseite, als auch auf der lastfreien Seite des Pull-Out Testkörpers.

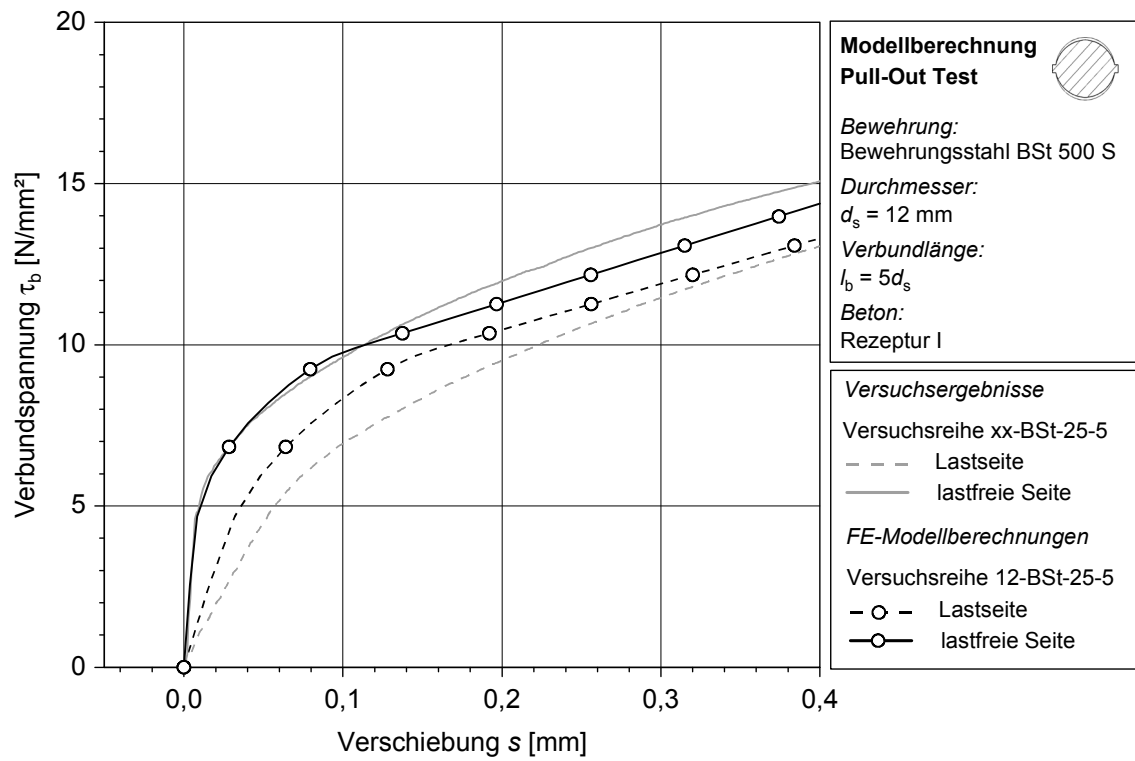


**Bild 6-5:** Verbundspannungs-Verschiebungsbeziehung VR 12-3060-25-7,5 (Detail)

Aus Gründen der Vergleichbarkeit zu den Drahtseilen und der Verifizierung der vorgestellten Verbundgesetzmäßigkeit gemäß Gl. (5.6-2), wird exemplarisch der Versuchskörper mit einem Betonstahl  $d_s = 12$  mm unter Verwendung von Rezeptur I mit den damit verbundenen Verbundspannungs-Verschiebungsbeziehungen dargestellt. Die durchgeführten Modellberechnungen, welche in Bild 6-6 grafisch dargestellt sind, zeigen sehr gute Übereinstimmungen und bestätigen den gewählten Modellansatz.

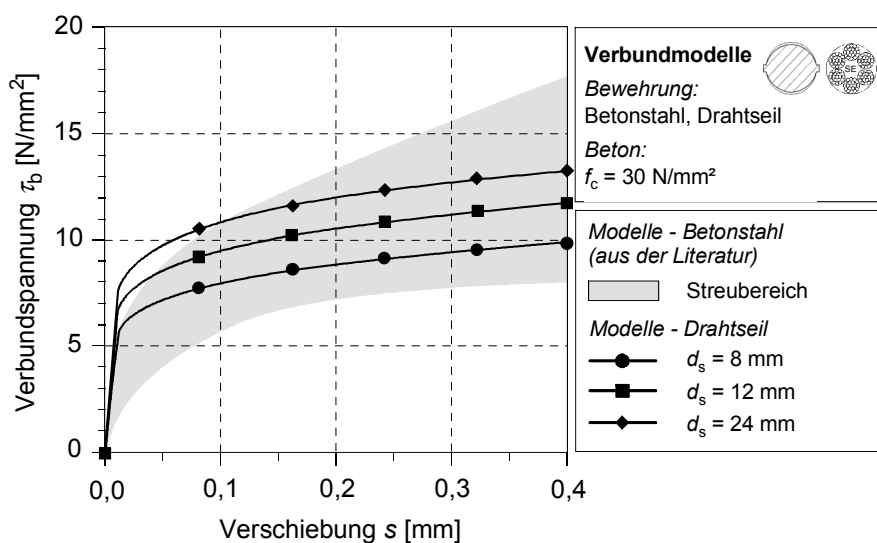
Betrachtet man die Differenz der Verschiebungen zwischen dem Lasteinleitungspunkt und der lastfreien Seite und interpretiert diese als Dehnungen des Drahtseils innerhalb der Verbundlänge, so wird der signifikante Unterschied zu den Drahtseilen deutlich. Die

Kurven liegen bei den Prüfkörpern unter Verwendung von Betonstahl dicht beieinander und deuten auf die, im Vergleich zum Prüfkörper mit einem einbetonierten Drahtseil, geringeren Dehnungen innerhalb der Verbundstrecke hin.



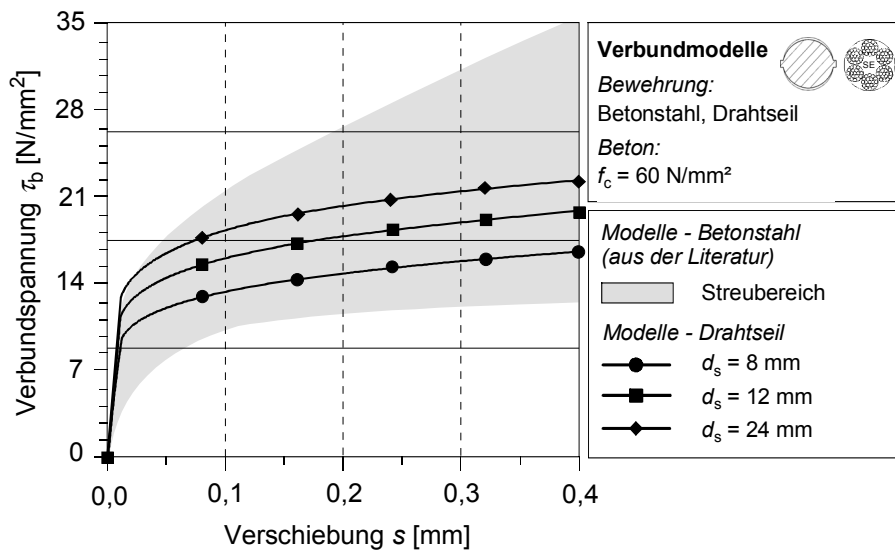
**Bild 6-6:** Verbundspannungs-Verschiebungsbeziehung VR 12-BSt-25-5

Abschließend wird ein Vergleich zwischen dem eigenen Verbundmodell für das einbetonierte Drahtseil und Modellansätzen anderer Forscher für Betonstahl und Spannstahlitzen angestellt. Die Darstellungen beziehen sich auf die mittlere Verbundspannungs-Verschiebungsbeziehung der lastfreien Seite des Prüfkörpers.



**Bild 6-7:** Vergleich Verbundmodelle Betonstahl und Drahtseil ( $f_c = 30 \text{ N/mm}^2$ )



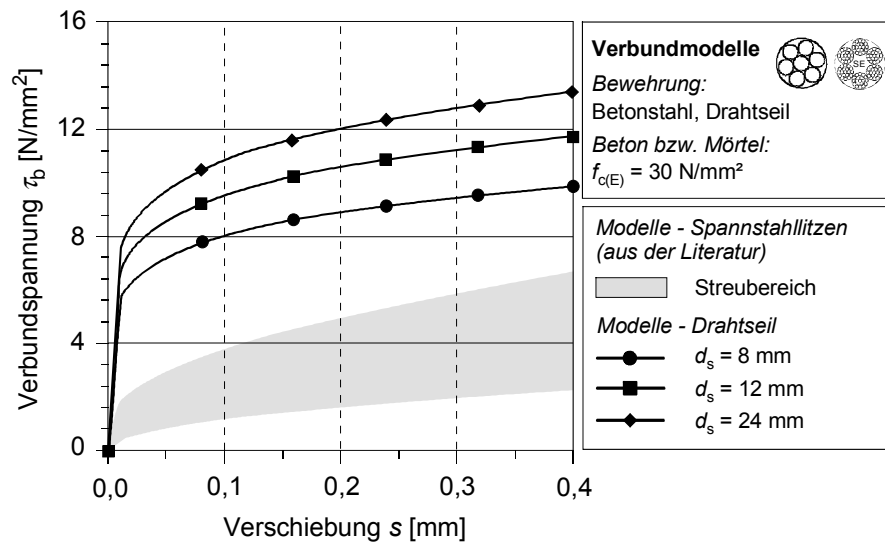


**Bild 6-8:** Vergleich Verbundmodelle Betonstahl und Drahtseil ( $f_c = 60 \text{ N/mm}^2$ )

Bild 6-7 zeigt den Streubereich der Modelle für Betonstahl gemäß Abschnitt 5.3 bei einer Betondruckfestigkeit  $f_c = 30 \text{ N/mm}^2$ . Die Verbundspannungs-Verschiebungsrelation für die in den Tests verwendeten praxisüblichen Drahtseile sind hierzu in Beziehung gebracht. Die erreichbaren Verbundspannungen der Drahtseile befinden sich i. Allg. innerhalb der Modellansätze für Betonstahl. Wie aus der Diagrammdarstellung ersichtlich, verhalten sich größere Drahtseildurchmesser ( $d_s = 24 \text{ mm}$ ) bei kleinen Verschiebungen zunehmend steifer im Beton.

Bei doppelter Betondruckfestigkeit ( $f_c = 60 \text{ N/mm}^2$ ) ergeben sich ähnliche Beziehungen (Bild 6-8). Das in Bild 6-7 festgestellte vergleichsweise steife Verbundverhalten bei kleinen Verschiebungen wird aufgrund des unterproportionalen Einflusses der Betondruckfestigkeit im Verbundgesetz der Drahtseile relativiert. Die Verbundspannungen der untersuchten Seile befinden sich innerhalb des Streubereichs der betrachteten Verbundmodelle für Betonstahl.

Im Gegensatz hierzu lässt der Vergleich zu den Modellen zur Erfassung des Verbundverhaltens von Spannstahllitzen deutlich größere Verbundspannungen bei den Drahtseilen erkennen. Bild 6-9 stellt die bereits in Abschnitt 5.3 erläuterten Ansätze für Spannstahllitzen denen der Drahtseile gegenüber.



**Bild 6-9:** Vergleich Verbundmodelle Spannstahlstützen und Drahtseil ( $f_c = 30 \text{ N/mm}^2$ )

### 6.2.2.2 Spannungs- und Verschiebungsverteilungen über die Verbundstrecke

Die bisherigen Ausführungen bezogen sich, aufgrund der prinzipiellen Struktur des Pull-Out Tests, nur auf Betrachtungen der Grenzpunkte der Verbundstrecke. Die Verteilungen der Verschiebungen und Spannungen innerhalb der Verbundlänge blieben als „Black-Box“-System unbekannt.

Die vorgestellten numerischen Lösungsverfahren der Differentialgleichung des verschieblichen Verbunds erlauben eine Näherungsermittlung der entsprechenden Verlaufsfunktionen. Somit wird z.B. die Erfassung der Verbundspannung an jeder Stelle der Verbundstrecke möglich.

Für bestimmte Anwendungssituationen und im Zuge der Bereitstellung einer praxisgerechten Größe wird die Bestimmung einer mittleren Verbundspannung  $\tau_{b,m}$  nötig. Die Kenntnis der lokalen Verbundspannung an der Stelle  $x$  ist hierbei von untergeordneter Bedeutung, jedoch Voraussetzung der Berechnung der mittleren Verbundspannung.

$$\tau_{b,m} = \frac{1}{l_b} \cdot \int_0^{l_b} \tau_b(x) dx \quad (3.6-16)$$

Die Ermittlung der mittleren Verbundspannung wird in Form der Integration der Verlaufsfunktion realisiert. Die Berechnung erfolgt gemäß Gl. (3.6-16) und schließt z.B. an die schrittweise Integration an (vgl. auch Abschnitt 3.6.3.2).

Die Darlegung der Verteilungsgesetze für die unterschiedlichsten Beanspruchungszustände aller berechneter Versuchskörper würde den Rahmen der vorliegenden Arbeit sprengen. Daher werden im Folgenden die Verteilungsgesetzmäßigkeiten für drei ausgewählte Prüfkörperkonfigurationen (zwei Versuchsreihen mit einbetonierten Drahtseilen und eine Versuchsreihe mit Betonstahl) mit bestimmten Verschiebungszuständen

aufgezeigt. Die im Modell berücksichtigte verbundfreie Länge ist in den nachfolgenden Auswertungen nicht mit einbezogen.

Die Ausführungen und Darstellungen in den Diagrammen sind auf die Verschiebungen gemäß den Gln. (6.2-1) bis (6.2-3), welche sich auf die lastabgewandte Seite des Prüfkörpers ( $x = 0$ ) beziehen, ausgerichtet.

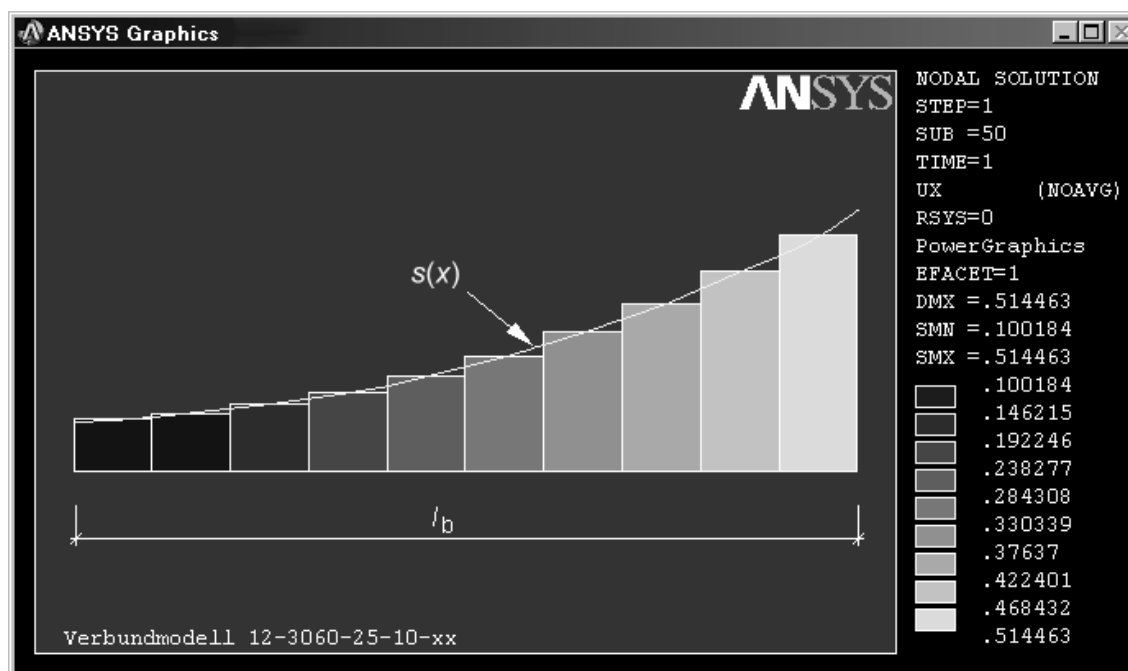
$$\text{Fall 1: } s(0) = 0,01 \text{ mm} \quad (6.2-1)$$

$$\text{Fall 2: } s(0) = 0,1 \text{ mm} \quad (6.2-2)$$

$$\text{Fall 3: } s(0) = 0,4 \text{ mm} \quad (6.2-3)$$

Zunächst wird die Versuchsreihe 12-3060-25-10 ausgewertet. Hierbei handelt es sich um die Versuchskörper, welche die größte untersuchte Verbundlänge beim verwendeten Seildurchmesser 12 mm aufweisen.

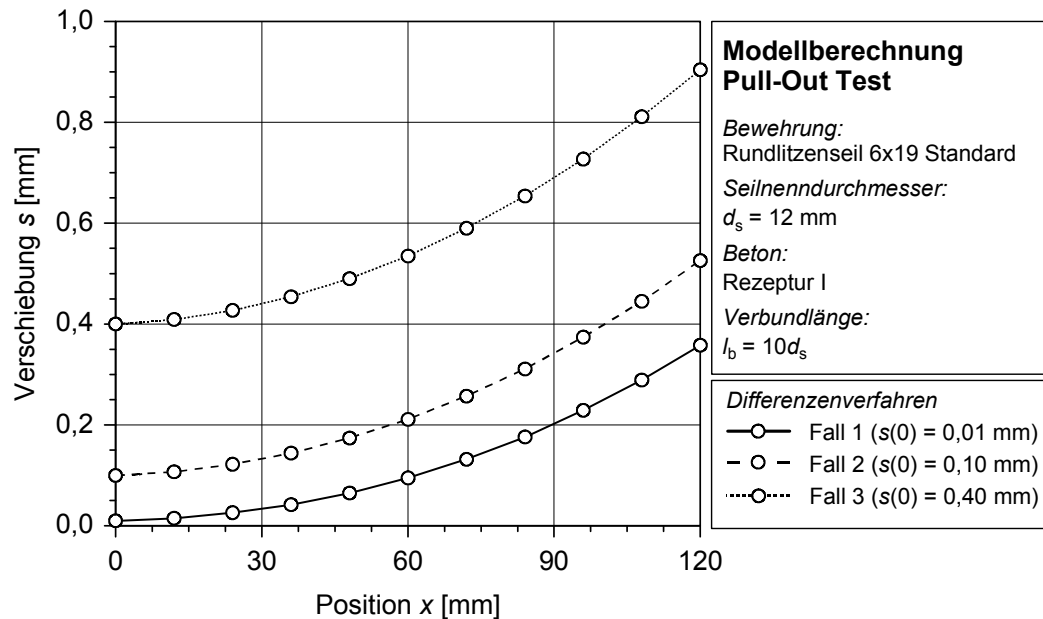
In Bild 6-10 sind die Verschiebungen über die Einbettungslänge in der grafischen Ausgabe des FE-Programms dargestellt. Es ist der nichtlineare Verschiebungsverlauf bei einem Schlupf von 0,1 mm auf der lastfreien Seite des Prüfkörpers zu erkennen. Die Ausgabe beinhaltet im grafischen Teil der Darstellung die mittleren Elementverschiebungen und in der Legende die jeweiligen Knotenverschiebungen.



**Bild 6-10:** Element- und Knotenverschiebungen in ANSYS® (VR 12-3060-25-10)

Bild 6-11 zeigt den Verlauf der Verschiebungen für die drei Untersuchungszustände. Die Abszisse des Diagramms stellt hierbei die Lokalkoordinate  $x$  innerhalb der Verbundstrecke dar, wohingegen auf der Ordinate die jeweiligen Verschiebungen  $s(x)$  auf-

getragen sind. Das einbetonierte Drahtseil ist mit einem linearen Ansatz des Materialgesetzes<sup>23</sup> versehen.

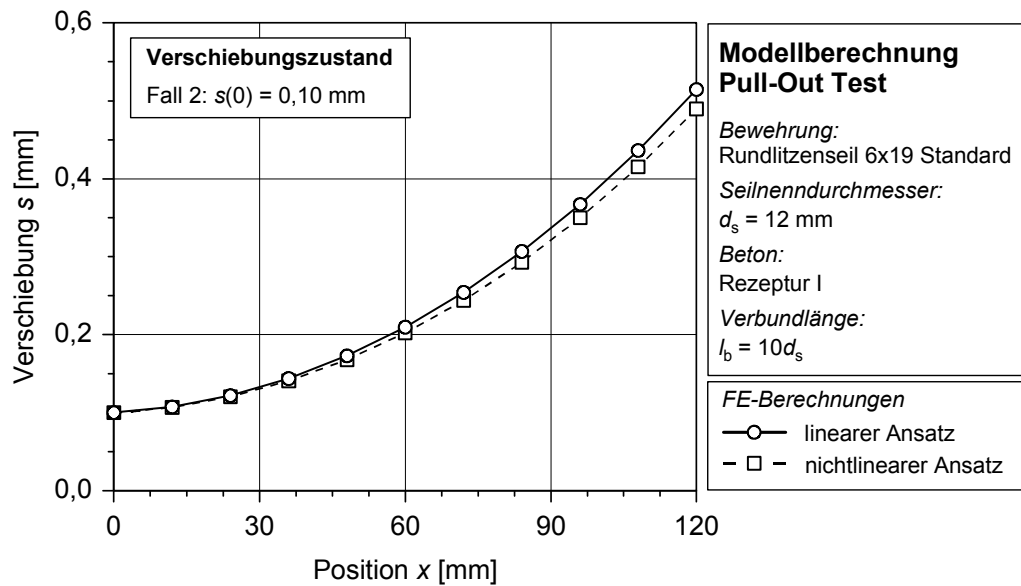


**Bild 6-11:** Verschiebungsverteilungen über die Verbundlänge

Der prinzipielle Verlauf der Verschiebungen über die Verbundlänge stellt sich nichtlinear dar, wobei bei kleinen Ausziehwegen (Fall 1) die Verschiebungskurve flacher als bei größeren Ausziehwegen (Fall 3) verläuft. Das bedeutet, dass die Verschiebungsdifferenz zwischen den beiden Grenzen der Verbundstrecke mit größer werdenden Verschiebungen zunimmt. Der Grund hierfür ist den größeren Dehnungen des Betondrahtseils und der generellen Charakteristik des Verbundgesetzes (vgl. Abschnitt 5.6; Gl. (5.6-1)) zuzuordnen. Der flache Verlauf der Verbundfunktion im Bereich größerer Verschiebungen lässt nur noch eine geringe Steigerung der Verbundtragfähigkeit (Verbundspannungen) zu.

In Bild 6-12 ist der direkte Vergleich der Verschiebungsverläufe für Fall 2 zwischen linearer und nichtlinearer Materialdefinition verdeutlicht. Es ist festzustellen, dass infolge des nichtlinearen Ansatzes die lokalen Verschiebungen kleiner ermittelt werden. Für den vorliegenden Fall ergibt sich auf der Lastseite ein prozentualer Unterschied der berechneten Verschiebungen von 5 %.

<sup>23</sup> Ansatz: Sekantenmodul des Betondrahtseils



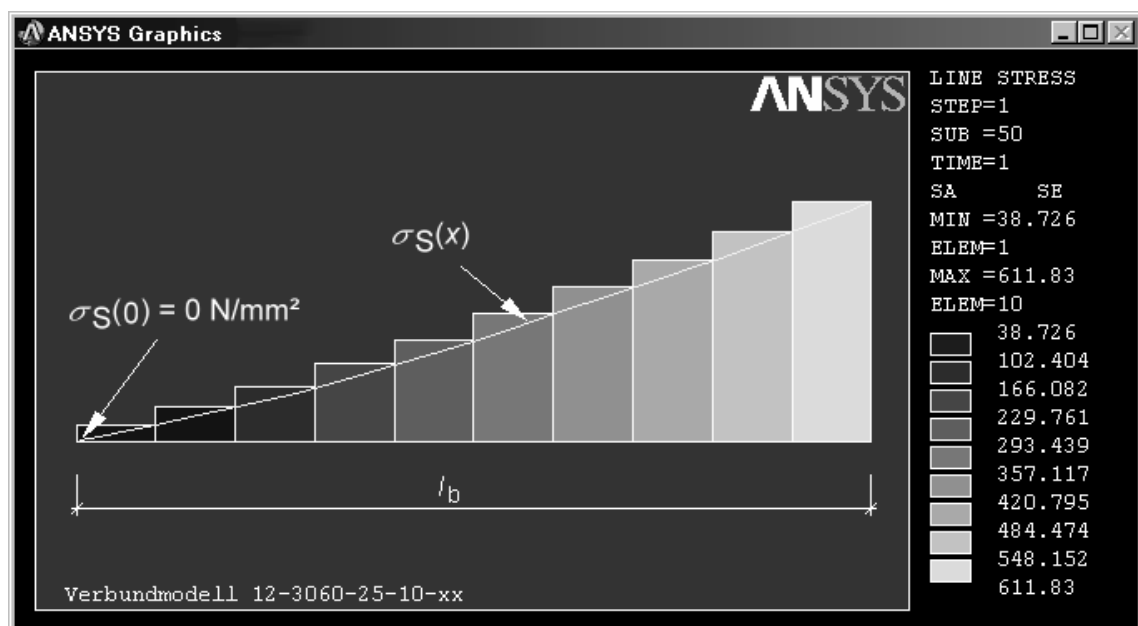
**Bild 6-12:** Vergleich lineare und nichtlineare Materialdefinition

Im Pull-Out Versuchskörper gelten bezüglich der Drahtseilspannungen die Randbedingungen gemäß den Gln. (6.2-4) und (6.2-5).

$$\sigma_s(0) = 0 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{lastabgewandte Seite}) \quad (6.2-4)$$

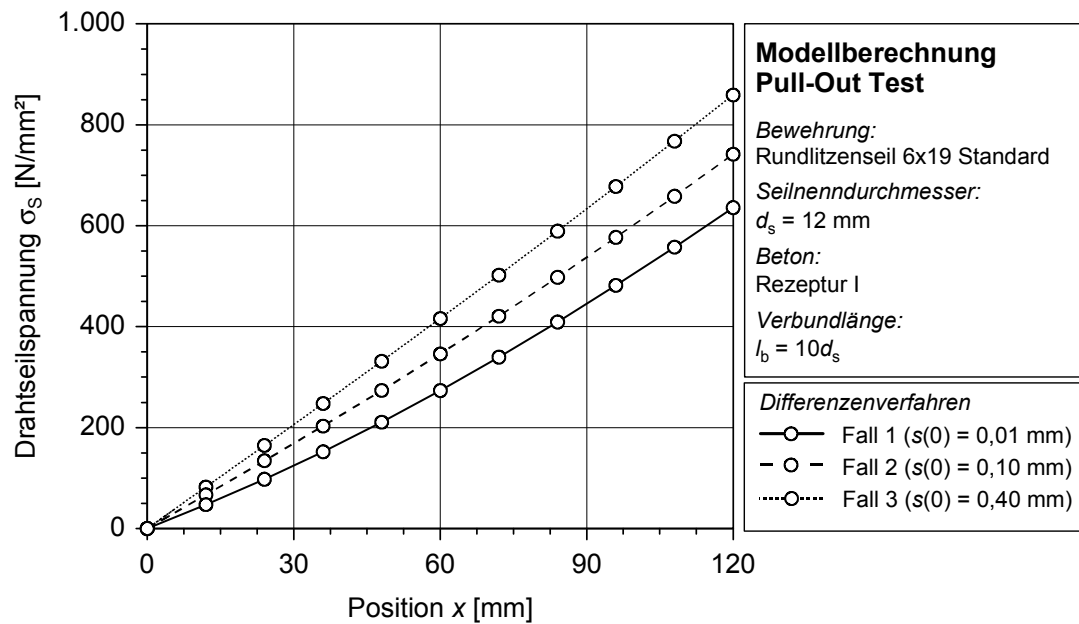
$$\sigma_s(l_b) = \text{Maximum} \quad (\text{Lastseite}) \quad (6.2-5)$$

Betrachtet man den Verlauf der Elementspannungen über die Verbundstrecke  $l_b$  im FE-Modell (Bild 6-13), so erkennt man die zutreffende Modellierung in Übereinstimmung mit den Randbedingungen.



**Bild 6-13:** Verlauf Elementspannungen (Drahtseil)

Der Verlauf der Drahtseilspannungen  $\sigma_s(x)$  stellt sich ebenfalls nichtlinear dar. Wie der Vergleich der Kurven zwischen den Verschiebungszuständen Fälle 1 und 3 in Bild 6-14 deutlich macht, bedingen größere Verschiebungen höhere Drahtseilspannungen.



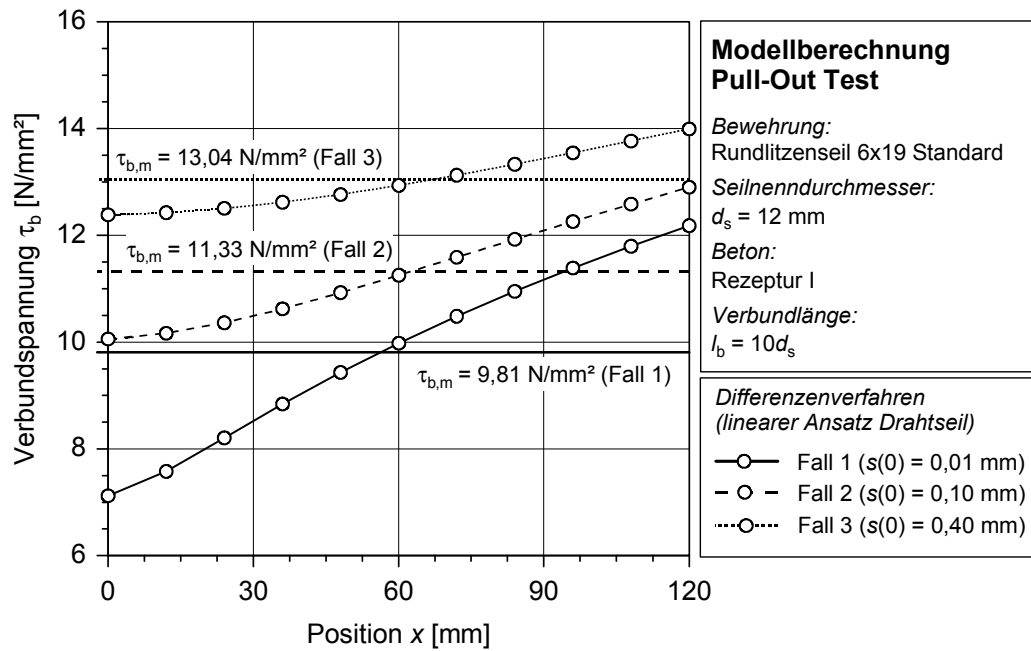
**Bild 6-14:** Verlauf der Drahtseilspannungen über die Verbundstrecke

In Bild 6-15 sind die entsprechenden Verläufe der lokalen Verbundspannungen  $\tau_b(x)$  getrennt für die unterschiedlichen Verschiebungszustände grafisch dargestellt. Zusätzlich erfolgt die Berechnung der jeweiligen mittleren Verbundspannungen  $\tau_{b,m}$ .

Die Verlaufsfunktionen unterscheiden sich signifikant voneinander. Bei kleinen Verschiebungen (Fall 1) erfolgt, ausgehend von der lastfreien Seite des Prüfkörpers, erst ein überproportionaler Anstieg, welcher dann in eine unterproportional ansteigende Verlaufsfunktion wechselt. Der direkte Zusammenhang zum Verbundgesetz wird deutlich. Bei Verschiebungen  $s(0) \approx 0$  stellt sich der typische Verlauf der Funktion des Verbundgesetzes nach Abschnitt 5.6 (Bild 5-31) ein.

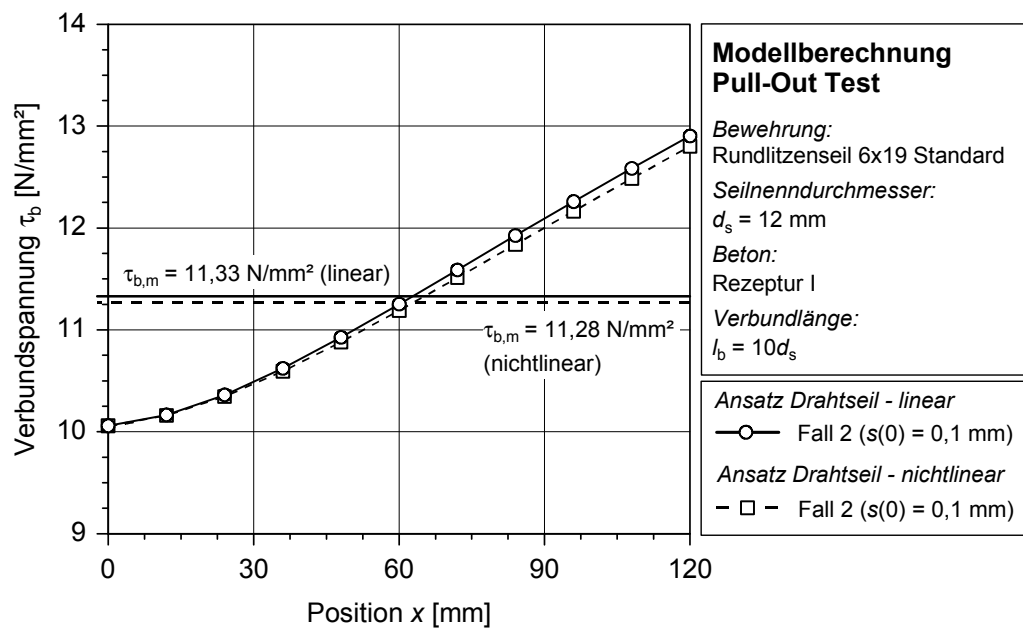
Bei größeren Verschiebungen (Fall 3) können sich über die gesamte Verbundstrecke überproportional ansteigende Kurvenverläufe ausbilden.

Betrachtet man die mittleren Verbundspannungen so ist zu erkennen, dass im Bereich der kleinen Verschiebungen die größte Steigerung der mittleren Verbundspannungen zu beobachten ist.



**Bild 6-15:** Verlauf der Verbundspannungen über die Einbettungslänge

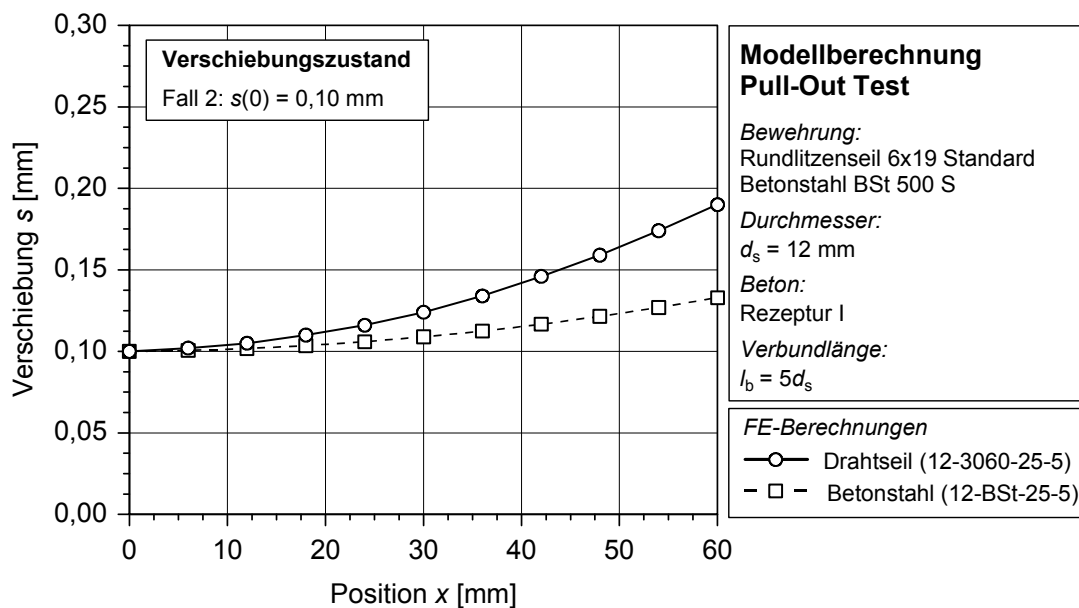
Der direkte Vergleich zwischen dem Ansatz eines linearen und nichtlinearen Materialgesetzes zeigt die Berechnung kleinerer Verbundspannungen bei nichtlinearer Materialdefinition.



**Bild 6-16:** Vergleich Verbundspannungsverlauf mit linearem und nichtlinearem Ansatz

Geht man davon aus, dass der nichtlineare Ansatz das Verbund- und Materialverhalten genauer abbildet, erfolgt demzufolge eine geringfügige Überschätzung des Tragverhaltens bei der Verwendung eines linearen Materialgesetzes. Für die vorliegende Versuchsreihe ergibt sich bezogen auf den Punkt der Lasteinleitung eine um 0,8 % größere lokale Verbundspannung. Die mittlere Verbundspannung wird beim linearen Ansatz um 0,5 % größer berechnet.

Vergleicht man die Verteilungsgesetzmäßigkeiten von einbetonierten Drahtseilen mit denen von Betonstählen (Bild 6-17) bei sonst gleichen Randbedingungen, so ist ein nachgiebigerer Verbund bei den Drahtseilen zu erkennen. Die Verteilungsfunktion der Verschiebungen steigt zur Lasteinleitungsseite steiler an.



**Bild 6-17:** Vergleich Verschiebungsverlauf Drahtseil und Betonstahl

Resultierend aus dem vorgestellten Verschiebungsverlauf ergeben sich dementsprechend unterschiedliche Verteilungen der Verbundspannungen beim Vergleich der einbetonierten Drahtseile und Betonstähle. Für die exemplarisch ausgewählte Versuchsreihe unter Verwendung von Rezeptur I und einer Verbundlänge von  $5d_s$  ergibt sich bei der Versuchsreihe mit dem einbetonierten Betonstahl eine um 8 % höhere mittlere Verbundspannung. Diese Aussage bezieht sich auf den Verschiebungszustand  $s(0) = 0,1$  mm (Fall 2). Wie Bild 6-18 zeigt, steigt diese Abweichung bei höheren Verschiebungen an, da sich der Verbund und das gesamte Materialverhalten der einbetonierten Drahtseile im oberen Verschiebungsbereich „weicher“ verhält. Die Abweichung der mittleren Verbundspannungen beträgt im Verschiebungszustand 3 (Fall 3) 38 % (vgl. Bild 6-19). Es wird deutlich, dass bei großen Verschiebungen die Verbundspannungen über die Verbundlänge nur noch gering zunehmen.



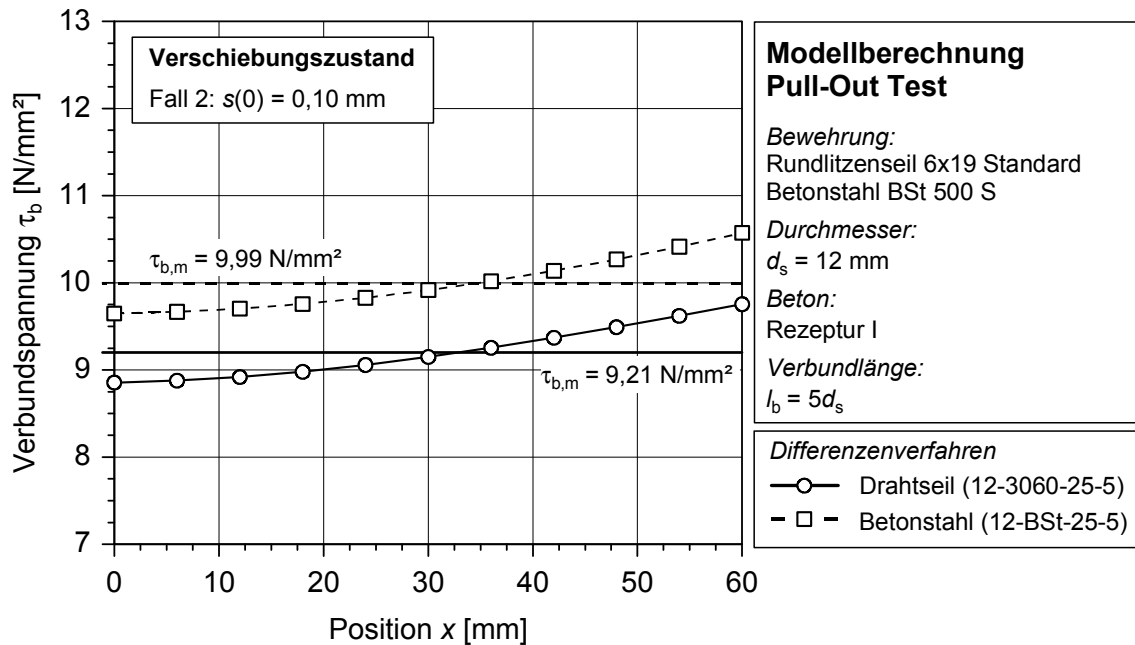


Bild 6-18: Vergleich Verbundspannungsverlauf Drahtseil und Betonstahl (Fall 2)

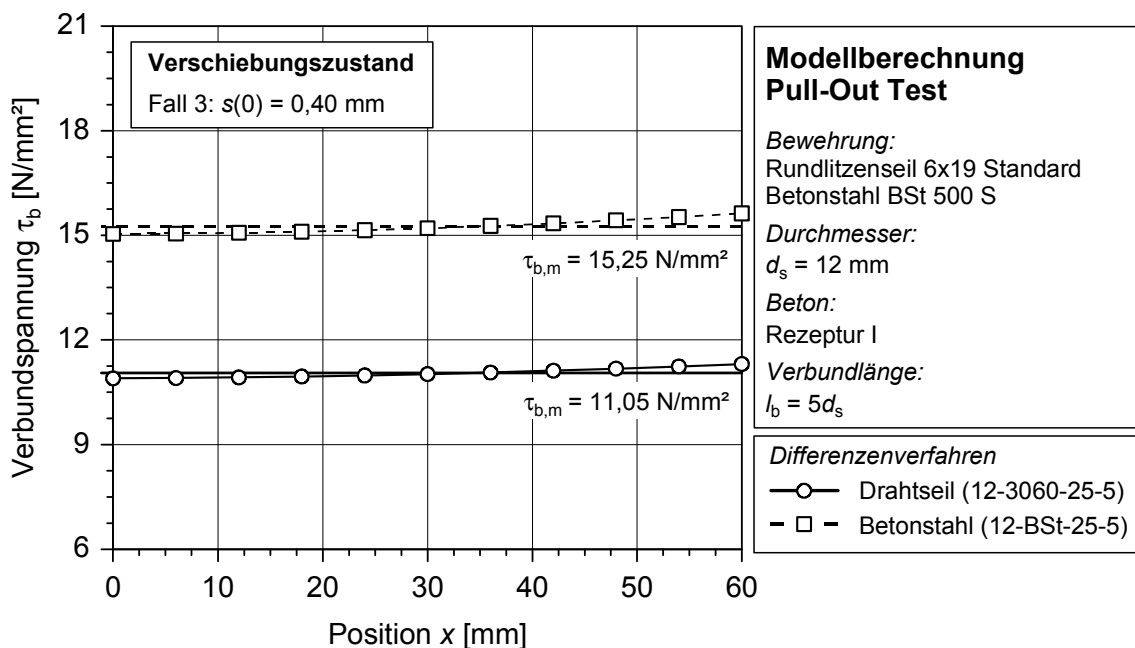


Bild 6-19: Vergleich Verbundspannungsverlauf Drahtseil und Betonstahl (Fall 3)

### 6.2.2.3 Verankerungslängen von einbetonierten Drahtseilen und Betonstahl

Für die vergleichende Beurteilung der Verbundtragfähigkeit von einbetonierten Drahtseilen und Betonstahl wird im Folgenden die Verankerungslänge  $l_a$  herangezogen. Diese stellt die Länge dar, welche erforderlich ist, um das vollständige Einleiten der gewählten Seil- bzw. Stabkraft  $F_{S(s)}$  in den Beton zu gewährleisten. Nach den Gleichge-

wichtsbedingungen gemäß Gl. (6.2-6) bzw. (6.2-7) ergibt sich der Berechnungsalgorithmus.

$$\text{Drahtseil: } F_S = A_m \cdot \sigma_s = u_b \cdot l_a \cdot f_b \quad (6.2-6)$$

$$\text{Betonstahl: } F_s = A_s \cdot \sigma_s = u_b \cdot l_a \cdot f_b \quad (6.2-7)$$

Die Verankerungslänge  $l_a$  berechnet sich dementsprechend nach Gl. (6.2-8).

$$l_a = \frac{A_{m(s)} \cdot \sigma_{s(s)}}{u_b \cdot f_b} \quad (6.2-8)$$

Als Basis der Vergleiche gilt es eine Verbundfestigkeit  $f_b$  für den Betonstahl und die Drahtseile zu bestimmen. Angelehnt an Ausführungen von LEONHARDT [74] wird als Näherungswert für  $f_b$  die Verbundspannung bei einem Schlupf  $s$  von 0,1 mm am freien Seil- bzw. Stabende für die Versuchskörperkonfiguration mit einer Verbundlänge von  $5d_s$  herangezogen.

Die Auswertungen und Vergleiche sind für drei Betonfestigkeiten aufgestellt. Aufgrund der bei Seilen zusätzlich bestehenden Abhängigkeit der Verbundspannungen von der Seilgeometrie werden zwei Größen der bezogenen Rippenfläche untersucht. Die gewählten Werte entsprechen den Seildurchmessern 8 und 24 mm mit praxisüblichen Seilgeometriedaten.

Die Ergebnisse der berechneten Verbundfestigkeiten ergeben sich in Abhängigkeit von der Betondruckfestigkeit und der Seilgeometrie gemäß den Tabellen 6-1 und 6-2.

**Tabelle 6-1:** Verbundfestigkeit  $f_b$  für Betonstahl

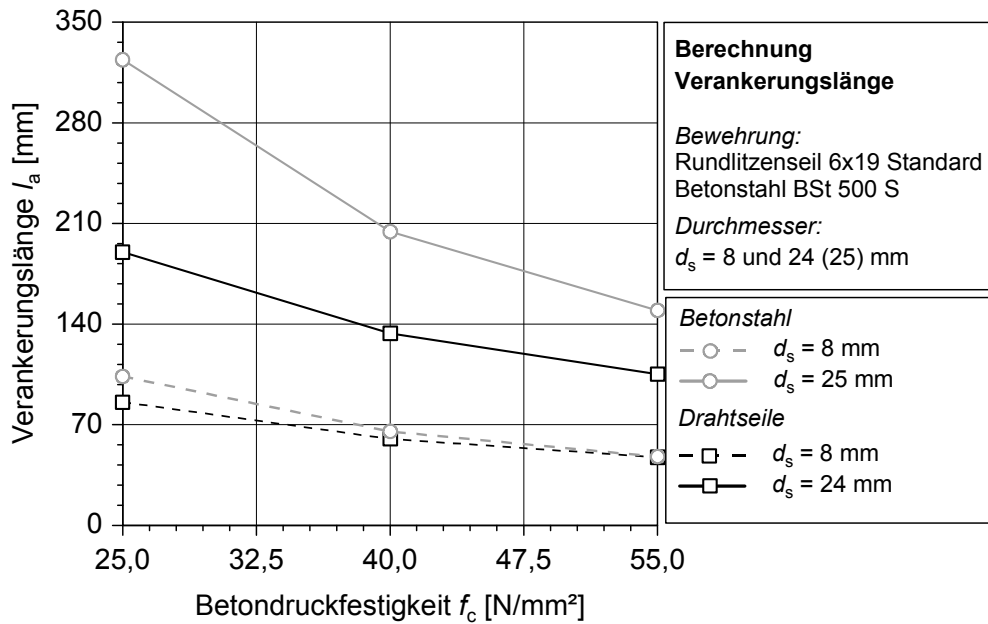
Betondruckfestigkeit	$f_c$	[N/mm <sup>2</sup> ]	25	40	55
Verbundfestigkeit	$f_b$	[N/mm <sup>2</sup> ]	9,7	15,3	20,9

**Tabelle 6-2:** Verbundfestigkeit  $f_b$  für einbetonierte Drahtseile

Betondruckfestigkeit	$f_c$	[N/mm <sup>2</sup> ]	25	40	55			
Seildurchmesser	$d_s$	[mm]	8	24	8	24	8	24
Verbundfestigkeit	$f_b$	[N/mm <sup>2</sup> ]	7,0	8,4	10,0	11,9	12,7	15,1

Zunächst wird davon ausgegangen, dass die Bewehrung (Betonstahl und Drahtseil) mit einer Spannung von 500 N/mm<sup>2</sup> beansprucht ist. Für diese Situation wird die entsprechende Verankerungslänge berechnet.

Bild 6-20 zeigt die entsprechenden Verankerungslängen  $l_a$  in Abhängigkeit der Betondruckfestigkeit  $f_c$  für die untersuchten Bewehrungskonfigurationen.



**Bild 6-20:** Verankerungslängen ( $\sigma_s = \text{const.}$ )

Die Verankerungslängen der Drahtseile ergeben sich bei den dargestellten Konfigurationen kleiner als die von Betonstahl. Die Abweichungen sind bei einer geringen Betondruckfestigkeit deutlich zu erkennen. So ist z.B. bei  $f_c = 25$  N/mm<sup>2</sup> eine um 41 % kleinere Verankerungslänge erforderlich.

Der Grund für die kurzen Verankerungslängen bei Drahtseilen liegt in dem günstigen Verhältnis zwischen metallischer Querschnittsfläche  $A_m$  und Verbundumfang  $u_b$ . Das Verhältnis fällt entsprechend klein aus, so dass trotz niedrigerer mittlerer Verbundspannungen die Verankerungslängen kürzer sind.

Weiterhin wird der Fall betrachtet, dass eine bestimmte Kraft  $F_{S(s)}$  bei gleichem Nenn-durchmesser  $d_s$  verankert wird. Die Verankerungslänge ergibt sich für  $F_S = F_s = \text{const.}$  gemäß Gl. (6.2-9).

$$l_a = \frac{F_{S(s)}}{u_b \cdot f_b} \quad (6.2-9)$$

Hierbei zeigt sich, dass der Term  $u_b \cdot f_b$  bei Betonstählen immer größere Werte liefert als bei Drahtseilen. Die Drahtseile ergeben einen kleineren Verbundumfang  $u_b$  infolge des gegenüber dem Nenn-durchmesser kleineren Ersatzdurchmesser. Eine weitere Ursache für die Berechnung größerer Verankerungslängen bei einbetonierten Drahtseilen ist in der kleineren mittleren Verbundfestigkeit  $f_b$  zu sehen (vgl. hierzu Tabellen 6-1 und 6-2).

## 6.3 Vergleichsberechnungen „Verankerungstest“

### 6.3.1 Allgemeines

Die im Folgenden beschriebene Modellierung und darauf aufbauende Berechnungen dienen der Untersuchung der Übertragbarkeit der herausgearbeiteten Verbundgesetze und Modellansätze auf eine differente Prüfkörpersituation als die des Pull-Out Tests.

Im Rahmen eines von AVAK und WILLE bearbeiteten DFG-Forschungsvorhabens [8] wurde u.a. das Verbund- und Dehnverhalten von einbetonierten Rundlitzenseilen im Bereich einer möglichen Verankerung untersucht. Hierbei wurde ein Prüfkörper verwendet, welcher die Grundlage der nachfolgenden Betrachtungen sein soll.

Die an dieser Stelle angegebenen Beschreibungen, sowohl zum Versuchsaufbau und Ablauf als auch zu den Ergebnissen, stellen Auszüge aus dem umfangreichen Versuchsprogramm dar. Ausführliche und detaillierte Darstellungen sind aus [6, 8, 142] zu entnehmen.

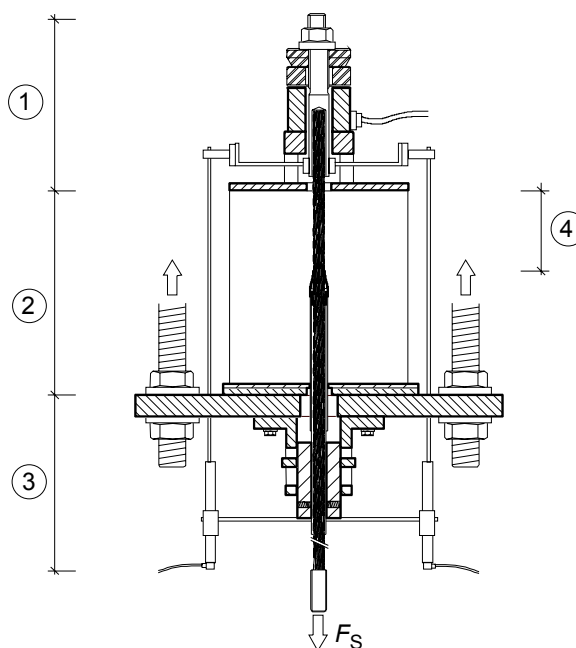
Alle Modellrechnungen und hiermit verbundenen Auswertungen erfolgen mit Hilfe der Methode der Finiten Elemente.

### 6.3.2 Kurzbeschreibung des Versuchs

Der Versuchskörper orientiert sich bezüglich der Geometrie und dem einbetonierten Drahtseil prinzipiell an dem bereits beschriebenen Pull-Out Test (vgl. Abschnitt 4.2.2). Es bestehen jedoch maßgebliche Unterschiede hinsichtlich der Beanspruchungssituation des Seils und der während des Versuchs gemessenen physikalischen Größen.

#### Position Bezeichnung

- ① Seilverankerung
- ② Versuchskörper (Beton) mit partiell einbetoniertem Seil
- ③ Längsdehnungsmessung und Torsionsbehinderung
- ④ Verbundlänge



**Bild 6-21:** Versuchsaufbau „Verankerungstest“ (Längsschnitt)

Der Versuchsaufbau wurde gemäß Bild 6-21 (siehe auch Anlage 2, Abschnitt A 2.2) realisiert. Der Prüfkörper befindet sich innerhalb einer kardanischn gelagerten Korbkonstruktion. Die Lasteinbringung erfolgt unter Berücksichtigung einer Verdrehbehinderung des Seilkörpers. Die grundsätzliche Unterscheidung zum Pull-Out Test stellt die Verankerung des Seils auf der der Lasteinleitung gegenüberliegenden Seite des Prüfkörpers dar. Hierdurch wird keine Relativverschiebung des Seils gegenüber dem Beton auf dieser Seite des Körpers zugelassen.

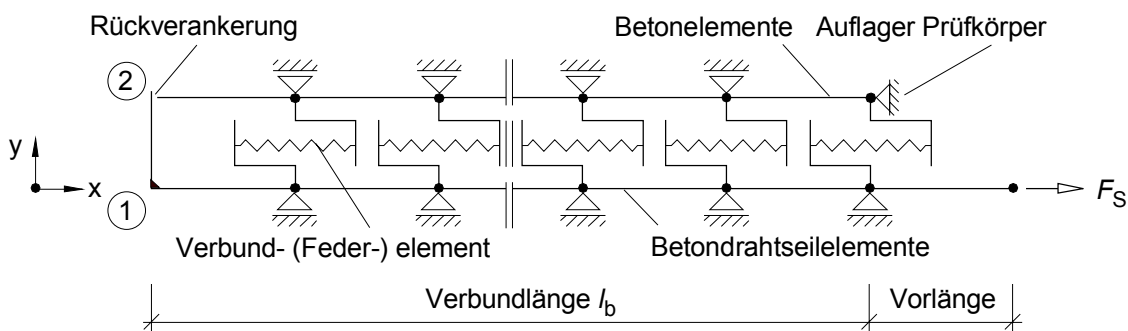
In die Verankerungskonstruktion ist eine Kraftmessung (Kraftmessring) integriert. Hierdurch ist es möglich, die Beanspruchung des Seilkörpers auf der Verankerungsseite zu beurteilen. Darüber hinaus sind Aussagen zur Verbundbeanspruchung und der Gesamtdehnung des Seilkörpers möglich.

Die Verschiebungen des Seilkörpers werden als Dehnwegmessungen mittels induktiver Wegaufnehmer über die gesamte Verbundlänge erfasst.

Das Versuchsprogramm beinhaltete Prüfkörperkonfigurationen mit unterschiedlichen zu untersuchenden Einflussparametern, wie z.B. verschiedene Seiltypen<sup>24</sup>, Seildurchmesser und Betonfestigkeiten. Die Vergleichsberechnungen schließen Untersuchungen der Seilnennendurchmesser 8, 12 und 24 mm bzw. der gemäß Abschnitt 4.2.1 bekannten Betonrezepturen I und II ein.

### 6.3.3 Modellbildung

Die prinzipielle Modellbildung des Verankerungstestkörpers erfolgt nach den gleichen Gesichtspunkten wie die des Pull-Out Tests. Das eigentliche Modell besteht gemäß Bild 6-22 aus Stab- und Feder-elementen. Auch hier wird das Verbundgesetz in die Feder-elemente als nichtlineare Funktion integriert.



**Bild 6-22:** Modell Verankerungstestkörper

Die Erkenntnisse der Auswertungen der Pull-Out Tests (vgl. Abschnitt 6.2.2) führten im Hinblick auf die ähnliche Applikation der Wegmessung zur Berücksichtigung einer verbundfreien Vorlänge des Seilkörpers im Modell. Aufgrund genauerer Untersuchungen des betreffenden Grenzbereichs werden die Seilstabelemente mit dem Werkstoffge-

<sup>24</sup> nachfolgend ausschließlich betrachtet: Rundlitzenseil 6 x 19 Standard

setz des Betondrahtseils gemäß Abschnitt 5.7.4.2.2 ausgestattet. Diese Vorgehensweise ist nach Meinung des Verfassers, bei der gegenüber den Pull-Out Tests anders realisierten Abdichtungskonstruktion vertretbar, da die Durchdringung des Seilkörpers mit Betonfeinstbestandteilen auch im Bereich bis ca.  $2d_s$  ( $\geq$  berücksichtigte verbundfreie Vorlänge) noch gegeben war.

Die Verankerung des Seils wird durch eine Kopplung des Betonknotens (②) und des Drahtseilknotens (①) gemäß Bild 6-22 realisiert. Hierbei hat das Modell in  $y$ -Richtung keine Ausdehnung. Das Betondrahtseil rückverankert sich somit an den Betonelementen und leitet die am Ende der Verbundstrecke resultierende Kraft in den Beton ein.

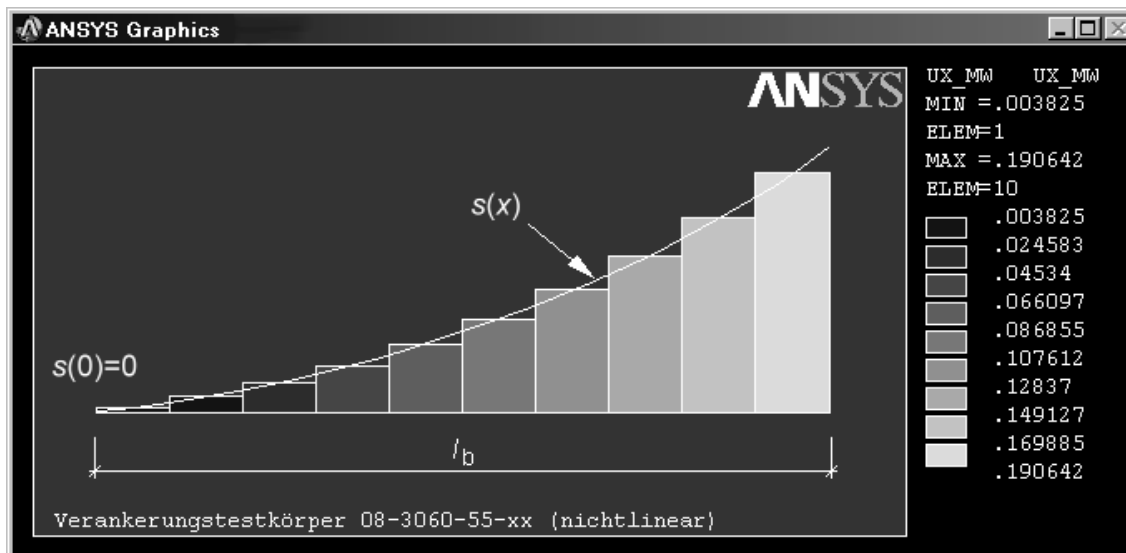
Die linearen und nichtlinearen Werkstoffeigenschaften der Beton- und Betondrahtseilelemente sind nach Abschnitt 5.7.4.2 zugewiesen.

### 6.3.4 Analyse

Die Betrachtungen erfolgen zunächst im Zustand der vollständigen Belastung auf der Lasteinleitungsseite ( $x = l_b$ ), so dass die Randbedingung gemäß Ausdruck (6.3-1) erfüllt ist.

$$\sigma_s(l_b) = 800 \text{ N/mm}^2 \quad (6.3-1)$$

Die Ergebnisse der Elementverschiebungen<sup>25</sup> lassen den Verlauf der Dehnungen des Betondrahtseils erkennen (Bild 6-23). Es ist ersichtlich, dass die größten Verschiebungen am Lasteinleitungspunkt auftreten.



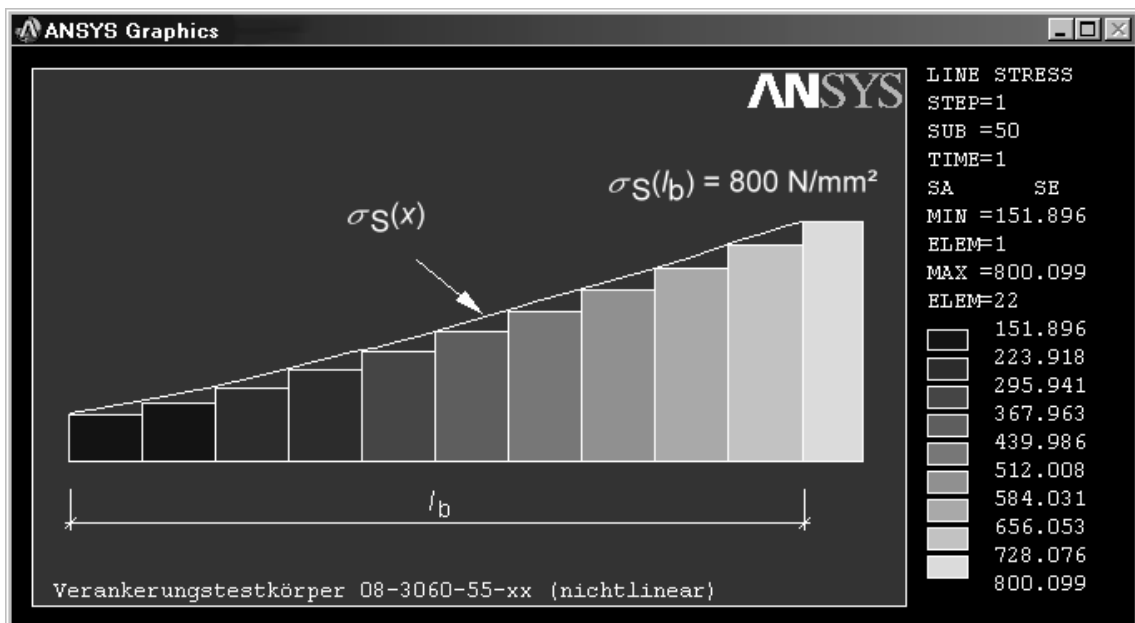
**Bild 6-23:** Elementverschiebungen (VR 08-3060-55)

Über die Verbundstrecke werden die Verschiebungen durch die Verbundwirkung nicht-linear vermindert, so dass am Ende der Verbundstrecke mit  $x = 0$  Ausdruck (6.3-2) gilt.

<sup>25</sup> gemittelte Verschiebungen der Elementknoten

$$s(0) = 0 \text{ mm} \quad (6.3-2)$$

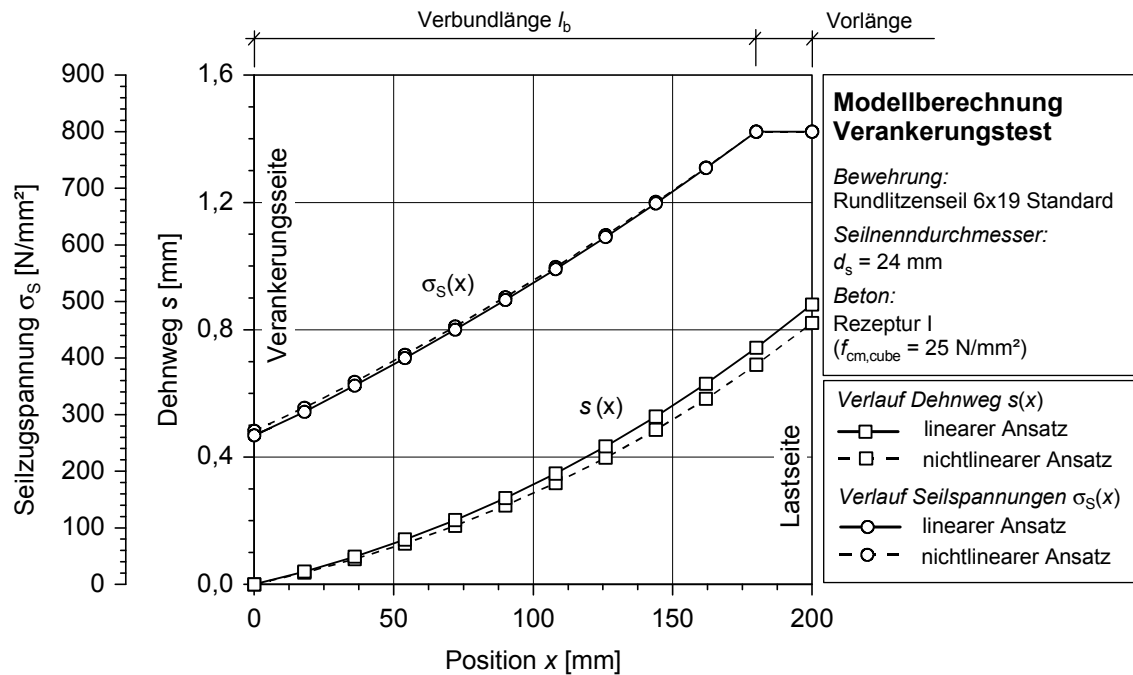
Betrachtet man den Verlauf der Drahtseilspannungen, ebenfalls am Beispiel der Versuchsreihe unter Verwendung des Seildurchmessers 8 mm und Rezeptur II (VR 08-3060-55), so ist eine deutliche Reduzierung der Spannungen vom Lasteinleitungspunkt bis zur Verankerung zu erkennen (Bild 6-24). Innerhalb der verbundfreien Vorlänge bleibt die Drahtseilspannung konstant. Der nichtlineare Verlauf innerhalb der Verbundstrecke resultiert aus der entsprechenden Verbundbeanspruchung, wobei über den Bereich der Verbundstrecke ein kontinuierlicher Lastabtrag vom Drahtseil über die Federelemente (Verbund) in den Beton erfolgt.



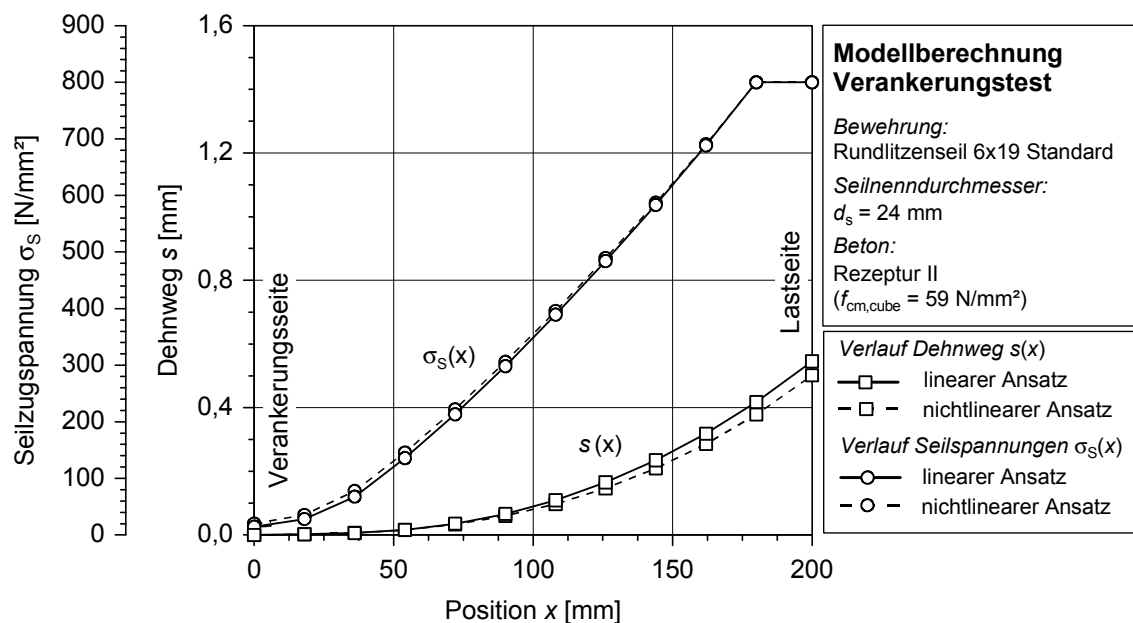
**Bild 6-24:** Elementspannungen über die Untersuchungslänge

In den Bildern 6-25 und 6-26 sind die Ergebnisse der Spannungs- und Verschiebungsanalysen aus den FE-Berechnungen exemplarisch für die Prüfkörper mit einem Drahtseildurchmesser 24 mm dargestellt. Anlage 2 Abschnitt A 2.4 fasst die Auswertungen aller untersuchter Prüfkörper zusammen.

Es bestehen Unterschiede zwischen den einzelnen Kurven beim Ansatz der linearen und nichtlinearen Materialgesetze. Bei gleicher Beanspruchung am Lasteinleitungspunkt ( $\sigma_S = 800 \text{ N/mm}^2$ ) sind die Verschiebungen beim nichtlinearen Ansatz geringer. Gleichmaßen ist zu erkennen, dass im Vergleich zu den berechneten Werten mit linearer Definition des Materialgesetzes sich die Drahtseilspannungen über die Verbundlänge betrachtet, geringfügig höher einstellen.



**Bild 6-25:** Drahtseilspannungs- und Verschiebungsverlauf VR 24-3060-25

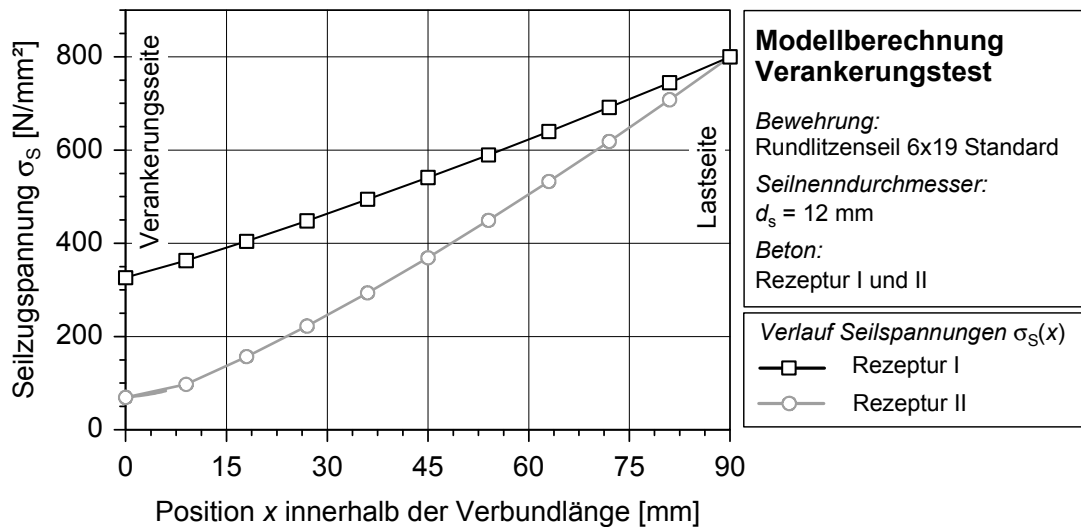


**Bild 6-26:** Drahtseilspannungs- und Verschiebungsverlauf VR 24-3060-55

Vergleicht man die Verläufe der Drahtseilspannungen bei Verwendung von Rezeptur I und II (Bild 6-27), so lässt sich deutlich erkennen, dass das Modell eine höhere Betondruckfestigkeit und hiermit verbundene höhere Verbundtragwirkung berücksichtigt. Die Drahtseilspannungen bzw. -kräfte werden infolge der besseren Verbundwirkung bei Verwendung von Rezeptur II schneller in den Beton übertragen. Am Verankerungspunkt ist die resultierende Drahtseilspannung im Vergleich zum Versuchskörper mit

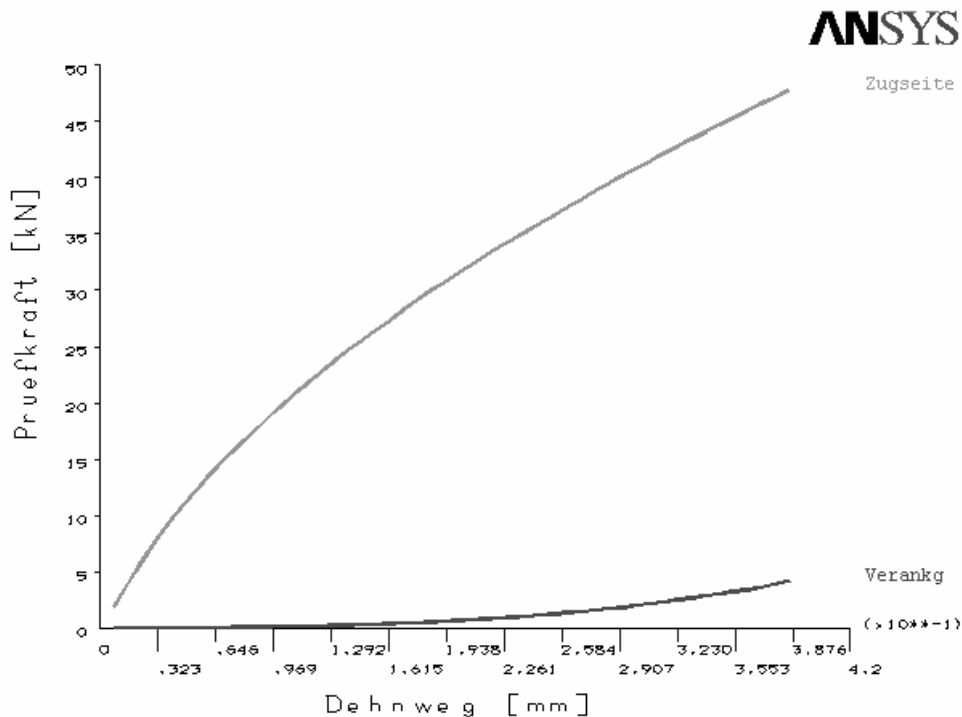


Rezeptur I deutlich geringer. Betrachtet man die Versuchskörper mit einem Drahtseildurchmesser 12 mm, so ergeben sich die Spannungen am Verankerungspunkt um 79 % niedriger beim Wechsel von Rezeptur I auf II.



**Bild 6-27:** Vergleich Drahtseilspannungsverläufe Rezeptur I und II

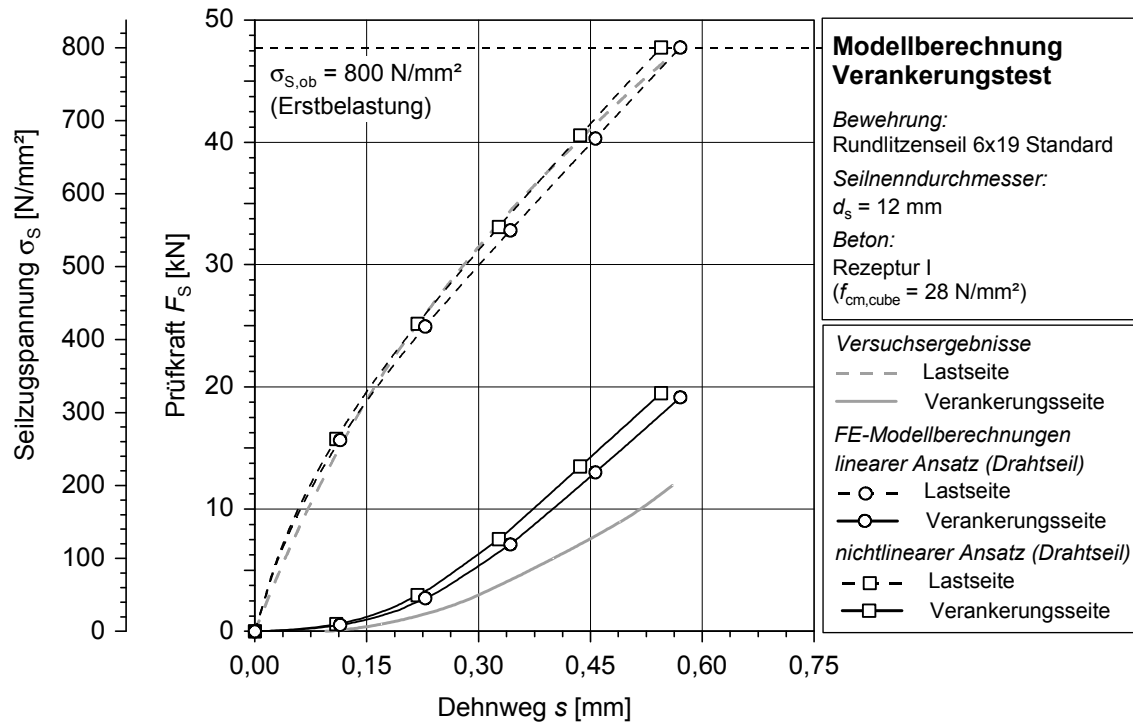
Das kontinuierliche Aufbringen der Verschiebungen am Lasteinleitungspunkt des Prüfkörpers bis zum Erreichen der Drahtseilspannung  $\sigma_s = 800 \text{ N/mm}^2$ , eröffnet im Time-History Postprocessor des FE-Programms die Möglichkeit der Darstellung des gesamten Spannungs- bzw. Kraft-Dehnwegverlaufs (Bild 6-28).



**Bild 6-28:** Seilzugkraft-Dehnweg Relation in ANSYS® (VR 12-3060-55)

Es werden die Knotenkräfte am Lasteinleitungs- und Verankerungspunkt des Modells den aufgetragenen Verschiebungen gegenübergestellt.

In den Bildern 6-29 und 6-30 sind beispielhaft die Ergebnisse der Modellrechnungen unter Verwendung von linearen und nichtlinearen Materialgesetzen mit den Messergebnissen aus den Versuchsreihen verglichen. Die Ergebnisse der Berechnungen aller untersuchter Versuchskörper sind in Anlage 2 Abschnitt A 2.4 zusammengestellt.

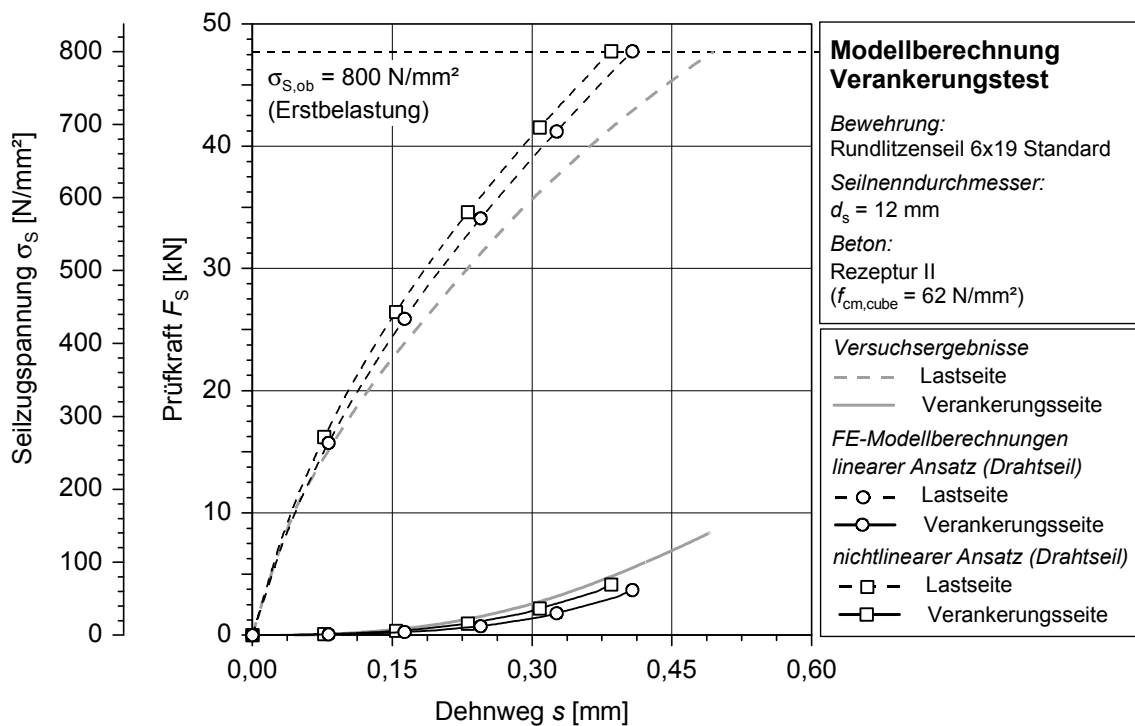


**Bild 6-29:** Seilzugspannungs-Dehnweg Beziehung VR 12-3060-25

Die Abbildungen machen deutlich, dass der Gesamtdehnungs- bzw. Verschiebungsverlauf in den Modellrechnungen sehr gut erfasst wird. Die Kurvenscharen lassen eine sowohl qualitative als auch quantitative Übereinstimmung zu den Versuchsergebnissen erkennen.

Die Auswertung des Kraftverlaufs des Verankerungspunktes über den Bereich der ersten Belastungsphase zeigt bei einer niedrigen Betonfestigkeit (Rezeptur I, Bild 6-29) generell eine Unterschätzung der Verbundtragfähigkeit. Dies führt in der grafischen Darstellung des Verankerungspunktes zu einer steileren Kraft-Dehnwegkurve als dies die Ergebnisse aus den Messdaten des Kraftaufnehmers im Versuch ergaben. Der Grund für diese Abweichung liegt in der Rückverankerung des Seils und die damit verbundene zusätzliche Druckkrafteinleitung in den Prüfkörper. Es wird angenommen, dass gerade bei niedrigen Betondruckfestigkeiten, eine Steigerung der Verbundwirkung (Absolutwert) eintritt. Die dadurch verminderte Kraft am Verankerungspunkt wird derzeit nicht im Modellansatz berücksichtigt und führt daher zur einer Überbewertung der Verankerungskraft.

Im Gegensatz hierzu verhielten sich die Modellrechnungen bei einer höheren Betondruckfestigkeit (Rezeptur II, Bild 6-30) affin zu den Ergebnissen der Versuchsauswertungen. Die qualitative und quantitative Übereinstimmung mit den Versuchsergebnissen verifizieren die Modellansätze und Berechnungsmethoden gerade im Bereich der Verwendung einer höheren Betondruckfestigkeit. Die Übertragbarkeit des Modells auf andere Bauteil- oder Versuchskörpersituationen ist gegeben. Der Einfluss der Druckkräfteintragung von der Verankerungskonstruktion her in den Betonkörper ist in dieser Versuchsreihe nicht erkennbar bzw. ist vom Absolutwert von untergeordneter Bedeutung für die Vorhersage der Verankerungskraft.



**Bild 6-30:** Seilzugspannungs-Dehnweg Beziehung VR 12-3060-55

Die Abbildungen machen aber auch deutlich, dass der genauere nichtlineare Ansatz der Werkstoffe, wie auch bei den Vergleichsrechnungen der Pull-Out Tests, nicht zwangsläufig zu einem besseren Annähern der Modellberechnungen an die Messwerte aus den Versuchen führt.

## 6.4 Beurteilung der Ergebnisse und Schlussfolgerungen

Die durchgeführten Modellrechnungen zeigen i. Allg. gute Übereinstimmungen im Vergleich zu den herangezogenen Versuchen. Die Drahtseilspannungs- und Verschiebungsverläufe über eine bestimmte Verbundstrecke, sowie daraus abgeleitet die lokalen Verbundspannungen lassen sich somit zutreffend mit den vorgestellten Modellansätzen berechnen.

Es wurde jedoch auch deutlich, dass eine Modifizierung des Modellansatzes unter Hinzuziehen weiterer Einflussparameter für eine allgemeingültige Anwendung notwendig ist.

Ein weiterer wesentlicher Erkenntniszugewinn wurde durch die genaue Analyse der Versuchskörper möglich. Hierbei deckten die Modellberechnungen Schwachstellen an den Versuchskörpern auf. Die Konsequenz hieraus lässt sich wie folgt beschreiben:

Die Verschiebungsmessung auf der Lastseite des Prüfkörpers mit dem Ziel der direkten Abgreifung der Relativverschiebung zwischen Beton und Drahtseil ist nur bei einer Modifizierung der Konstruktion des Grenzbereichs der Verbundstrecke möglich. Bei der derzeitigen Ausbildung der Abdichtung und der Torsionseinspannung des Seilkörpers ist nur eine weitere Reduzierung, aber keine vollständige Eliminierung der verbundfreien Vorlänge realisierbar.

## 7 Zusammenfassung und Ausblick

Die vielseitige und gezielte Anwendung von Rundlitzenseilen als Bewehrungselement im Beton muss Klarheit über die wirkenden Stoffgesetze voraussetzen. Einflussnehmende Größen, wie z.B. die Betonfestigkeit oder der Seildurchmesser müssen charakterisiert werden können. Die Verwendung der Drahtseile im Beton bedingt daher die Frage nach dem Verbundverhalten derselbigen. Bisherige experimentelle und theoretische Untersuchungen erfassten den Verbund konventioneller Bewehrungsarten wie Betonstahl oder Spannstahllitzen hinreichend genau, so dass eine umfassende Beschreibung des Verbundverhaltens möglich ist. Eine Betrachtung der wirkenden Gesetzmäßigkeiten von einbetonierten Rundlitzenseilen fand bisher nicht statt.

Die vorliegende Arbeit sollte das Verhalten der Rundlitzenseile in Beton bezüglich des Verbundes klären. Die Charakterisierung sowohl in qualitativer als auch in quantitativer Form stand zur Untersuchung. Inwieweit sind bekannte Gesetzmäßigkeiten auf die Verbundeigenschaften der Seile übertragbar? Welche Unterschiede sind erkennbar? Wie verändern die Drahtseile ihre Materialeigenschaften im einbetonierten Zustand? Wie kann das Verbundverhalten modellhaft beschrieben werden?

Zur Klärung dieser und weiterer Fragen wurde zunächst der Stand des Wissens über die reinen nicht einbetonierten Rundlitzenseile aufbereitet. Die relevanten Eigenschaften der Seile wurden detailliert beschrieben und bei dem in dieser Arbeit verwendeten einlagigen Rundlitzenseil 6 x 19 Standard näher betrachtet. Ausführlich herausgearbeitet wurden die Seilgeometrie, z.B. mit der Berechnung der Sperrungen im Seilquerschnitt und die Bauteileigenschaften des Seils, z.B. das Dehnverhalten und der Seilelastizitätsmodul.

In einem weiteren Kapitel ist der Kenntnisstand über das Verbundverhalten bekannter Bewehrungsarten zusammengefasst. So wird der Verbund allgemein charakterisiert und im Speziellen für Betonstahl und Spannstahllitzen dargestellt. Hierdurch werden bekannte Gesetzmäßigkeiten aufgezeigt und die Grundlage für den späteren Vergleich zum Verbundverhalten einbetonierter Drahtseile geschaffen. So zeigen die Erläuterungen zur Berechnung der Verbundfläche oder der bezogenen Rippenflächen verschiedene Ansätze auf und geben Anlass für eine Modifizierung bei der Betrachtung von Rundlitzenseilen. Darüber hinaus werden bekannte Gesetzmäßigkeiten und Einflussfaktoren auf das Verbundverhalten von Betonstählen und Spannstahllitzen, wie z.B. Betondruckfestigkeit und Betonzusammensetzung aufgezeigt. Die Darstellungen zur Modellbildung in Form von analytischen und numerischen Lösungsansätzen bilden die Grundlage für die eigenen Auswertungen. Bekannte Verbundmodelle werden vorgestellt und für vergleichende Betrachtungen mit den eigenen Versuchsergebnissen und Modellen herangezogen.

Die eigenen durchgeführten Versuche wurden mit dem Ziel der Erfassung maßgebender verbundbeeinflussender Parameter durchgeführt. Es sind zwei Versuchsreihen konstatiert worden. Die erste Versuchsreihe beinhaltete modifizierte Pull-Out Tests nach RILEM [111]. Diese untersuchten das generelle Verbundverhalten. Hierbei sind die Einflussfaktoren Seilgeometrie, Betondruckfestigkeit und Verbundlänge in die Untersuchungen eingegangen. Hinsichtlich der vergleichenden Auswertungen mittels Verbundspannungen wird ein Ansatz über einen Ersatzdurchmesser zur Berechnung des Verbundumfangs bei Drahtseilen vorgestellt. Die Auswertungen hinsichtlich des Einflusses der Verbundlänge konnten keine Trendlinie erkennen lassen. Im Gegensatz hierzu sind sowohl für den Einfluss der Seilgeometrie als auch für die Betondruckfestigkeit nichtlineare Beziehungen zur erreichbaren Verbundspannung aufgezeigt worden. Die Seilgeometrie wird über den Wert der bezogenen Rippenfläche berücksichtigt. Hierbei besteht die Möglichkeit unterschiedliche Geometrieparameter, wie z.B. Seildurchmesser und Schlaglänge, in die Betrachtungen einzubeziehen.

Es wurde eine zweite Versuchsreihe durch sogenannte Strain Tests gebildet. Diese experimentellen Untersuchungen sollten den sich beim Betonieren ergebenden neuen Verbundwerkstoff betondurchdrungenes Drahtseil (Betondrahtseil) beschreiben. Als Haupterkenntnis wurde eine gegenüber reinen Drahtseilen partiell andere Arbeitslinie festgestellt. Bis ca. zur halben Bruchkraft des Seils ergab sich eine nahezu lineare Spannungs-Dehnungsbeziehung. Diese Tatsache stellt nicht nur einen erheblichen Unterschied zur Gesetzmäßigkeit reiner Seile dar, sondern erlaubt auch den näherungsweisen Ansatz eines konstanten Seilelastizitätsmoduls bei Beanspruchungen bis zur halben Bruchkraft. Der Erkenntniszuwachs hinsichtlich der Nichtlinearitätsbeziehung (indirekt unterproportional) zwischen den lastabhängigen Dehnungen und dem Seildurchmesser bzw. der Betondruckfestigkeit bilden die Grundlage zur Erfassung des Dehnverhaltens der einbetonierten Seile über eine bestimmte Verbundlänge.

Das eigentliche Verbundverhalten wird durch die Formulierung einer nichtlinearen Funktion, welche eine Verbundspannungs-Verschiebungsbeziehung darstellt, beschrieben. Die in den Versuchen untersuchten Verbundparameter und deren Einflussbeziehung finden hierbei Berücksichtigung. Die Verbundstrecke und deren Gesetzmäßigkeiten zwischen Drahtseil und Beton werden durch die modifizierte Differentialgleichung des verschieblichen Verbundes erfasst. Als Lösungsmethoden und gleichzeitige rechnerische Behandlung der Verbundstrecke werden die schrittweise Integration und die Methode der Finiten Elemente vorgestellt. Hierbei ist die Zuhilfenahme eines kommerziellen Finite Elemente Programms bei der Implementierung des Verbundmodells hervorzuheben. Die Zugänglichkeit und mögliche Adaption des Modells ist somit für die Allgemeinheit möglich.

In einem abschließenden Kapitel werden Vergleichs- und Modellberechnungen unter Anwendung der aufgestellten Modellansätze mit Berücksichtigung des Materialverhaltens der betondurchdrungenen Drahtseile und des eigentlichen Verbundgesetzes durchgeführt. Hierbei zeigen sich gute Übereinstimmungen beim Vergleich der Ergebnisse

---

der Modellrechnungen mit Versuchsergebnissen. Die Berechnungen zeigen aber auch Modifizierungsmöglichkeiten und -notwendigkeiten der Modellansätze auf. Des Weiteren konnten Schwachstellen innerhalb der Versuchskörper und Messanordnung u.a. durch die Finite Elemente Analyse aufgedeckt werden.

Das in der vorliegenden Arbeit charakterisierte Verhalten von Drahtseilen in Beton stellt nur einen Teil der vollständigen Beschreibung des Verbundes dar. Für eine sichere praktische Anwendung sind weitergehende Untersuchungen und Überlegungen zur Modellbildung notwendig. Hierzu gehören u.a. die Erfassung des Verhaltens unter dynamischer und statischer Langzeitbeanspruchung unter Beachtung zeitabhängiger Einflüsse. Aber auch die räumliche modellhafte Beschreibung des Verbundbereichs würde eine bessere Berücksichtigung der Wirkmechanismen des Drahtseils im Beton, z.B. hinsichtlich der Spiralstruktur der Seiloberfläche eröffnen. Darauf aufbauend wären Mechanismen, wie z.B. Sprenggrissversagen, innerhalb eines Pull-Out Tests erfassbar.

Es sind aber auch noch weitere experimentelle Untersuchungen hinsichtlich des Verstehens des Verbundes unter statischer Kurzzeitbeanspruchung erforderlich. Hierzu zählen vornehmlich die Klärung der weiteren auf den Verbund Einfluss nehmenden Größen, wie z.B. Querdruckbeanspruchung oder die Betonierlage der Drahtseile insbesondere die Betondeckung.

Abschließend lässt sich erkennen, dass die vorliegende Arbeit einen ersten Schritt zum Verstehen und zur Erfassung des Verbundverhaltens von Rundlitzenseilen in Beton darstellt und die Grundlage für weitere Forschungsaktivität auf dem Gebiet der einbetonierten Drahtseile sein soll.





## Literatur

- [1] Abel, M.: Zur Dauerhaftigkeit von Spanngliedern in teilweise vorgespannten Bauteilen unter Betriebsbedingungen. Dissertation RWTH Aachen, Heft 4, Schriftenreihe des IMB, Aachen, 1996.
- [2] ANSYS: ANSYS Theory Manual. Twelfth Edition, ANSYS Inc., Canonsburg, Pennsylvania, 2000.
- [3] ANSYS: ANSYS User's Manual Revision 5.7.1, ANSYS Inc., Canonsburg, Pennsylvania, 2000.
- [4] Appel, G.: Der Verseilfaktor. In: Draht 36 (1985) Nr.11 S.541-544 und Draht 37 (1986) Nr.1 S. 16-19.
- [5] Avak, R. (Hrsg.): 6. Brandenburgischer Bauingenieurtag. Schriftenreihe Massivbau, Heft 2, BTU Cottbus, 1999.
- [6] Avak, R.; Wille, F.: Bond Behaviour of Steel Wire Ropes Embedded in Concrete. In: Balázs, G. et al.: Proc. Bond in Concrete – from research to standards, Budapest University of Technology and Economics, Budapest, 2002, S. 300-307.
- [7] Avak, R.; Wille, F.: Bond behaviour of round strand ropes in concrete. In: Forum der Forschung, Heft 16, Cottbus, 2003.
- [8] Avak, R.; Wille, F.: Grundlegende Untersuchungen zum Verbundverhalten einbetonierter Stahlseile. Schlussbericht zum DFG-Forschungsvorhaben Av 22/1-1, Cottbus, 2002.
- [9] Avak, R.; Wille, F.; Glaser, R.: Untersuchungen zum Verbundverhalten von Rundlitzenseilen in Beton. In: Beton- und Stahlbetonbau 96 (2001), Heft 9 S. 596-602, Berlin, Ernst&Sohn.
- [10] Bahke, E.: Zur Bestimmung der Kräfte in Litzendrähten. In: Draht 33 (1982) Nr.6 S. 398-401.
- [11] Bartos, P.: Bond in Concrete. Essex, Applied Science Publishes LTD, 1982.
- [12] Bathe, K.-J.: Finite-Elemente-Methoden. Matrizen und lineare Algebra, die Methode der finiten Elemente, Lösung von Gleichgewichtsbedingungen und Bewegungsgleichungen. Berlin, Springer Verlag, 1986.
- [13] Bert, C.; Stein, R. A.: Stress Analysis of Wire Rope in Tension and Torsion. In: Wire and Wire Products, 1962, S. 621-624 + 769-770.
- [14] Bertero, V. V.; Popov, E. P.; Viwathanatepa, S.: Bond of Reinforcing Steel: Experiments and a Mechanical Model. In: Mehlhorn, G. (Hrsg.): Nonlinear behaviour of reinforced concrete spatial structures. Vol. 2, 1.Aufl., Düsseldorf, Werner Verlag, 1978.

- [15] Birkenmaier, M.: Verbundprobleme bei Spannbett-Vorspannung. In: Schweizerische Bauzeitung 95 (1977), Heft 26 S. 426-433
- [16] Blaschke, F.; Mehlhorn, G.: Verbundverhalten zwischen Stahl und Beton unter schwellender Belastung im Gebrauchslastbereich. In: Beton- und Stahlbetonbau 90 (1995) Heft 3 S.77-79, Berlin, Ernst&Sohn.
- [17] Borg, G.: Die Berechnung von ebenen, in ihrer Ebene belasteten Stahlbetonbauteilen mit der Methode der finiten Elemente. DAfStb Heft 406, Berlin, Ernst&Sohn, 1990.
- [18] Bruggeling, A. S. G.: De overdrachtslengte van voorspanstaal. In: Cement Nr. 7, Holland, 1984.
- [19] Bruggeling, A. S. G.: The transmission length of pretensioned prestressing steel. In: Betonwerk + Fertigteiltechnik (1986) Heft 5 S.298-302.
- [20] Burggrabe, A.-H.: Einflussfaktoren für das Verbundverhalten glatter verzinkter Bewehrungsstäbe aus Stahl im Beton. In: Bauingenieur 46 (1971) Heft 10 S. 366-369.
- [21] Costello, G. A.: Analytical Investigations of Wire Rope. In: Applied Mechanics Reviews 31 (1978) Nr.7 S. 897-900.
- [22] Costello, G. A; Miller, R.: Lay Effect of Wire Rope. In: Journal of the Engineering Mechanics Division. ASCE, Vol. 105 (1979) No EM4 S. 597-608.
- [23] Costello, G. A; Sinha, S. K.: Static Behavior of Wire Rope. In: Journal of the Engineering Mechanics Division. ASCE, Vol. 103 (1977) No EM6 S. 1011-1022.
- [24] Cox, J. V.: Computational models für the bond between FRP reinforcing bars and concrete. In: American Society of Composites, 14<sup>th</sup> Annual Technical Conference, Dayton, September 1999.
- [25] DBV e.V.: Rückbiegen von Betonstahl und Anforderungen an Verwehrkästen. In: DBV-Merkblatt, Fassung Oktober 1996, Wiesbaden, Eigenverlag, 1997.
- [26] DFG: Abschlußkolloquium zum SFB „Stoffgesetze im konstruktiven Ingenieurbau“, Bonn, 1988.
- [27] DIN Deutsches Institut für Normung e.V.: DIN 1045-1. Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton. Teil 1: Bemessung und Konstruktion. Beuth Verlag, Juli 2001.
- [28] DIN Deutsches Institut für Normung e.V.: DIN 18800-1 (11.90). Stahlbauten: Bemessung und Konstruktion. Beuth Verlag, November 1990.
- [29] DIN Deutsches Institut für Normung e.V.: DIN 488. Betonstahl. Beuth Verlag, Juni 1986.
- [30] DIN Deutsches Institut für Normung e.V.: DIN-Taschenbuch 59. Drahtseile. 6. Aufl., Beuth Verlag, 1998.

- [31] Dörr, K. et al.: Berechnung von Stahlbetonscheiben im Zustand II bei Annahme eines wirklichkeitsnahen Werkstoffverhaltens. DAFStb Heft 238, Berlin, Ernst&Sohn, 1974.
- [32] Eibl, J.; Iványi, G.: Studie zum Trag- und Verformungsverhalten von Stahlbeton. DAFStb Heft 260, Berlin, Ernst&Sohn, 1976.
- [33] Eibl, J.; Kobarg, J.: Das Verbundverhalten von Stahl und Beton unter besonderer Berücksichtigung der lokalen Stahlspannung. In: Fortschritte im konstruktiven Ingenieurbau: Gallus Rehm zum 60. Geburtstag gewidmet. Berlin, Ernst&Sohn Verlag, 1984.
- [34] Eifler, H.: Verbundverhalten zwischen Beton und geripptem Betonstahl sowie sein Einfluß auf inelastische Verformungen biegebeanspruchter Stahlbetonkonstruktionen. Dissertation TU Berlin, Berlin, 1983.
- [35] Eligehausen, R.; Mayer, U.: Untersuchungen zum Einfluß der bezogenen Rippenfläche von Bewehrungsstäben auf das Tragverhalten von Stahlbetonbauteilen im Gebrauchs- und Bruchzustand. DAFStb Heft 503, Berlin, Beuth Verlag, 2000.
- [36] Empelmann, M.: Zum nichtlinearen Trag- und Verformungsverhalten von Stabtragwerken aus Konstruktionsbeton unter besonderer Berücksichtigung von Betriebsbeanspruchungen. Dissertation RWTH Aachen, Heft 2, 1. Aufl., Aachen, Eigenverlag, 1995.
- [37] Faoro, M.: Zum Tragverhalten kunstharzgebundener Glasfaserstäbe im Bereich von Endverankerungen und Rissen in Beton. Dissertation Universität Stuttgart, 1988.
- [38] Fehling, E.: Zur Energiedissipation und Steifigkeit von Stahlbetonbauteilen unter besonderer Berücksichtigung von Rissbildung und verschieblichem Verbund. Dissertation TH Darmstadt, 1990.
- [39] Feyrer, K.: Drahtseile. Bemessung, Betrieb, Sicherheit. 2., überarb. und erw. Aufl., Berlin, Springer-Verlag, 2000.
- [40] Feyrer, K.: Stehende Drahtseile und Seilendverbindungen. Böblingen, Expert-Verlag, 1990.
- [41] Feyrer, K.; Jahne, K.: Seilelastizitätsmodul von Rundlitzenseilen. In: Draht 41 (1990) Nr.4 S.498-504.
- [42] Filippou, F. C.: A Simple Model for Reinforcing Bar Anchorages Under Cyclic Excitations. In: Journal of Structural Engineering, Vol. 112, No. 7 S. 1639-1659, 1986.
- [43] Franke, L.: Einfluss der Belastungsdauer auf das Verbundverhalten von Stahl in Beton (Verbundkriechen). DAFStb Heft 268, Berlin, Ernst&Sohn Verlag, 1976.
- [44] Gijssbers, F.B.J.; Groot, de A.K.; Kusters, G.M.A.: A Numerical Model for Bond-Slip Problem. In: IASS Symposium, Nonlinear Behavior of Reinforced Concrete, Band 1 S. 37-60, Darmstadt, 1978.

- [45] Gosh, S. K.; Fintel, M.: Development Length of Prestressing Strands, Including Debonded Strands, and Allowable Concrete Stresses in Pretensioned Members. In: PCI Journal, Jg. 31 (1986), No. 5, S. 38-57.
- [46] Goto, Y.: Cracks Formed in Concrete Around Deformed Tension Bars. In: ACI Journal, April 1971 S. 244-251.
- [48] Griffioen, W; Wiek, L.: Eine exakte Methode zur Lösung des Berührungsproblems in Stahldrahtseilen in einer Verseillage. In: Draht 43 (1992) Nr.3 S. 236-239.
- [49] Groß, S.: Ein Beitrag zur Geometrie des Drahtseils. In: Draht 5 (1954) Nr.5 S. 173-176.
- [50] Groot, de A. K.; Kusters, G. M. A.; Monnier, T.: Numerical Modelling of Bond-Slip Behaviour. Heron, vo. 26, no. 1b, Delft, 1981.
- [51] Grootenboer, H. J.; Leijten, S. F.; Blaauwendraad, J.: Numerical Models for Reinforced Concrete Structures in Plane Stress. Heron, vo. 26, no. 1c, Delft, 1981.
- [52] Günther, G.: Verbundverhalten zwischen Stahl und Beton. Dissertation Gesamthochschule Kassel, Kassel, 1989.
- [53] Günther, G.; Mehlhorn, G.: Lokale Verbunduntersuchungen zwischen Stahl und Beton. Forschungsbericht aus dem Fachgebiet Massivbau der GhK Nr. 14, Kassel, 1990.
- [54] Hagen, K.-J.: Ein Beitrag zum Verbundverhalten von Spanngliedern in Hüllrohren unter besonderer Berücksichtigung der Sprengwirkung. Dissertation RWTH Aachen, Aachen, 1984.
- [55] Hartl, G.: Die Arbeitslinie eingebetteter Stähle bei Erst- und Kurzzeitbelastung. Dissertation TU Innsbruck, Innsbruck, 1977.
- [56] Harajli, M. H.; Mukaddam, M. A.: Slip of steel bars in concrete joints under cyclic Loading. In: Journal of Structural Engineering, Vol. 114, No. 9 S. 2017-2035, 1988.
- [57] Hayashi, M.; Kokusho, S.: Bond Behavior in the Neighborhood of the Crack. In: FE-Analysis of Reinforced Concrete Structures, Proceeding 0-87262-549-4 S. 364-373, New York, 1986.
- [58] Höfler, T.: Modellierung des Verbundverhaltens zwischen Stahl und Beton mit dem FEM-Programm ANSYS. Diplomarbeit. Lehrstuhl Massivbau, BTU Cottbus, 2002.
- [59] Hruska, F.: Geometrie im Drahtseil. In: Draht 4 (1953) Nr. 5 S. 173-176.
- [60] Janovic, K.: Bericht über den neuen konsolenförmigen Ausziehkörper als Vorschlag für ein allgemeingültiges Verbundprüfverfahren. Forschungsbericht 1349/Ja/K, München, 1979.
- [61] Jenner, T.: Ein Beitrag zur Geometrie der Drahtseile. Dissertation, Stuttgart, 1992.

- [62] Jokela, J.; Tepfers, R.: Bond of Bundled Prestressing Steel Strands. In: Nordic Concrete Research, Oslo, 1982, S. 12.1-19.
- [63] Keuser, M.; Mehlhorn, G.: Finite Element Models for Bond Problems. In: Journal of Structural Engineering, Vol. 113, No. 10 S. 2160-2173, 1987.
- [64] Keuser, M.: Verbundmodelle für nichtlineare Finite-Element-Berechnungen von Stahlbetonkonstruktionen. VDI Reihe 4 Nr. 71, Düsseldorf, VDI-Verlag, 1985.
- [65] Kobarg, J.: Ein inkrementelles Stahl-Betonverbundgesetz unter Berücksichtigung von Stahldehnung und Querdruck. VDI Reihe 4 Nr. 76, Düsseldorf, VDI-Verlag, 1986.
- [66] Koch, R.; Wohlfahrt, R.: Einfluss von Betonzusatzstoffen und -mitteln auf das Verbundverhalten feuerverzinkter Betonstähle. In: Betonwerk + Fertigteiltechnik, Heft 3/1988 S. 64-70.
- [67] Koch, R.; Wohlfahrt, R.: Verzinkte Stäbe – Rippengeometrie und Verbundverhalten feuerverzinkter Betonstähle. In: Betonwerk + Fertigteiltechnik, Heft 2/1989 S. 52-57.
- [68] Kollros, W.: Zusammenhang zwischen Torsionsmoment, Zugkraft und Verdrehung in Seilen. In: Draht 26 (1975), Heft 10 S. 475-480.
- [69] Kolmar, W.: Beschreibung der Kraftübertragung über Risse in nichtlinearen Finite-Element-Berechnungen von Stahlbetontragwerken. Dissertation, TH Darmstadt, 1985.
- [70] König, G.; Tue, N.: Verbundverhalten des Betonstahls und der im Hüllrohr liegenden Spannglieder. In: Beton- und Stahlbetonbau 88 (1993) Heft 9 S. 251-256.
- [71] Kordina, K., Weber, V.: Verbundverhalten von Spanngliedern mit nachträglichem Verbund in Abhängigkeit von Größe und Dauer der Schwellbeanspruchung. Abschlußbericht zum DAfStb-Forschungsvorhaben N VII V215, Braunschweig, 1985.
- [72] Kupfer, H.: Die Beanspruchung des Verbundes zwischen Spannglied und Beton. DAfStb Heft 159, Berlin, Ernst&Sohn Verlag, 1964.
- [73] Kurz, W.: Ein mechanisches Modell zur Beschreibung des Verbundes zwischen Stahl und Beton. Dissertation, Darmstadt, 1997.
- [74] Leonhardt, F.: Vorlesungen über Massivbau Teil 1: Grundlagen zur Bemessung im Stahlbetonbau. 3. Aufl., Berlin, Springer-Verlag, 1984.
- [75] Leonhardt, F.: Vorlesungen über Massivbau Teil 3: Grundlagen zum Bewehren im Stahlbetonbau. 3. Aufl., Berlin, Springer-Verlag, 1977.
- [76] Lutz, L. A.: Analysis of Stresses in Concrete Near a Reinforcing Bar Due to Bond and Transverse Cracking. In: ACI Journal, Vol. 67, October S. 778-787, 1970.
- [77] Lutz, L. A.; Gergely, P.: Mechanics of Bond and Slip of Deformed Bars in Concrete. In: ACI Journal November 1967 S. 711-721.

- [78] Mainz, J.: Modellierung des Verbundtragverhaltens von Betonrippenstahl. Dissertation TU München, München, 1993.
- [79] Mainz, J.; Stöckl, S.; Kupfer, H.: FE-Berechnungen zum Verbundverhalten von Rippenstäben im Beton unter Berücksichtigung eines Querdruckes. Schlussbericht zu den DFG-Forschungsvorhaben Ku 239/44-2 und 44-3, Stuttgart, IRB-Verlag, 1993.
- [80] Mang, R.; Müller, H.-H.: Untersuchungen zur Anwendbarkeit feuerverzinkter Bewehrung im Stahlbetonbau. In: Stahl und Eisen 102 (1982) Nr. 18 S. 79-84.
- [81] Martin, H.: Einfluss der Betonzusammensetzung auf das Verbundverhalten von Bewehrungsstäben. In: Fortschritte im konstruktiven Ingenieurbau: Gallus Rehm zum 60. Geburtstag gewidmet, Berlin, Ernst&Sohn Verlag, 1984.
- [82] Martin, H.: Zusammenhang zwischen Oberflächenbeschaffenheit, Verbund und Sprengwirkung von Bewehrungsstäben unter Kurzzeitbelastung. DAfStb Heft 228, Berlin, Ernst&Sohn, 1973.
- [83] Martin, H.; Rauen, A.: Untersuchungen über das Verhalten verzinkter Bewehrung in Beton. DAfStb Heft 242, Berlin, Ernst&Sohn, 1974.
- [84] Meebold, R.: Die Drahtseile in der Praxis. 2., Neubearb. Aufl., Berlin, Springer-Verlag, 1953.
- [85] Mehlhorn, G.; Keuser, M.: Isoparametric Contact Elements for Analysis of Reinforced Concrete Structures. In: FE-Analysis of Reinforced Concrete Structures, Proceeding 0-87262-549-4 S. 329-347, New York, 1986.
- [86] Menzel, C. A.: Some Influencing Results of Pull-Out Bond Test. In: ACI Journal June 1939 S. 517-542.
- [87] Mirza, S. M.; Houde, J.: Study of Bond Stress-Slip Relationships in Reinforced Concrete. In: ACI Journal January 1979 S. 19-46.
- [88] Morita, S.; Fujii, S.: Bond-Slip Models in Finite Element Analysis. In: FE-Analysis of Reinforced Concrete Structures, Proceeding 0-87262-549-4 S. 348-363, New York, 1986.
- [89] MPA München: Ausziehversuche mit Betonstahlhaken. Materialprüfungsamt für das Bauwesen der Technischen Hochschule München, Bericht Nr. 1975, 1968.
- [90] Ngo, D.; Scordelis, A. C.: Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Beams. In: ACI Journal March 1967 S. 152-163.
- [91] Niwa, J.; Chou, L.; Shima, H.; Okamura, H.: Nonlinear Spring Element for Strain-Slip Relationship of a Deformed Bar. In: FE-Analysis of Reinforced Concrete Structures, Proceeding 0-87262-549-4 S. 374-383, New York, 1986.
- [92] Noakowski, P.: Die Bewehrung von Stahlbetonbauteilen bei Zwangsbeanspruchung infolge Temperatur. DAfStb Heft 296, Berlin, Ernst&Sohn, 1978.

- [93] Noakowski, P.; Martin, H.: Verbundverhalten von Betonstählen. Untersuchung auf der Grundlage von Ausziehversuchen. DAFStb Heft 319, Berlin, Ernst&Sohn, 1981.
- [94] Noakowski, P.: Nachweisverfahren für Verankerung, Verformung, Zwangbeanspruchung und Rissbreite. DAFStb Heft 394, Berlin, Ernst&Sohn, 1988.
- [95] Nürnberger, U.: Eigenschaften von feuerverzinkten Überzügen auf kaltumgeformten Betonrippenstählen und Betonstahlmatten aus kaltgewalztem Betonrippenstahl. DAFStb Heft 318, Berlin, Ernst&Sohn, 1981.
- [96] Ödman, S. T. A.: Slip between reinforcement and concrete. In: Symposium on bond and crack formation in reinforced concrete, Stockholm 1957, S. 407-419.
- [97] Paschen, H.: Untersuchung über das Verbundverhalten von Betonstählen bei Kurzzeitbeanspruchung. Forschungsbericht B II 9-810705-135/3, Braunschweig, 1974.
- [98] Petersen, C.: Stahlbau. Grundlagen der Berechnung und baulichen Ausbildung von Stahlbauten. 3., überarb. und erw. Aufl., Braunschweig; Wiesbaden, Vieweg, 1993.
- [99] Pfeifer: Produktkatalog Pfeifer-VS<sup>®</sup>-System, 2002.
- [100] Plate, E. J.: Statistik und angewandte Wahrscheinlichkeitslehre für Bauingenieure. Berlin, Verlag für Architektur u. techn. Wissenschaften, 1993.
- [101] Plauk, G.: Ermittlung der Verformungen biegebeanspruchter Stahlbetonbalken mit der Methode der Finiten Elemente. Dissertation TU Berlin, Berlin, 1977.
- [102] Popov, E. P.: Bond and Anchorage of Reinforcing Bars Under Cyclic Loading. In: ACI Journal, Juli-August 1984, S. 340-349.
- [103] Possart, B.: Basic principles behaviour of steel wire ropes in concrete. In: International PhD Symposium in Civil Engineering, Volume 2, Wien, 2000.
- [104] Raoof, M.; Hobbs, R. E.: Analysis of Multilayered Structural Strands. In: Journal of Structural Engineering, Vol. 114, No. 7, July, 1988.
- [105] Reinhardt, H. W.; Blaauwendraad, J.; Vos, E.: Prediction of bond between steel and concrete by numerical analysis. In: Matériaux et Constructions, Vol. 17 No. 100 (1984) S. 311-320.
- [106] Rehm, G.: Kriterien zur Beurteilung von Bewehrungsstäben mit hochwertigem Verbund. In: Stahlbetonbau – Berichte aus der Forschung und Praxis, Festschrift Rüsck, Berlin, Ernst&Sohn, 1969.
- [107] Rehm, G.: Über die Grundlagen des Verbundes zwischen Stahl und Beton. DAFStb Heft 138, Berlin, Ernst&Sohn, 1961.
- [108] Rehm, G.: Zur Frage der Prüfung und Bewertung des Verbundes zwischen Stahl und Beton von Betonrippenstählen. In: Forschungsbeiträge für die Bau Praxis: Karl Kordina zum 60. Geburtstag gewidmet, Berlin, Ernst&Sohn, 1979.

- [109] Rehm, G.; Lämmke, A.: Korrosionsverhalten verzinkter Stähle in Zementmörtel und Beton. DAFStb Heft 242, Berlin, Ernst&Sohn, 1974.
- [110] Richter, T.: Untersuchungen zur Verankerung von Betonrippenstahl. Dissertation TU Dresden, 1985.
- [111] RILEM: RILEM III. Bond tests for reinforcing steel, 2. Pull-out-test. In: Tests and specifications for reinforced and prestressed concrete, RILEM 3 (1970), No.15 S. 175-178.
- [112] Rostásy, F. S.; Rohling, A.: Konstitutives Stoffgesetz des Verbundverhaltens von einbetoniertem Bewehrungsstahl. Arbeitsbericht II/1+2: Literaturstudie und Untersuchung des Verbundkriechens, IBMB der TU Braunschweig, 1984.
- [113] Rots, J. G.: Computational Modeling of Concrete Fracture. Dissertation, TU Delft, 1988.
- [114] Rudlof, M.: Zur Spannungsumlagerung zwischen Spannstahl und Betonstahl bei Spannbeton mit nachträglichem Verbund. Dissertation RWTH Aachen; Heft 7, 1. Aufl., Aachen, Eigenverlag, 1998.
- [115] Rußwurm, D.; Martin, H.: Betonstähle für den Stahlbetonbau: Eigenschaften und Verwendung. Institut für Stahlbetonbau e.V. München, Bauverlag, Wiesbaden, 1993.
- [116] Schießl, A.: Verbundverhalten von selbstverdichtendem Beton. In: Massivbauseminar TU München 2000, S. 177-185.
- [117] Schiffner, G.: Spannungen in laufenden Drahtseilen. Dissertation Universität Stuttgart, 1986.
- [118] Schmidt-Thrö, G.; Stöckl, S.; Kupfer, H.: Einfluss der Probekörperform und der Meßpunktanordnung auf die Ergebnisse von Ausziehversuchen. DAFStb Heft 378, Berlin, Ernst&Sohn, 1986
- [119] Schmidt-Thrö, G.; Stöckl, S.; Kupfer, H.: Verankerung der Bewehrung am Endauflager bei einachsiger Querpressung. DAFStb Heft 389, Berlin, Beuth Verlag, 1988.
- [120] Schmidt-Thrö, G.; Stöckl, S.; Kupfer, H.: Einfluß einer einachsigen Querpressung und der Verankerungslänge auf das Verbundverhalten von Rippenstählen im Beton. DAFStb Heft 389, Berlin, Beuth Verlag, 1988.
- [121] Schmidt-Thrö, G.: Rissflächen im Beton im Bereich einer auf Zug beanspruchten Stabverankerung. DAFStb Heft 389, Berlin, Beuth Verlag, 1988.
- [122] Schober, H.: Ein Modell zur Berechnung des Verbundes und der Risse im Stahl- und Spannbeton. Dissertation, Stuttgart, 1984.
- [123] Scribner, C. F.; Kobayashi, K.: Prestressing Strand Bond Characteristics Under Reversed Cyclic Loading. In: PCI Journal, Jg. 29 (1984), No. 5, S. 118-137.



- [124] Shirai, N.: Applicability of Smeared Type Reinforced Concrete Model Based upon Anisotropic Constitutive Law. In: FE-Analysis of Reinforced Concrete Structures, Proceeding 0-87262-549-4 S. 384-400, New York, 1986.
- [125] Shitkow, D. G.; Pospechow, I. T.: Drahtseile. Berlin, VEB Verlag Technik, 1957.
- [126] Tassios, T. P.; Yannopoulos, P. J.: Analytical Studies on Reinforced Concrete Members Under Cyclic Based on Bond Stress-Slip Relationship. In: ACI Journal, May-June 1981, S. 206-216.
- [127] Technische Regel für Gefahrstoffe (TRGS 613): Ersatzstoffe, Ersatzverfahren und Verwendungsbeschränkungen für chromathaltige Zemente und chromathaltige zementäre Zubereitungen. Bundesarbeitsblatt 7-8, 1999, S. 45-47.
- [128] Tepfers, R.: A Theory of Bond Applied to Overlapped Tensile Reinforcement Splices for Deformed Bars. Göteborg, Publication 73:2, Division of Concrete Structures, 1973.
- [129] Thormählen, U.: Zum Einfluß von Spanngliedern mit nachträglichem Verbund auf Rißbildung und Rißbreitenbeschränkung bei teilweise vorgespannten Konstruktionen. Dissertation RWTH Aachen, Aachen, 1978.
- [130] Trost, H.; Cordes, H.; Thormählen, U.; Hagen, H.: Teilweise Vorspannung. Verbundfestigkeit von Spanngliedern und ihre Bedeutung für Rißbildung und Rißbreitenbeschränkung. DAFStb Heft 310, Berlin, Ernst&Sohn Verlag, 1980.
- [131] Tue, N.; Krumbach, R.: Verbundverhalten des neuen tiefgerippten Betonstahls und hochfestem Beton. Beiträge zum 35. Forschungskolloquium des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton, Leipzig, 19. und 20. März 1998
- [132] Tue, N.: Zur Spannungsumlagerung im Spannbeton bei der Rissbildung unter statischer und wiederholter Belastung. DAFStb Heft 435, Berlin, Beuth Verlag, 1993.
- [133] Tue, N.; Kurz, W.; König, G.: Ein mechanisches Modell zur Beschreibung des Verbundverhaltens zwischen Stahl und Beton im Gebrauchs- und Bruchzustand. In: Bautechnik 74 (1997), Heft 6 S. 381-394.
- [134] Uijl, J. A.: Verbundeigenschaften von Litzen unter einmaliger und wiederholter Beanspruchung. In: Beiträge zum 6. Forschungskolloquium des DAFStb am 05.10.76 in Delft, Heron, vo. 21, no. 2, Delft, 1976.
- [135] VDI: VDI-Richtlinie 2358. Drahtseile für Fördermittel. Düsseldorf, VDI-Verlag, 1984.
- [136] VDZ e.V.: Technische Zusammenhänge bei der Herstellung und Analyse chromatarmer Zemente. Einzelpublikation VDZ, 2002.
- [137] Verreet, R.: Drahtseile. Die Geschichte der Erfindung und Weiterentwicklung. In: Drahtwelt 6-89, S. 100-106.
- [138] Watstein, D.: Distribution of Bond Stress in Concrete Pull-Out Specimens. In: Proceedings of ACI Vol. 43, Title 43-33 S. 1041-1052.

- [139] Wiek, L.: Beziehung zwischen Theorie, Versuch, Anwendung und Herstellung von Drahtseilen. In: Draht 36 (1985), Heft 1 S. 12-15.
- [140] Wiek, L.: Staalkabels. Geometrie en levensduur. Dissertation Universiteit Delft, Delft, 1986.
- [141] Will, N.: Zum Verbundtragverhalten von Spanngliedern mit nachträglichem Verbund unter statischer und dynamischer Dauerbeanspruchung. Dissertation RWTH Aachen, Heft 6, Schriftenreihe des IMB, Aachen, 1997.
- [142] Wille, F.: Characteristics of bond between steel wire ropes and concrete. In: 4<sup>th</sup> International Ph.D. Symposium in Civil Engineering, Volume 2, München, Springer-VDI-Verlag, 2002.
- [143] Wille, F.: Pull-Out Tests zur Beurteilung des Einflusses verschiedener Einbettungslängen auf das Verbundverhalten von einbetonierten Rundlitzenseilen 6 x 19 Standard. Prüfbericht, Projekt Nr.: 460201, Lehrstuhl für Massivbau der BTU Cottbus, 2002.
- [144] Wille, F.: Untersuchungen zum Dehnverhalten von betondurchdrungenen Rundlitzenseilen 6 x 19 Standard. Prüfbericht, Projekt Nr.: 460301, Lehrstuhl für Massivbau der BTU Cottbus, 2003.
- [145] Yankelevsky, D. Z.: Bond Action Between Concrete and a Deformed Bar – A New Model. In: ACI Journal, March-April 1985, Title no. 82-13 S.154-161.
- [146] Yankelevsky, D. Z.: New Finite Element For Bond-Slip Analysis. In: Journal of Structural Engineering, Vol. 111, No. 7, July, 1985.
- [147] Zienkiewicz, O. C.: Methode der finiten Elemente. 2. erw. und völlig neu bearb. Aufl., München, Hanser, 1984.

# **Anlagen**



# A 1 Dokumentation der realisierten Versuche

## A 1.1 Beton

### A 1.1.1 Betonrezepturen

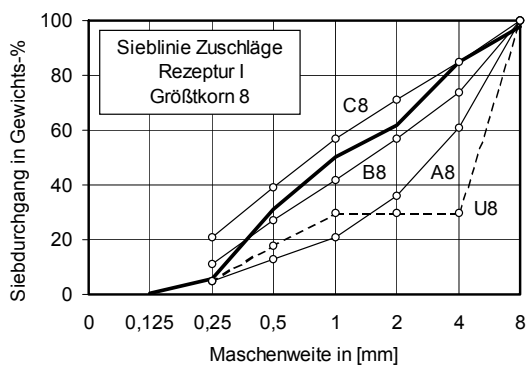
**Tabelle A 1-1:** Betonzusammensetzung Rezeptur I

Zement CEM I 32,5 R	360,0 kg/m <sup>3</sup>
Sand 0/2	980,8 kg/m <sup>3</sup>
Kies 2/8	653,9 kg/m <sup>3</sup>
Wasser	252,0 kg/m <sup>3</sup>

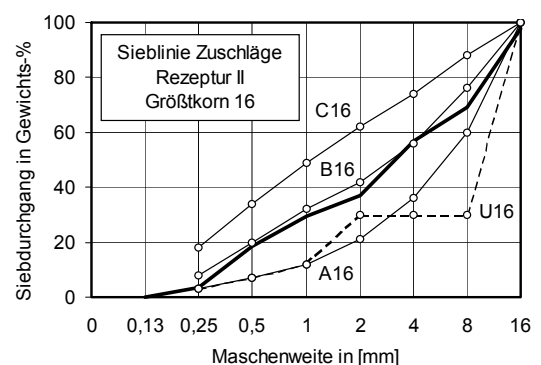
**Tabelle A 1-2:** Betonzusammensetzung Rezeptur II

Zement CEM I 52,5 R	400,0 kg/m <sup>3</sup>
Sand 0/2	635,3 kg/m <sup>3</sup>
Kies 2/8	635,3 kg/m <sup>3</sup>
Splitt 8/16	544,5 kg/m <sup>3</sup>
Wasser	174,8 kg/m <sup>3</sup>
Fließmittel Muraplast FK 61	1,2 kg/m <sup>3</sup> (0,3 % vom Zementanteil)

### A 1.1.2 Sieblinien der Zuschlagsgemische



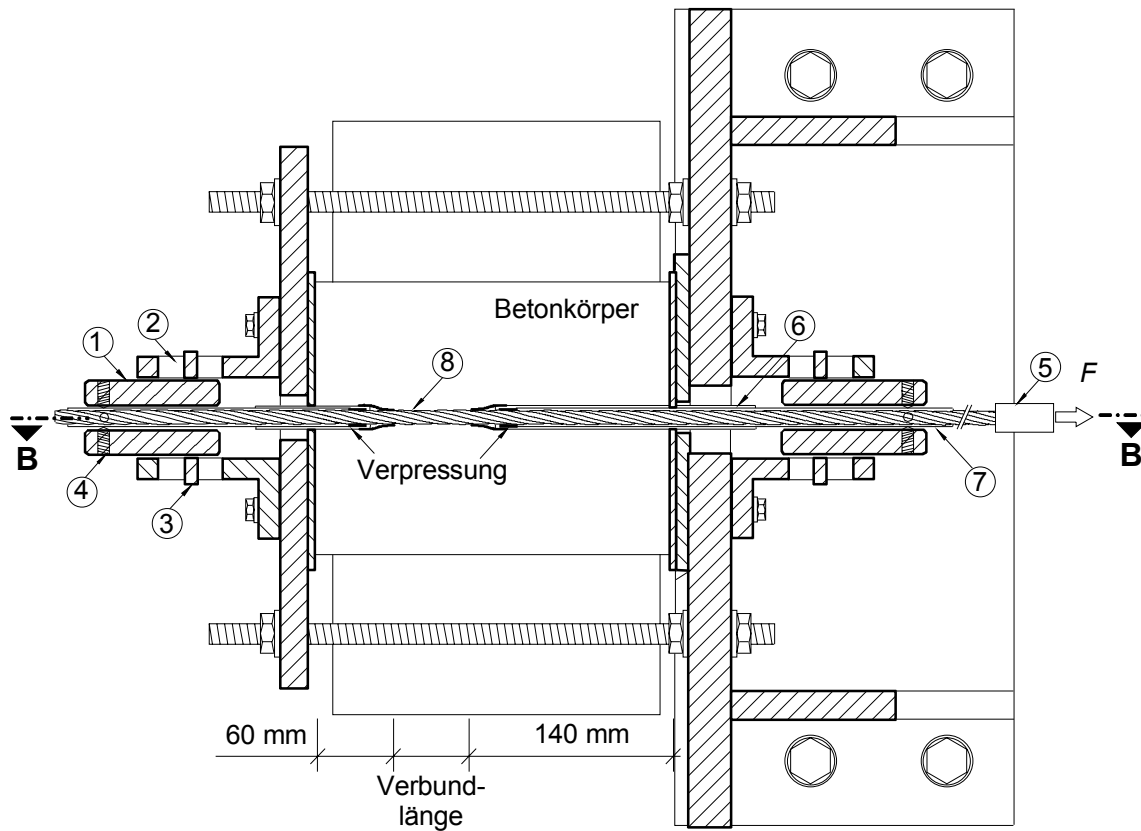
**Bild A 1-1:** Sieblinie Zuschläge Rezeptur I



**Bild A 1-2:** Sieblinie Zuschläge Rezeptur II

## A 1.2 Pull-Out Tests

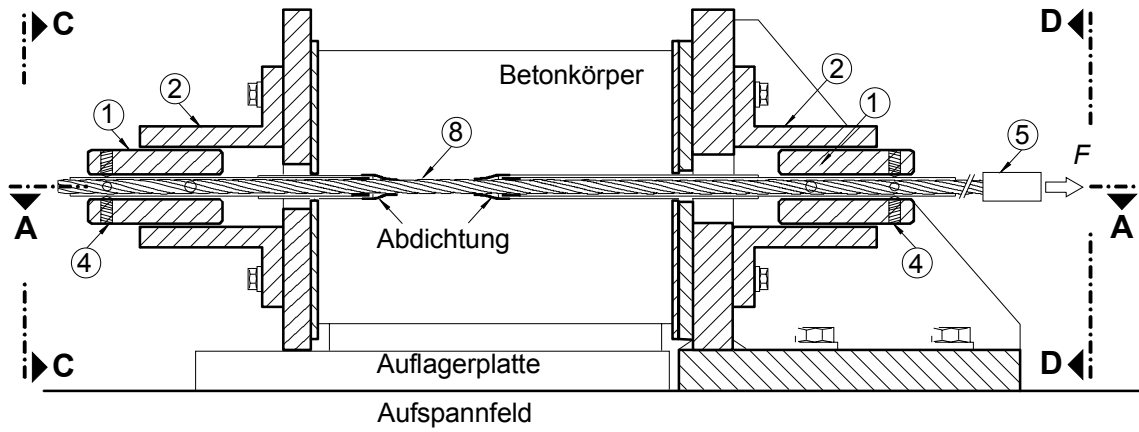
### A 1.2.1 Versuchsanordnung



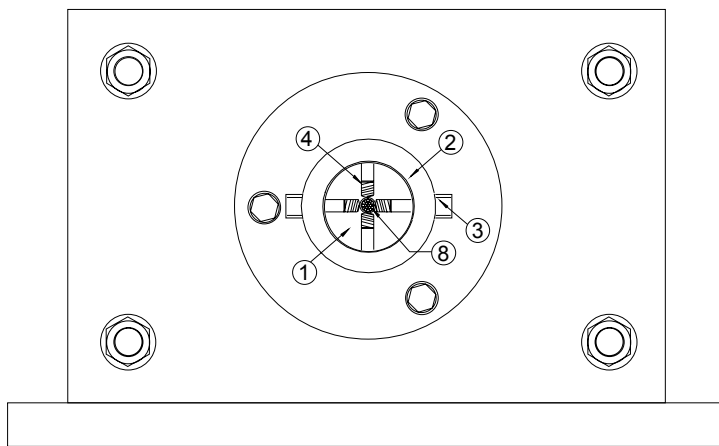
#### Position Bezeichnung

- |   |                      |   |                     |
|---|----------------------|---|---------------------|
| ① | Kolben               | ⑤ | Presshülse          |
| ② | Führungskonstruktion | ⑥ | Äußeres Kupfer-Rohr |
| ③ | Führungsbolzen       | ⑦ | Inneres Kupfer-Rohr |
| ④ | Verdrehungssicherung | ⑧ | Rundlitzenseil      |

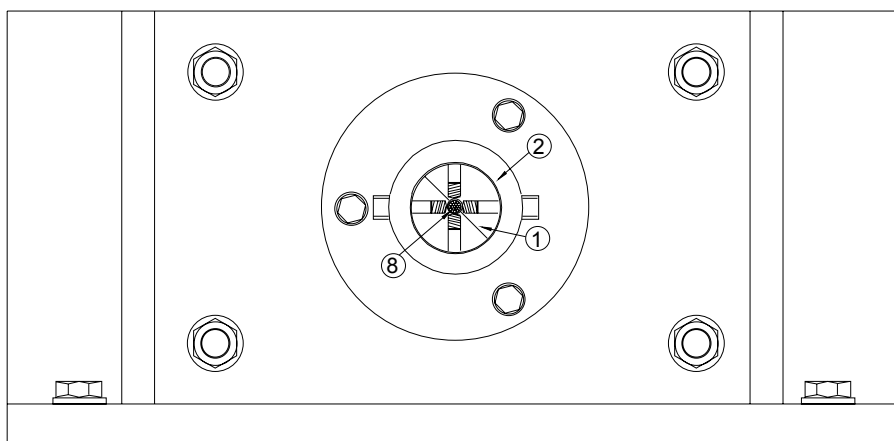
**Bild A 1-3:** Versuchsanordnung Pull-Out Test, Schnitt A-A



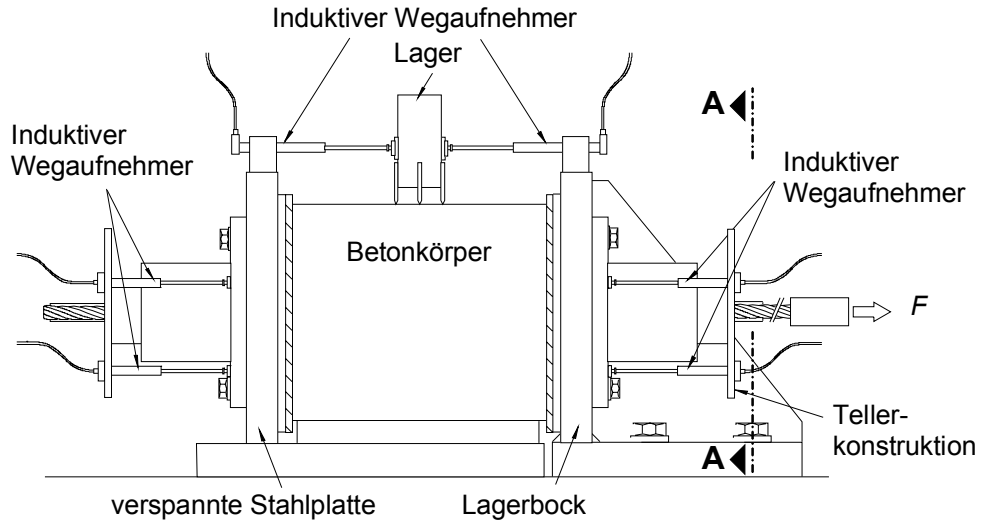
**Bild A 1-4:** Versuchsanordnung Pull-Out Test, Schnitt B-B



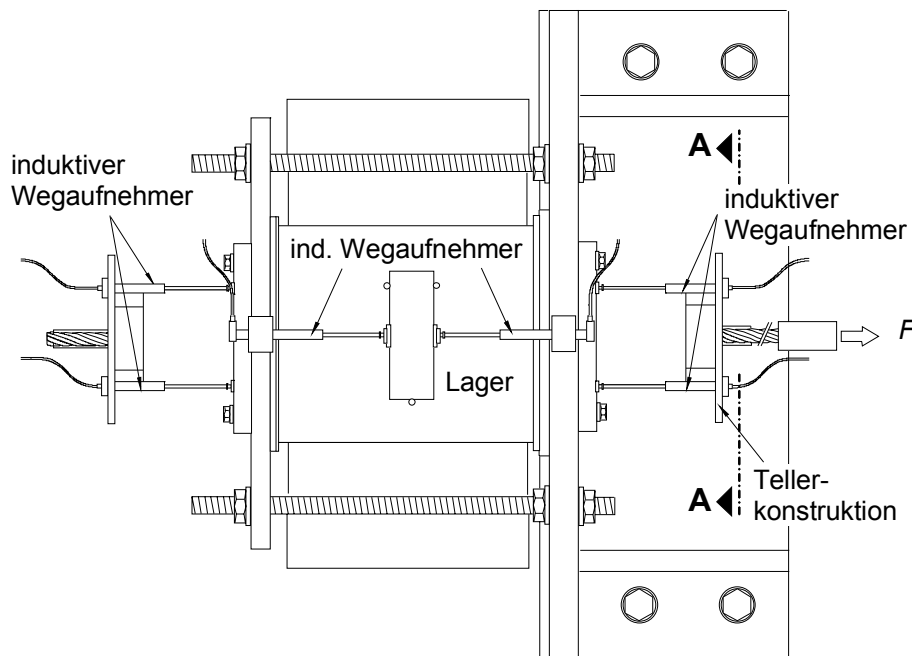
**Bild A 1-5:** Versuchsanordnung Pull-Out Test, Ansicht C-C



**Bild A 1-6:** Versuchsanordnung Pull-Out Test, Ansicht D-D



**Bild A 1-7:** Applikation der Messtechnik, Ansicht



**Bild A 1-8:** Applikation der Messtechnik, Draufsicht

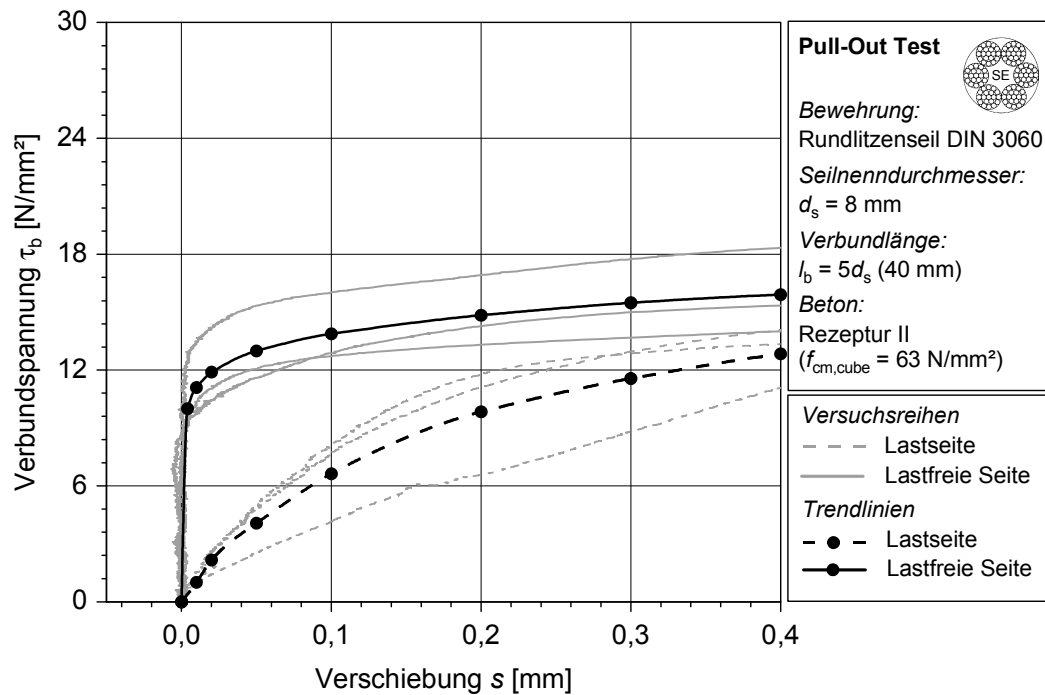


**Bild A 1-9:** Applikation der Messtechnik, Ansicht A-A

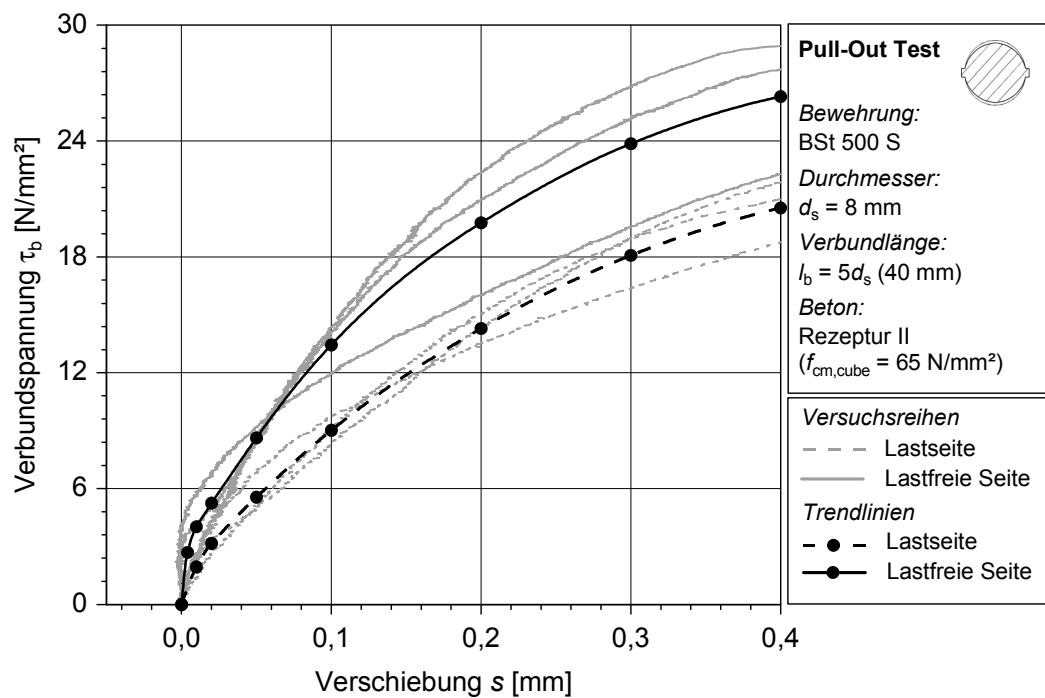


## A 1.2.2 Versuchsergebnisse

### A 1.2.2.1 Versuchsreihe Durchmesser 8 mm



**Bild A 1-10:** Versuchsreihe 08-3060-55-5-xx



**Bild A 1-11:** Versuchsreihe 08-BSt-55-5-xx

## A 1.2.2.2 Versuchsreihe Durchmesser 12 mm

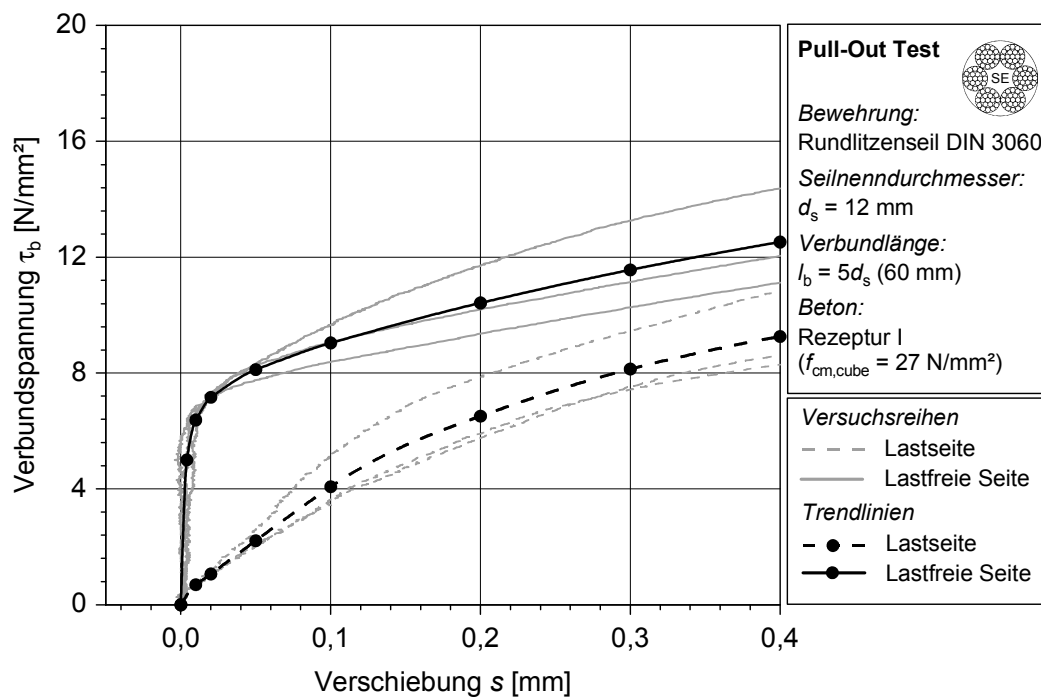


Bild A 1-12: Versuchsreihe 12-3060-25-5-xx

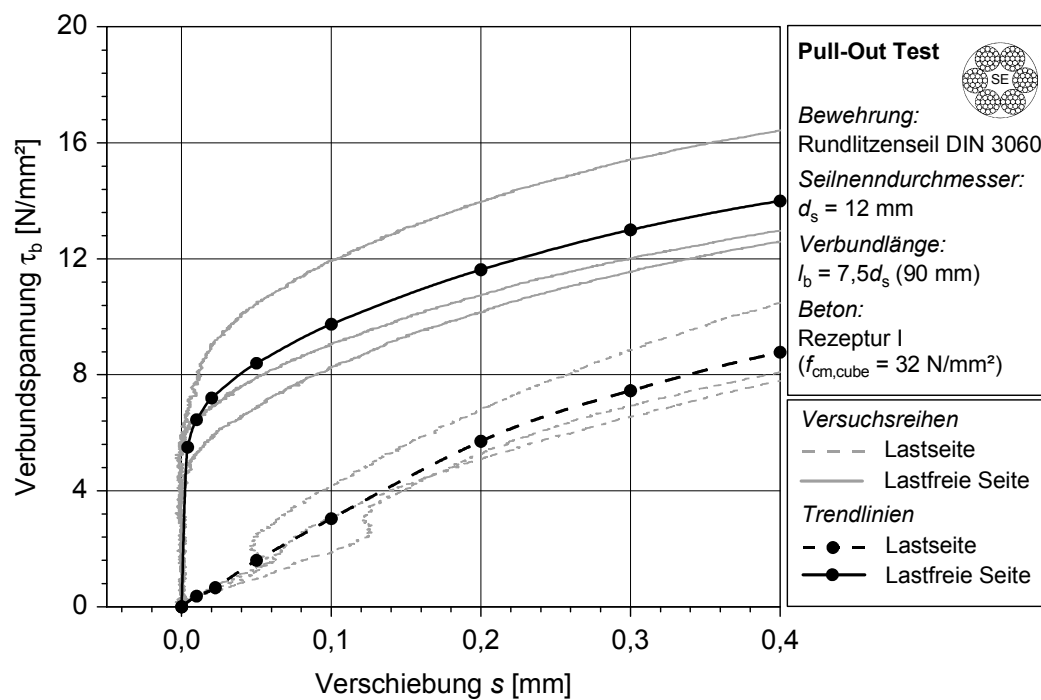
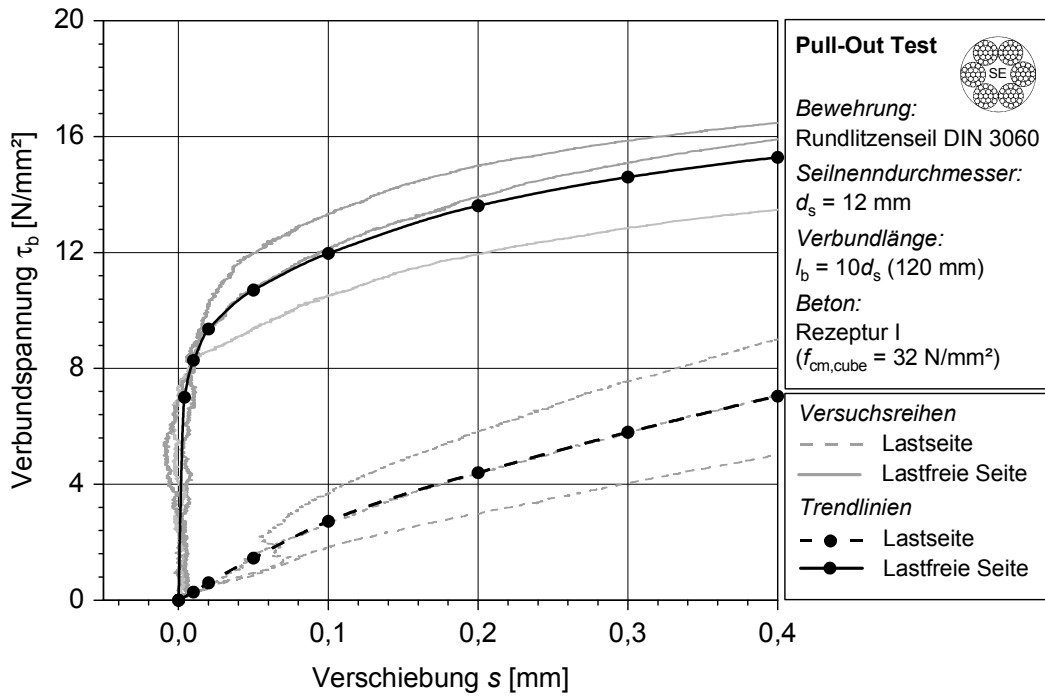
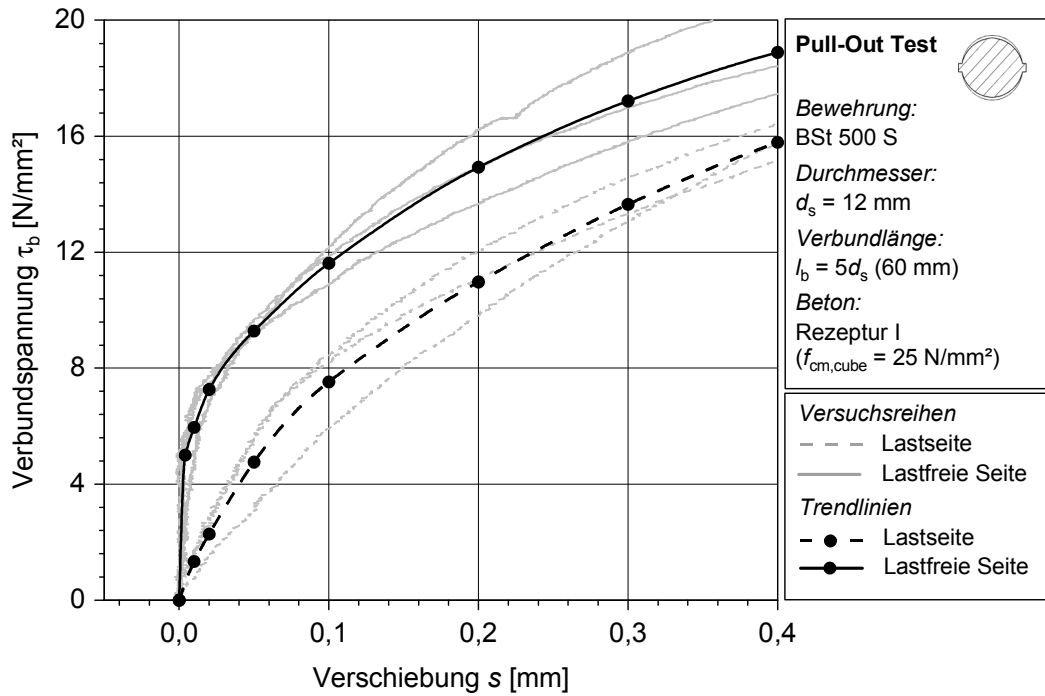


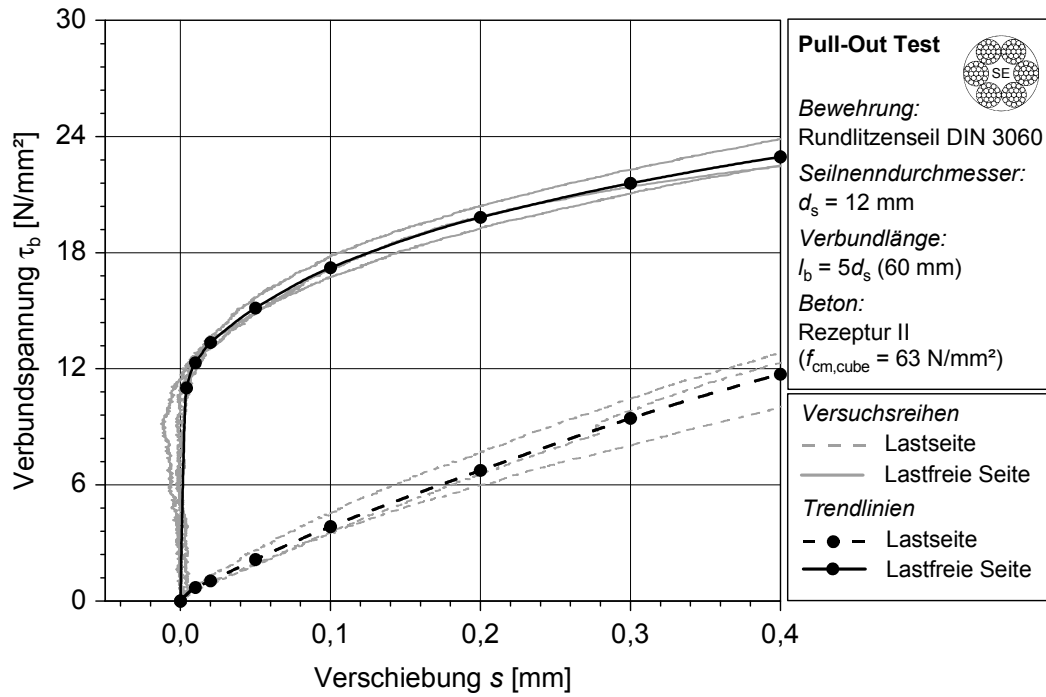
Bild A 1-13: Versuchsreihe 12-3060-25-7,5-xx



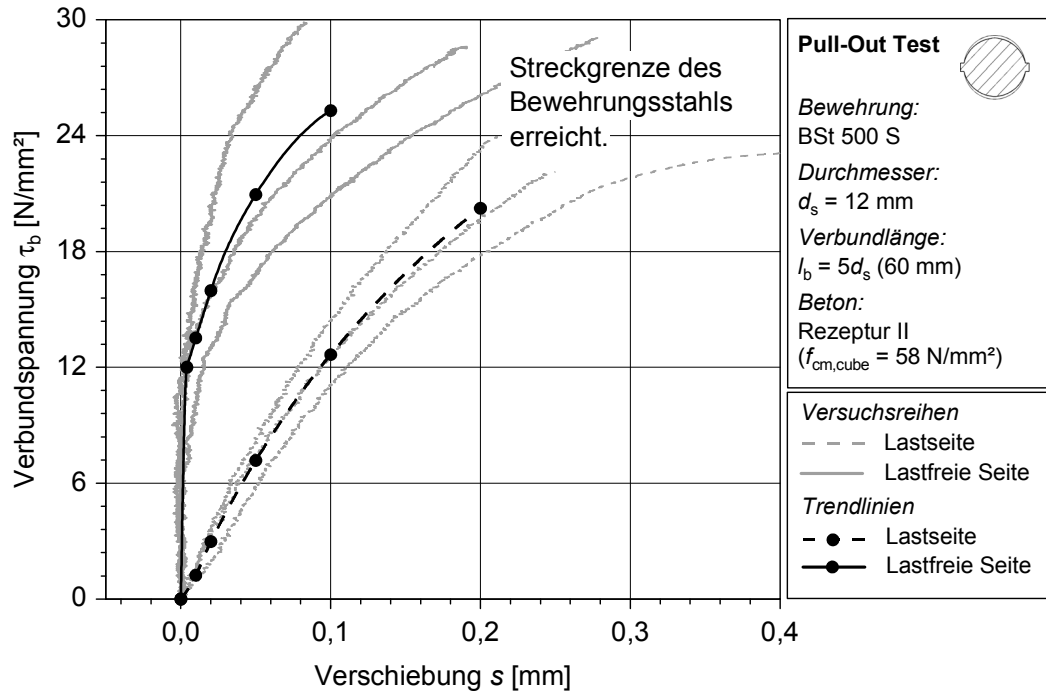
**Bild A 1-14:** Versuchsreihe 12-3060-25-10-xx



**Bild A 1-15:** Versuchsreihe 12-BSt-25-5-xx



**Bild A 1-16:** Versuchsreihe 12-3060-55-5-xx



**Bild A 1-17:** Versuchsreihe 12-BSt-55-5-xx

## A 1.2.2.3 Versuchsreihe Durchmesser 24 mm

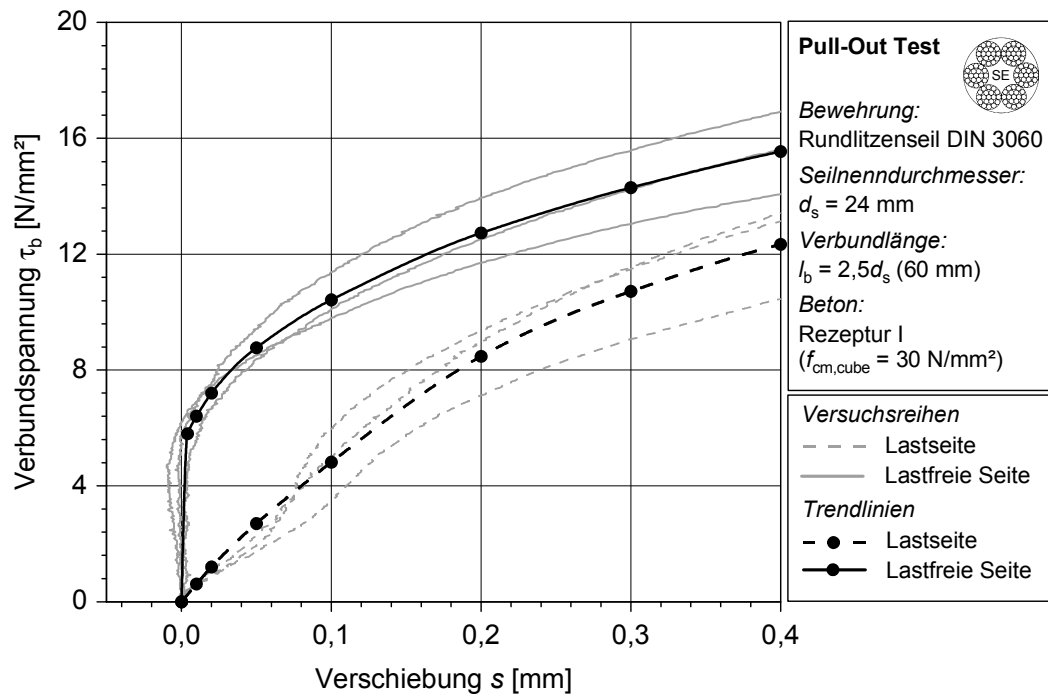


Bild A 1-18: Versuchsreihe 24-3060-25-2,5-xx

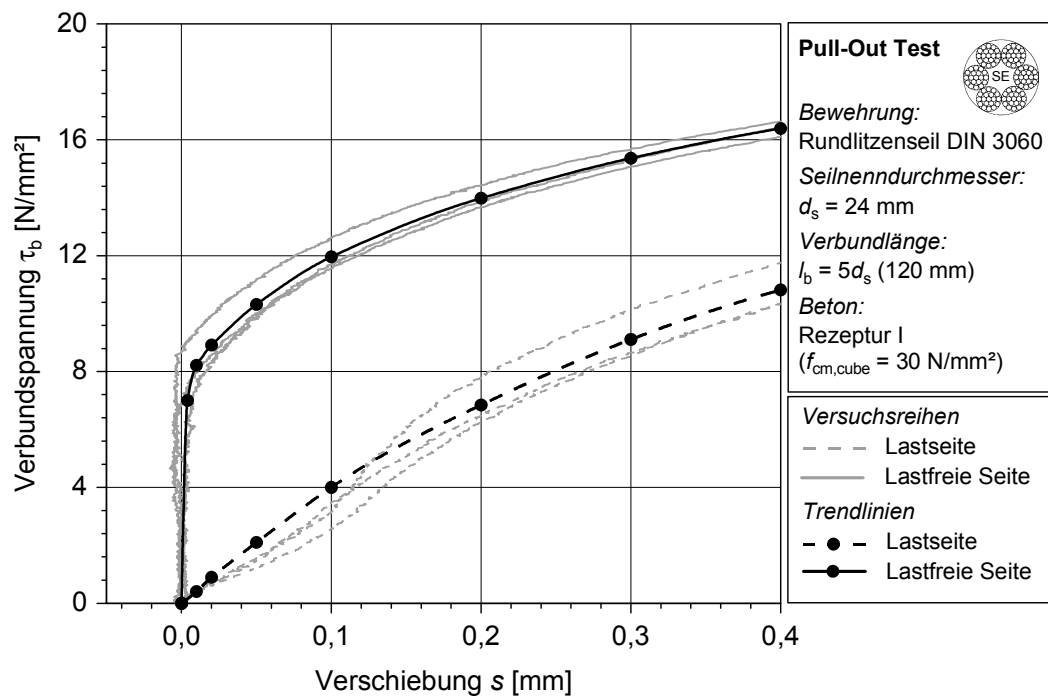


Bild A 1-19: Versuchsreihe 24-3060-25-5-xx

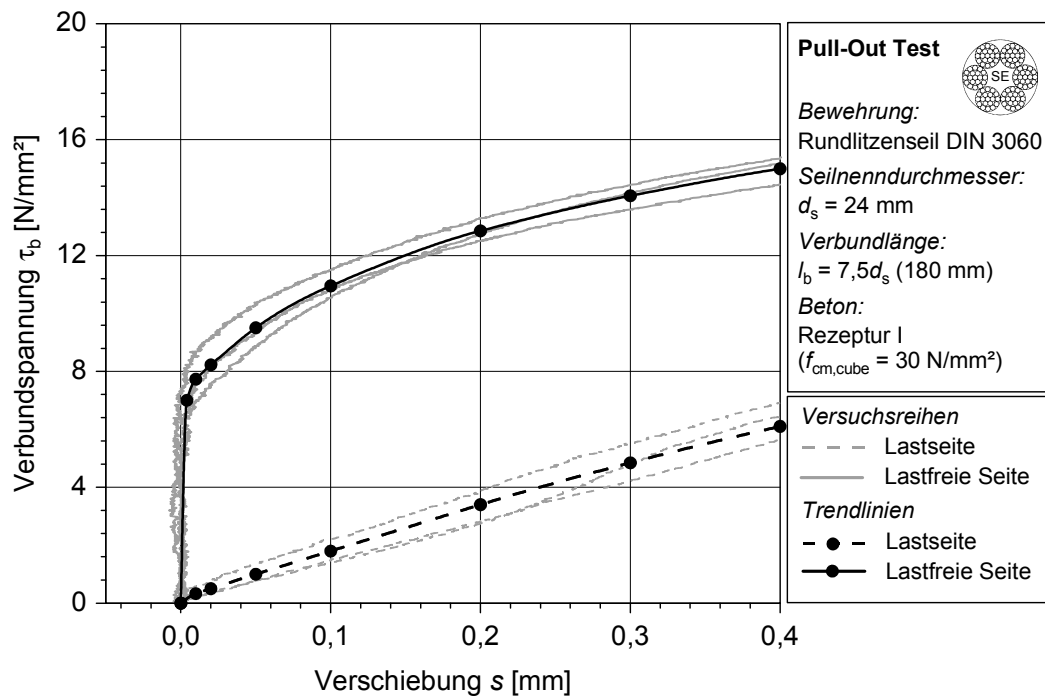


Bild A 1-20: Versuchsreihe 24-3060-25-7,5-xx

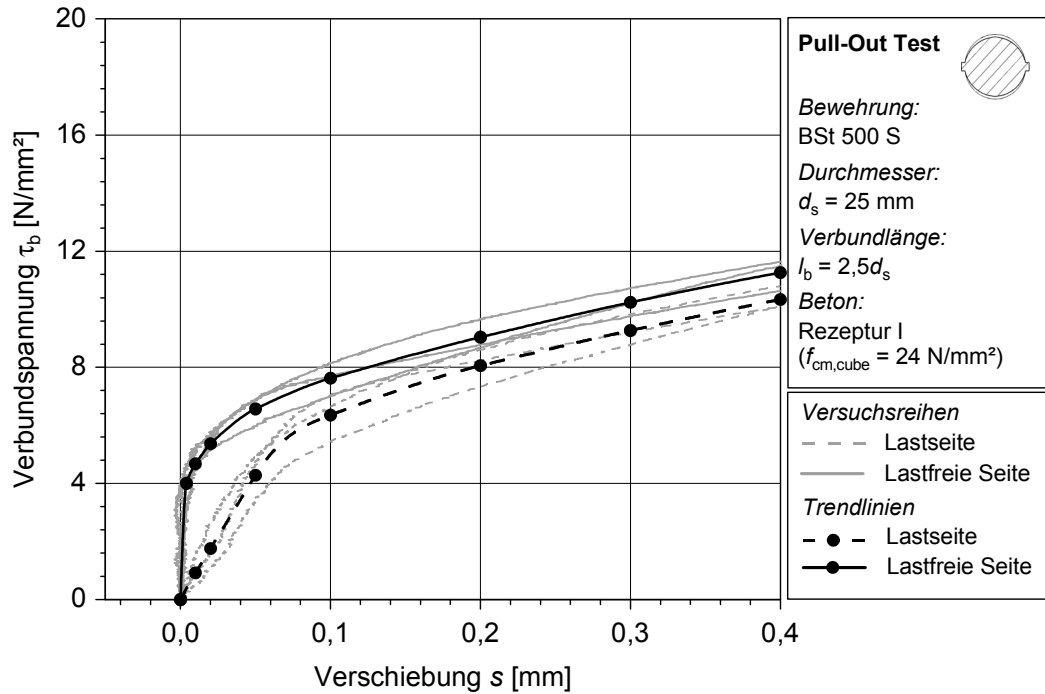
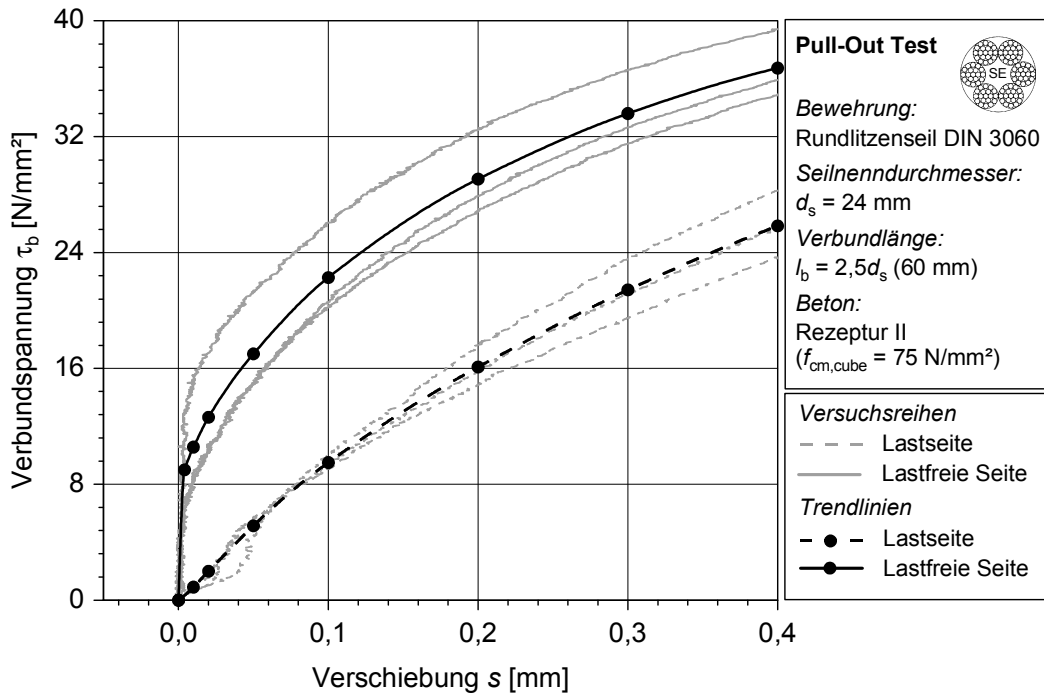
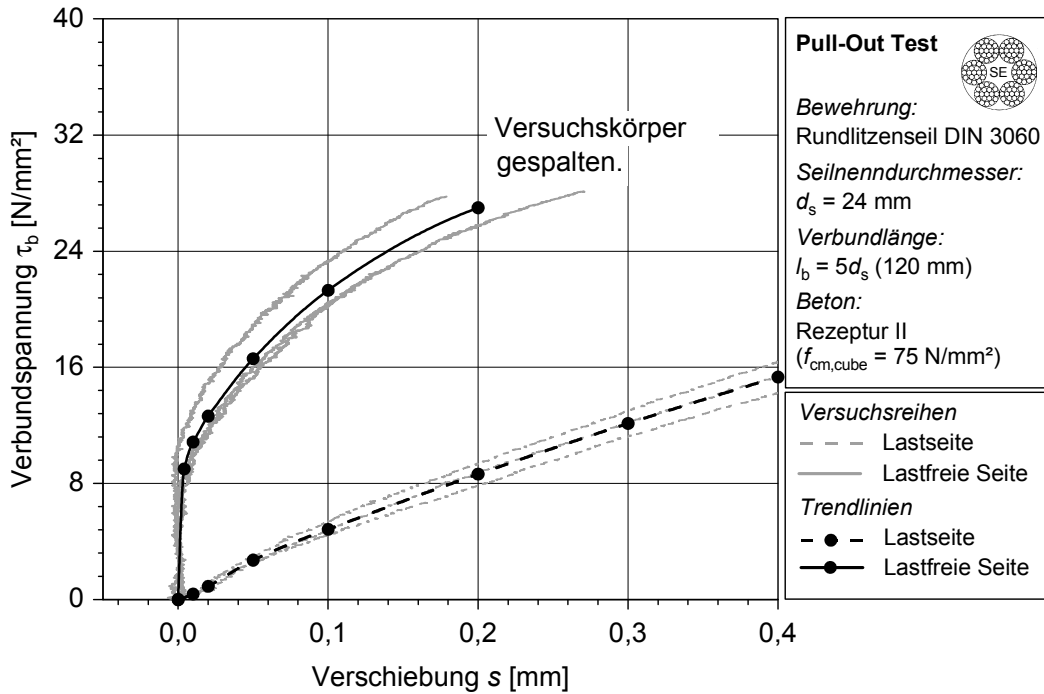


Bild A 1-21: Versuchsreihe 25-BSt-25-2,5-xx



**Bild A 1-22:** Versuchsreihe 24-3060-55-2,5-xx



**Bild A 1-23:** Versuchsreihe 24-3060-55-5-xx

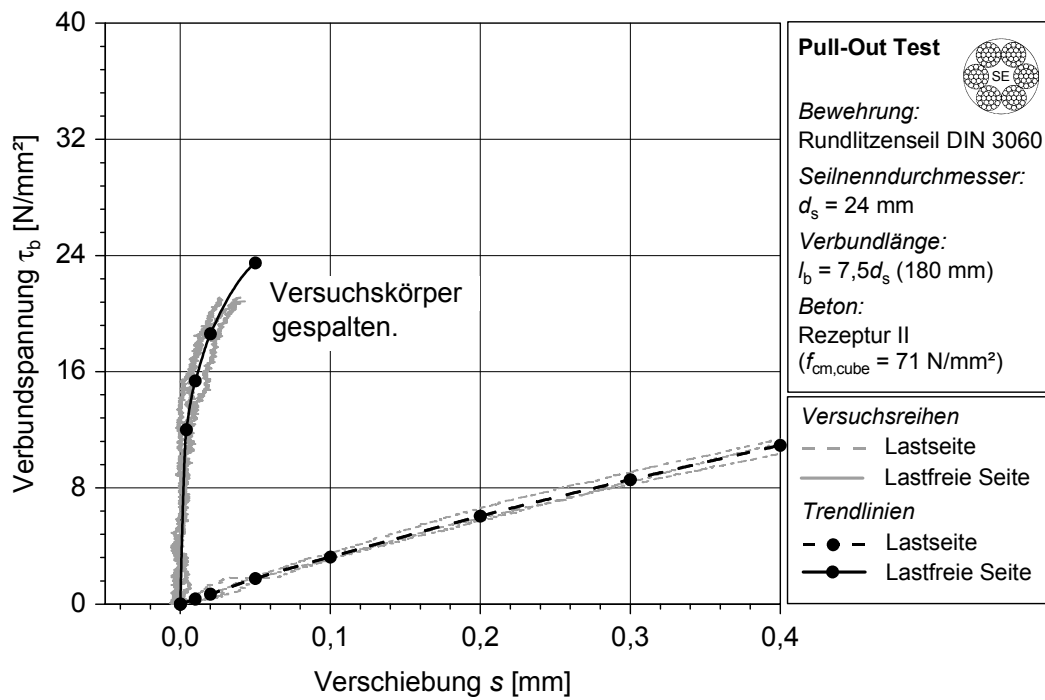


Bild A 1-24: Versuchsreihe 24-3060-55-7,5-xx

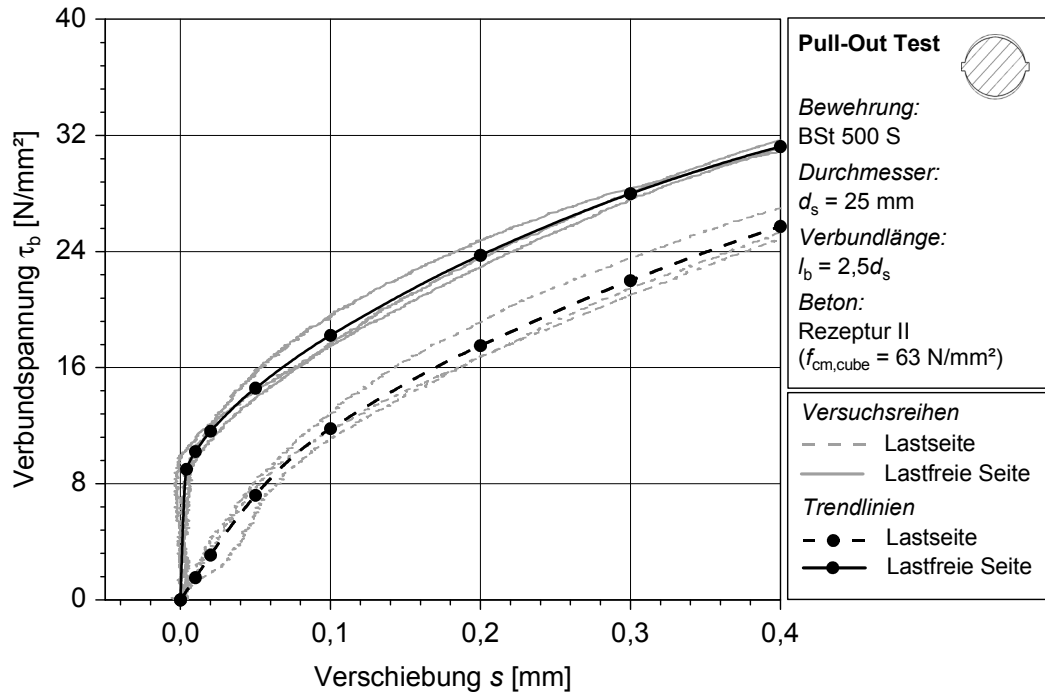
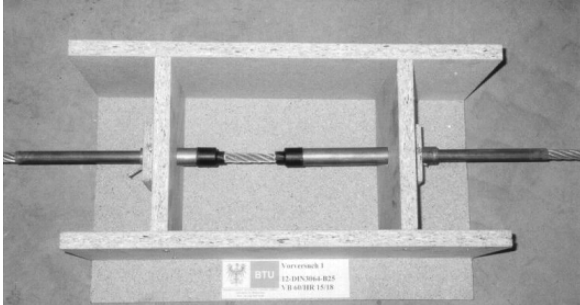


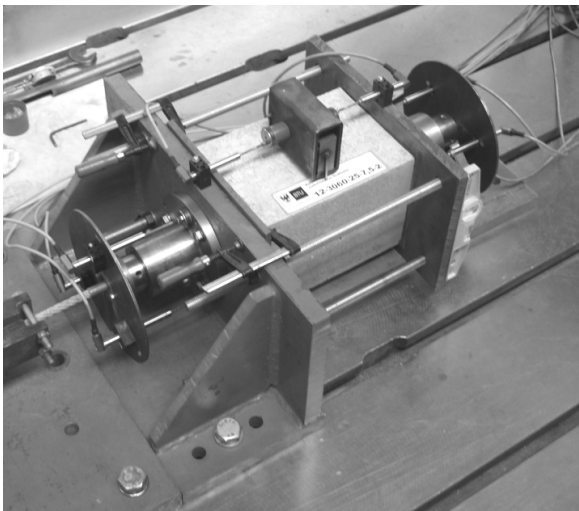
Bild A 1-25: Versuchsreihe 25-BSt-55-2,5-xx



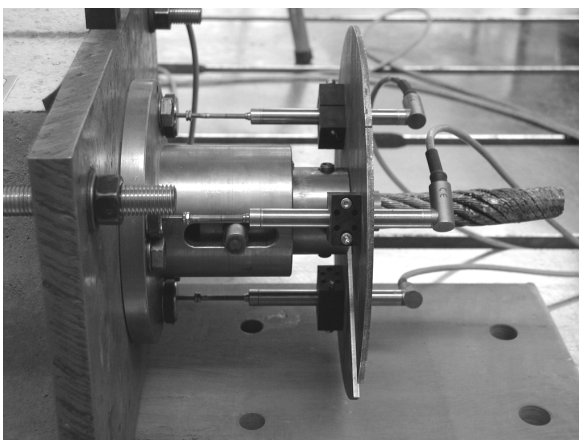
### A 1.2.3 Fotodokumentation



**Bild A 1-26:** Lage des konfektionierten Seilkörpers in der Schalung



**Bild A 1-27:** Gesamtansicht Versuchsanordnung mit Messtechnik



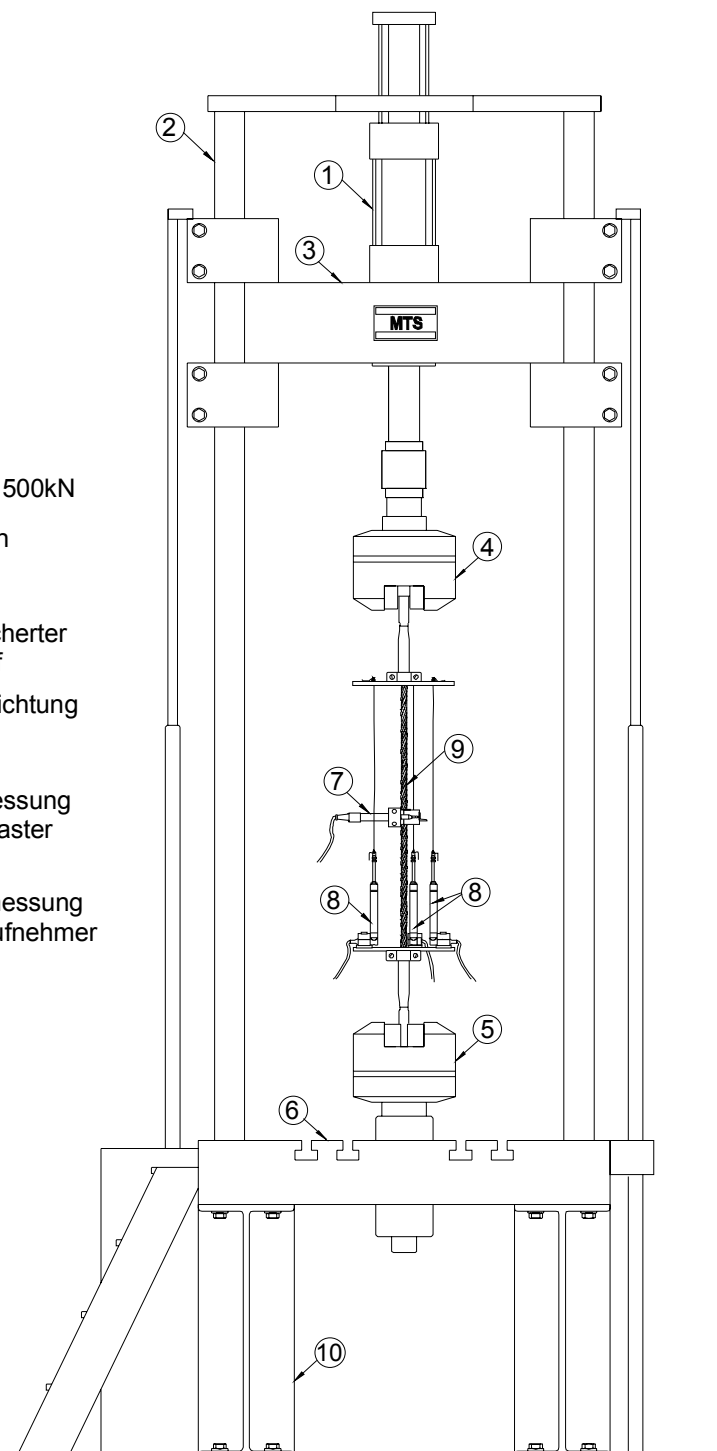
**Bild A 1-28:** Verdrehungssicherung mit Anordnung Messtechnik

## A 1.3 Untersuchungen zum Dehnverhalten einbetonierter Seile

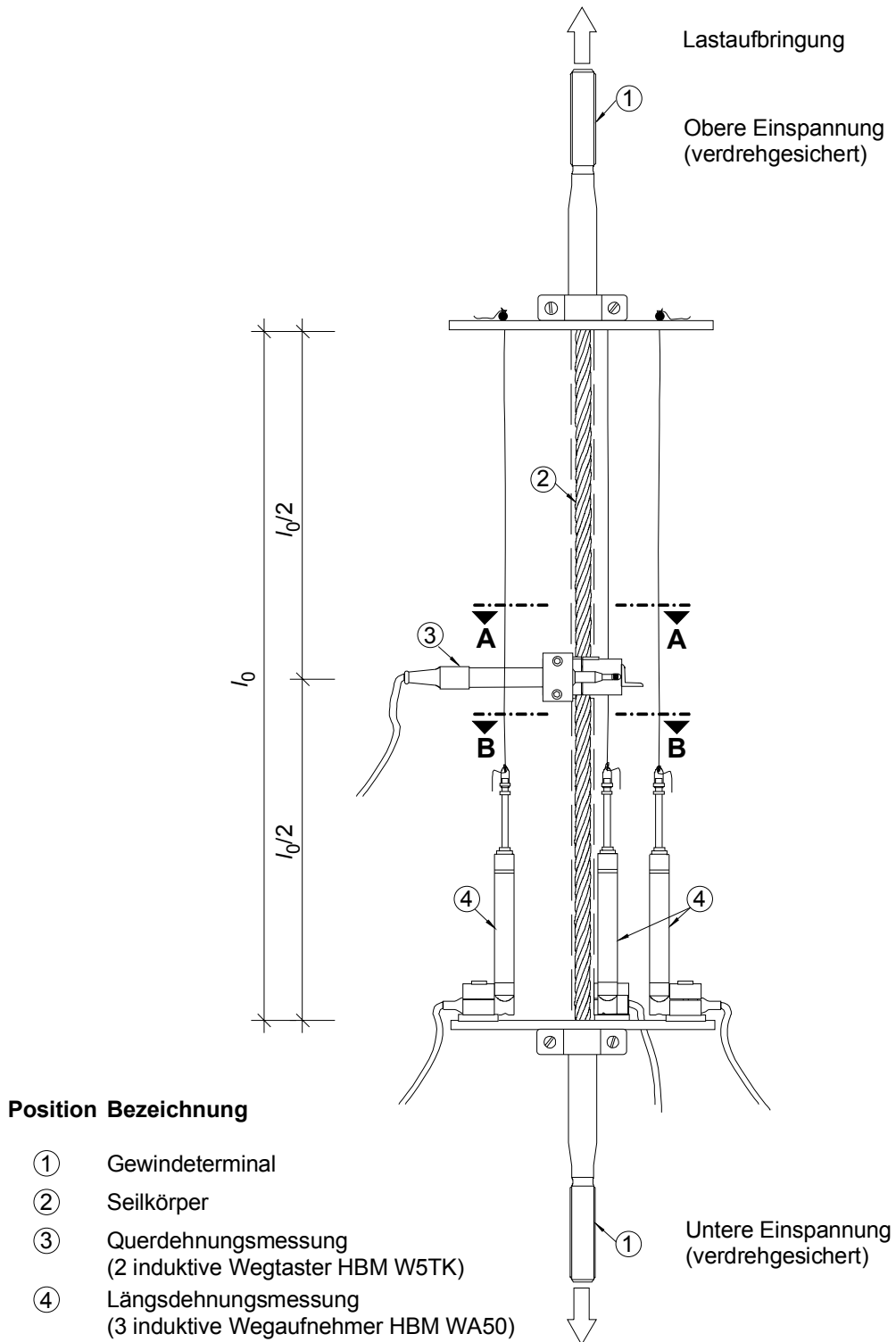
### A 1.3.1 Versuchsanordnung

#### Pos. Bezeichnung

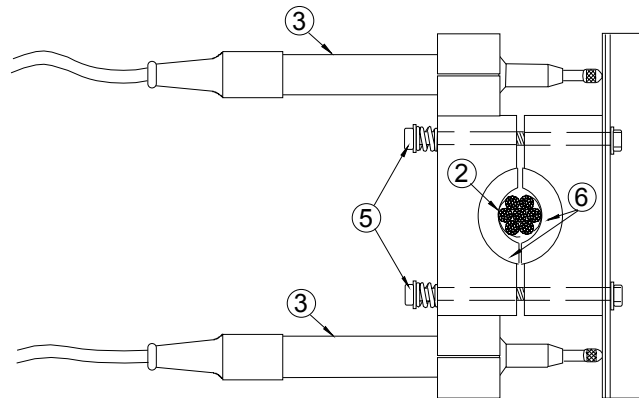
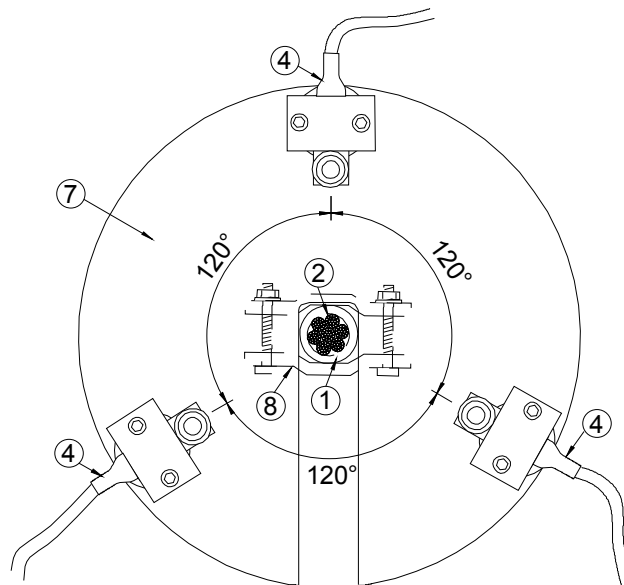
- ① MTS Prüfzylinder 500kN
- ② Maschinenrahmen
- ③ Querjoch
- ④ verdrehungsgesicherter oberer Spannkopf
- ⑤ untere Spannvorrichtung
- ⑥ Spannfeld
- ⑦ Querdehnungsmessung (2 induktive Wegtaster HBM W5TK)
- ⑧ Längsdehnungsmessung (induktiver Wegaufnehmer HBM WA50)
- ⑨ Prüfkörper
- ⑩ Untergestell



**Bild A 1-29:** Versuchsanordnung Strain Test, Gesamtansicht



**Bild A 1-30:** Applikation der Messtechnik, Ansicht

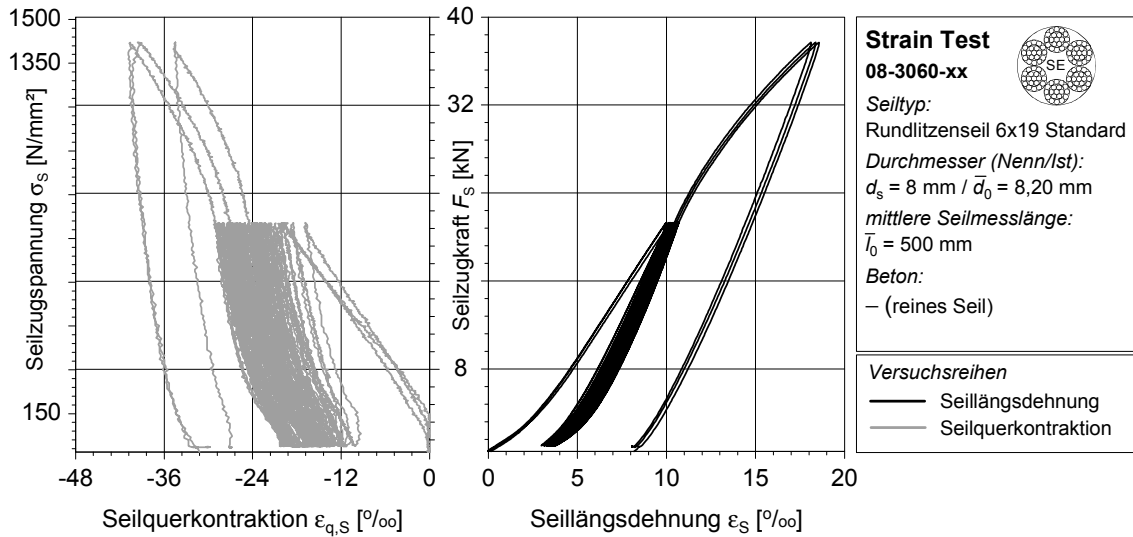
**Schnitt A-A****Schnitt B-B****Position Bezeichnung**

- |   |   |   |                          |
|---|---|---|--------------------------|
| ① | Gewindeterminal   | ⑤ | Spannschrauben           |
| ② | Seilkörper  | ⑥ | Messschalen              |
| ③ | Querdehnungsmessung<br>(2 induktive Wegtaster HBM W5TK)     | ⑦ | Messbasisplatte          |
| ④ | Längsdehnungsmessung<br>(3 induktive Wegaufnehmer HBM WA50) | ⑧ | Befestigungskonstruktion |

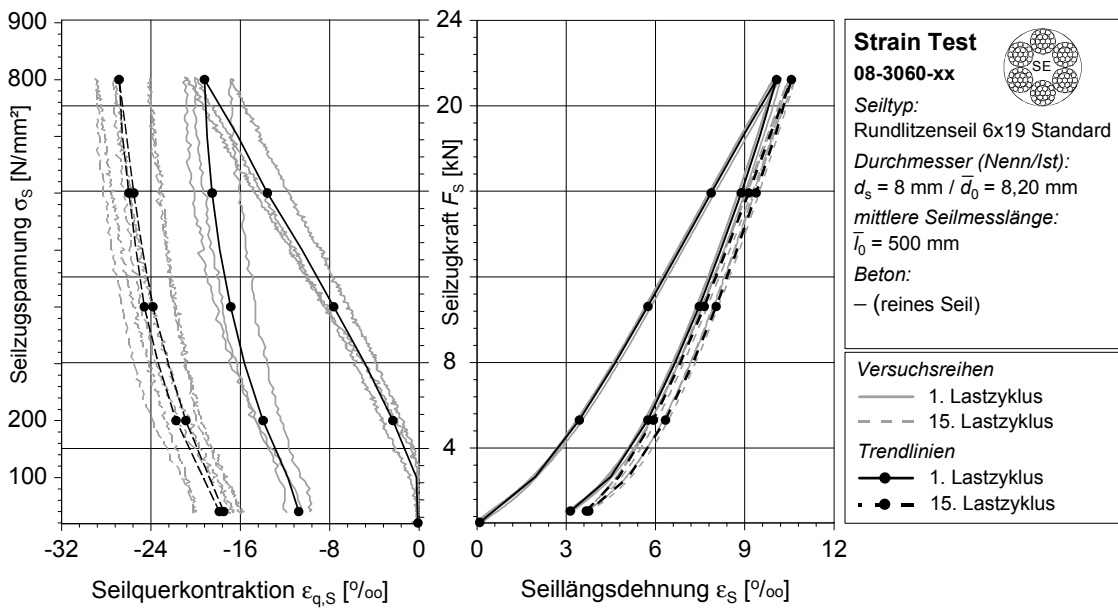
**Bild A 1-31:** Applikation der Messtechnik, Schnitte

### A 1.3.2 Versuchsergebnisse

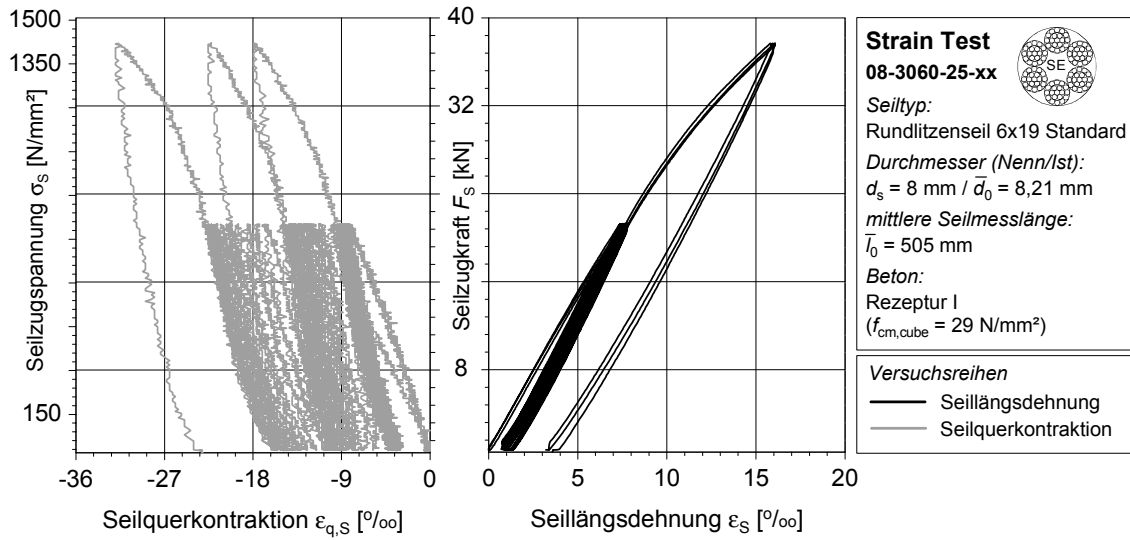
#### A 1.3.2.1 Versuchsreihe Durchmesser 8 mm



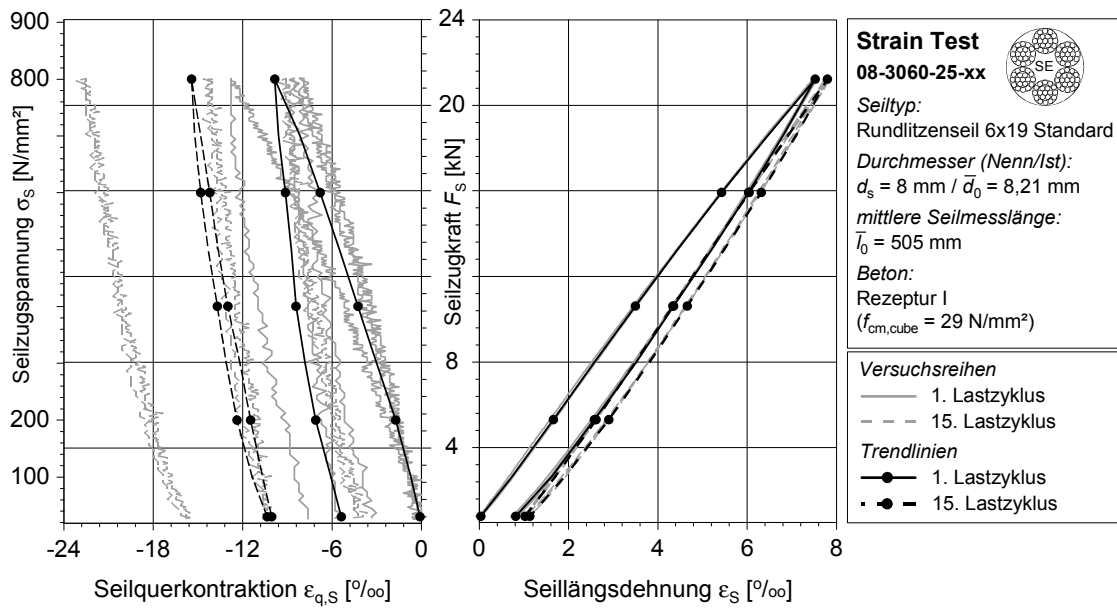
**Bild A 1-32:** Versuchsreihe 08-3060-xx; Gesamtdarstellung



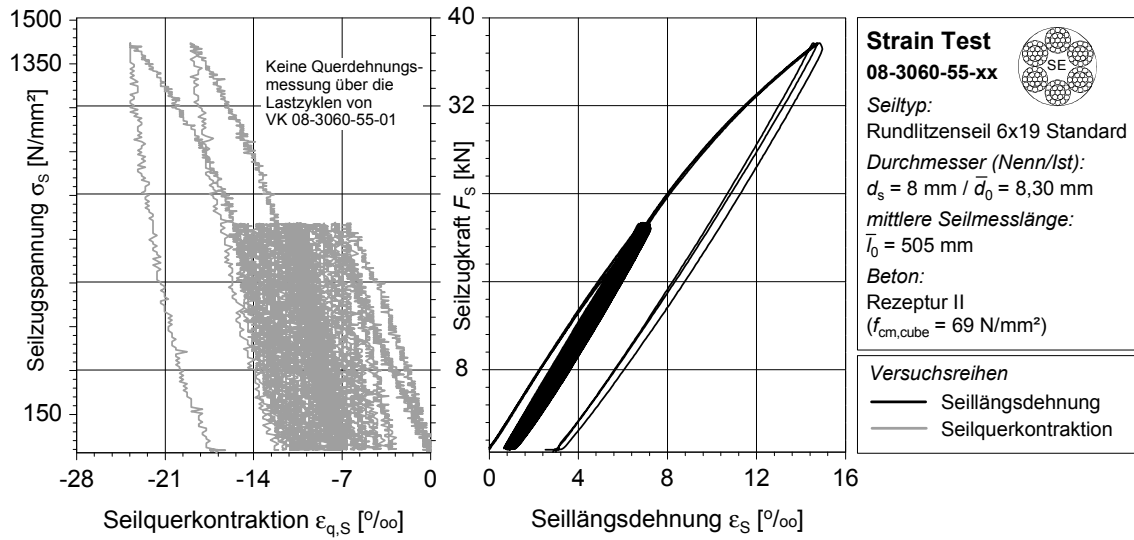
**Bild A 1-33:** Versuchsreihe 08-3060-xx; 1. und 15. Lastzyklus



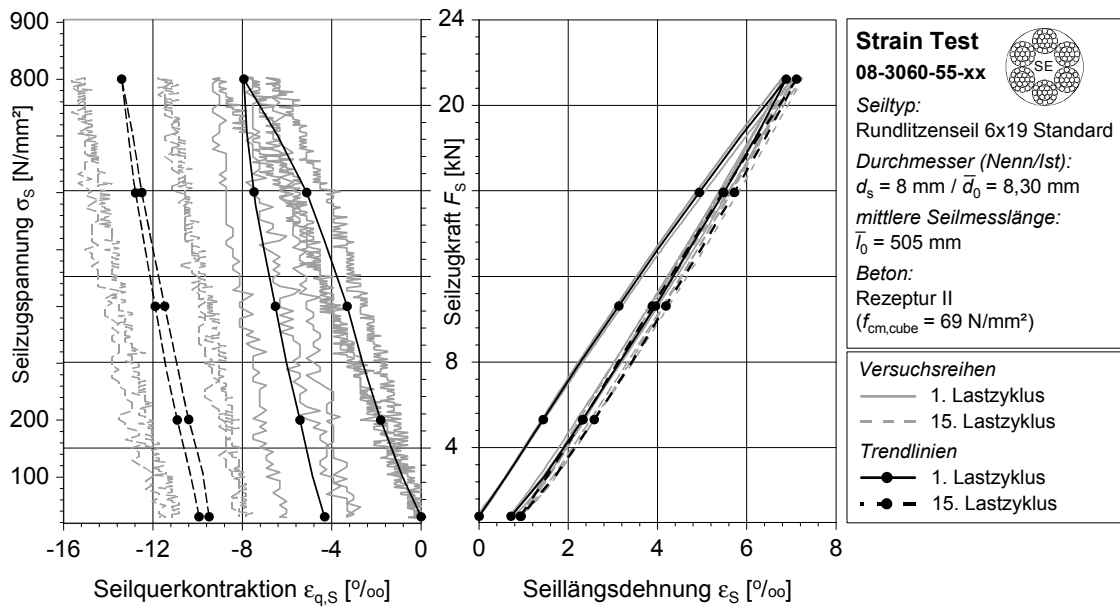
**Bild A 1-34:** Versuchsreihe 08-3060-25-xx; Gesamtdarstellung



**Bild A 1-35:** Versuchsreihe 08-3060-25-xx; 1. und 15. Lastzyklus



**Bild A 1-36:** Versuchsreihe 08-3060-55-xx; Gesamtdarstellung



**Bild A 1-37:** Versuchsreihe 08-3060-55-xx; 1. und 15. Lastzyklus

A 1.3.2.2 Versuchsreihe Durchmesser 12 mm

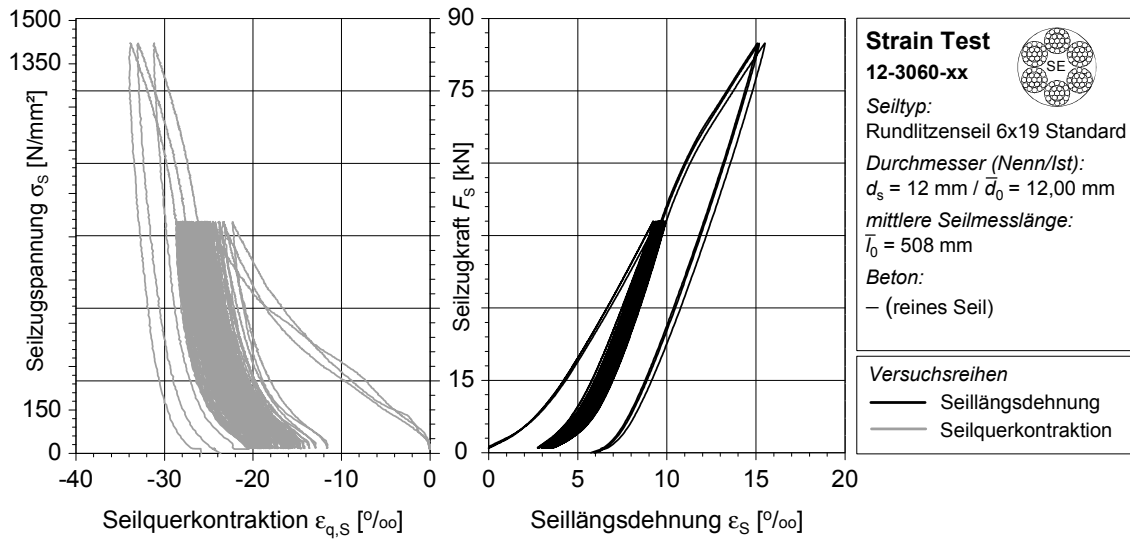


Bild A 1-38: Versuchsreihe 12-3060-xx; Gesamtdarstellung

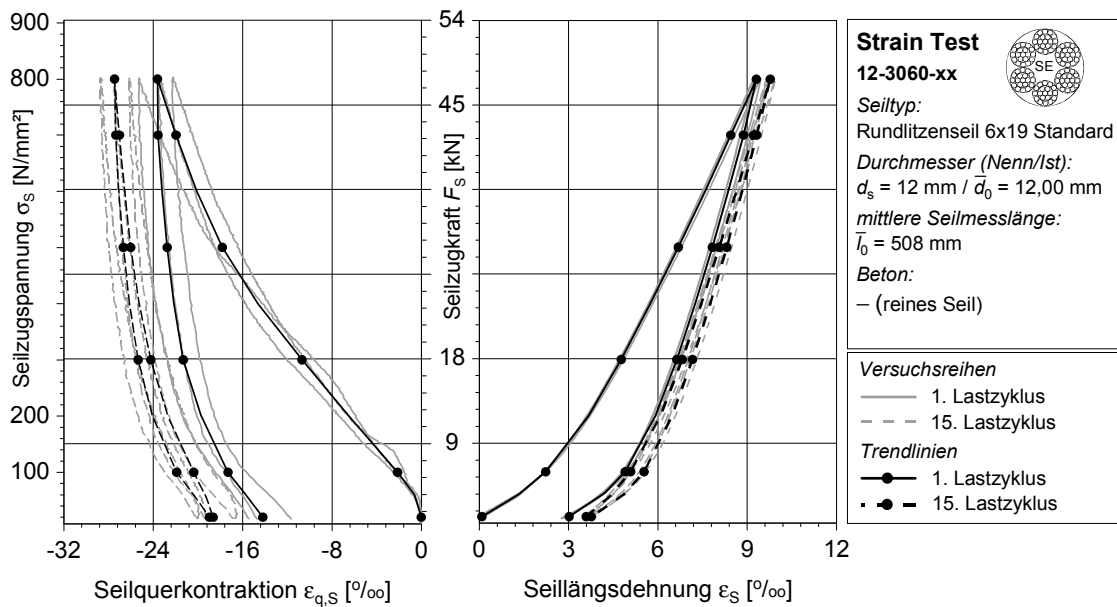
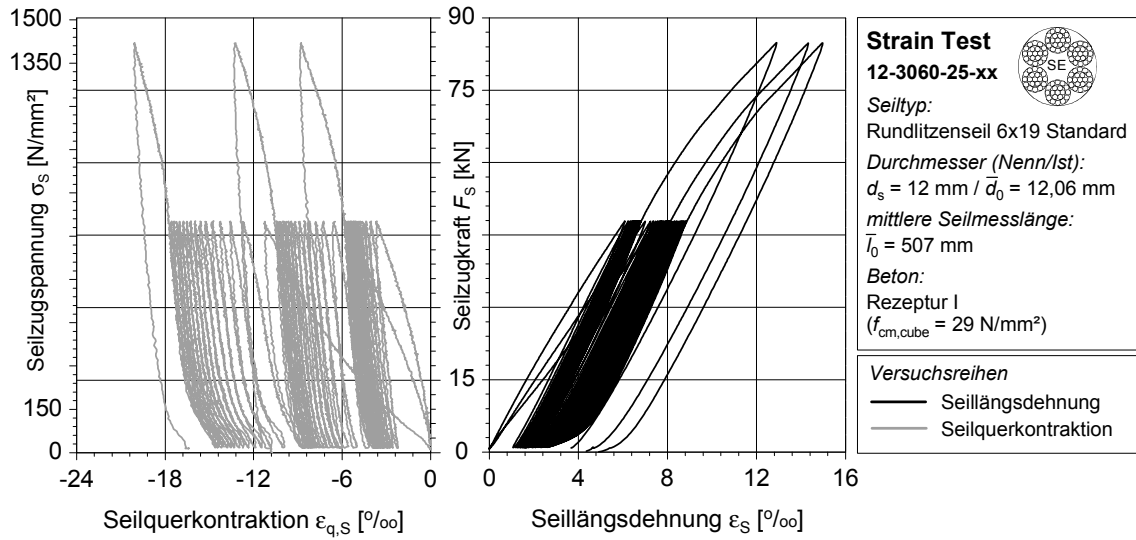
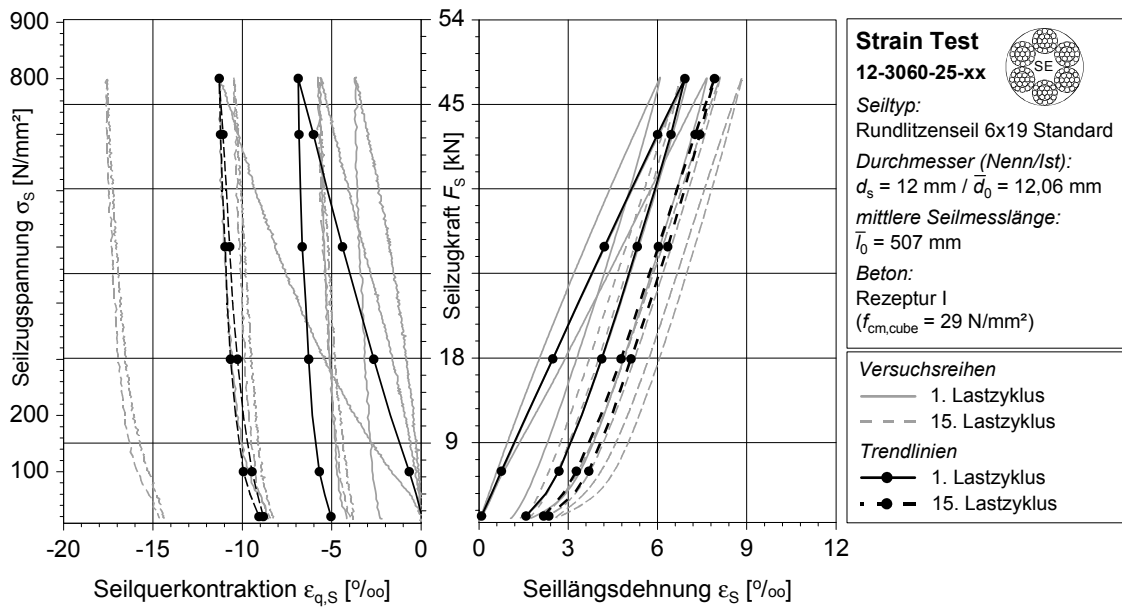


Bild A 1-39: Versuchsreihe 12-3060-xx; 1. und 15. Lastzyklus

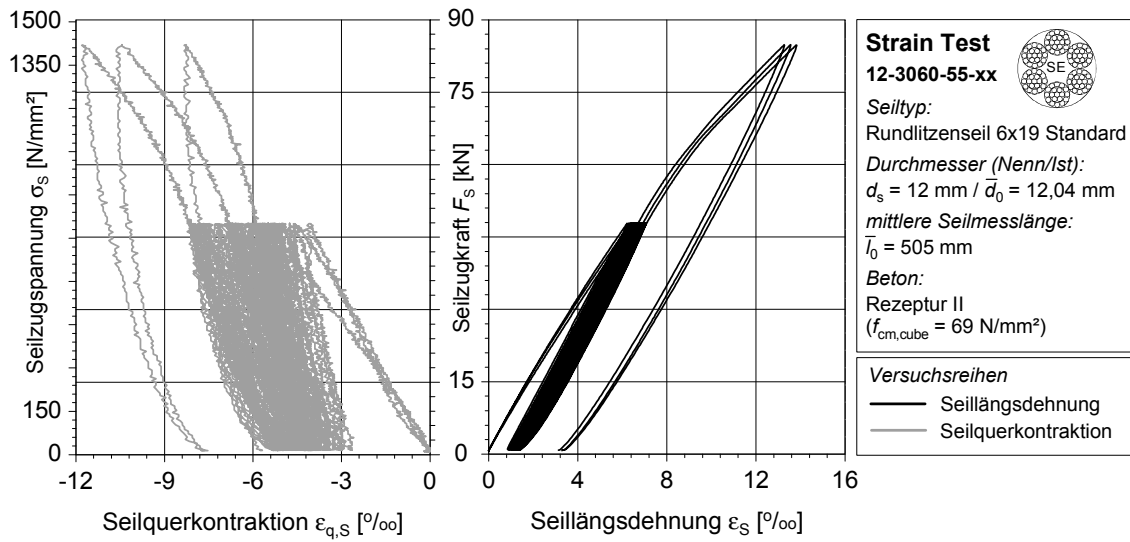




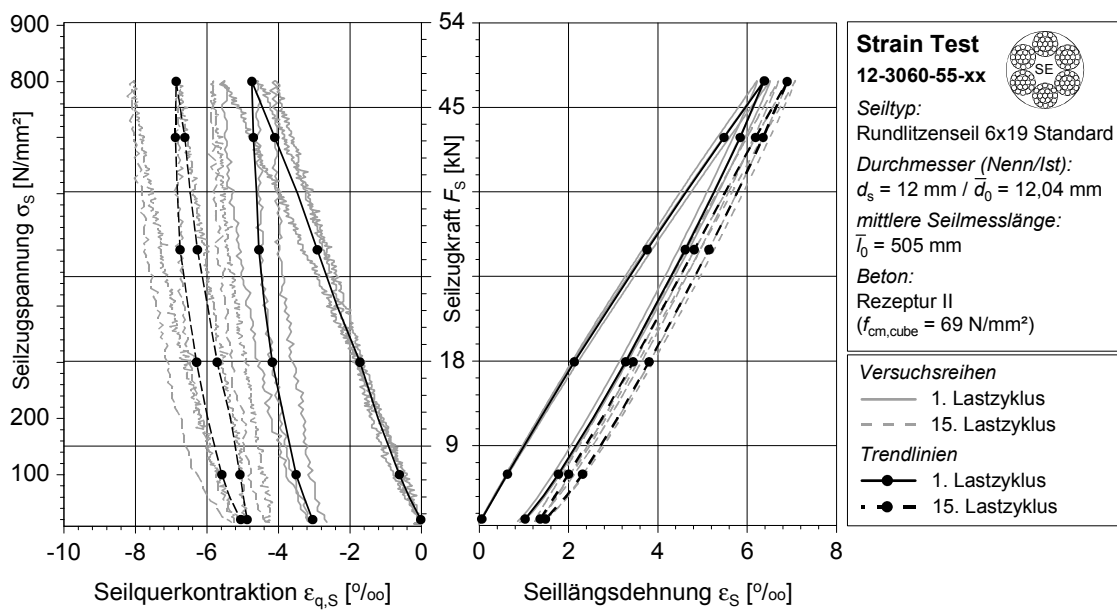
**Bild A 1-40:** Versuchsreihe 12-3060-25-xx; Gesamtdarstellung



**Bild A 1-41:** Versuchsreihe 12-3060-25-xx; 1. und 15. Lastzyklus



**Bild A 1-42:** Versuchsreihe 12-3060-55-xx; Gesamtdarstellung



**Bild A 1-43:** Versuchsreihe 12-3060-55-xx; 1. und 15. Lastzyklus

A 1.3.2.3 Versuchsreihe Durchmesser 24 mm

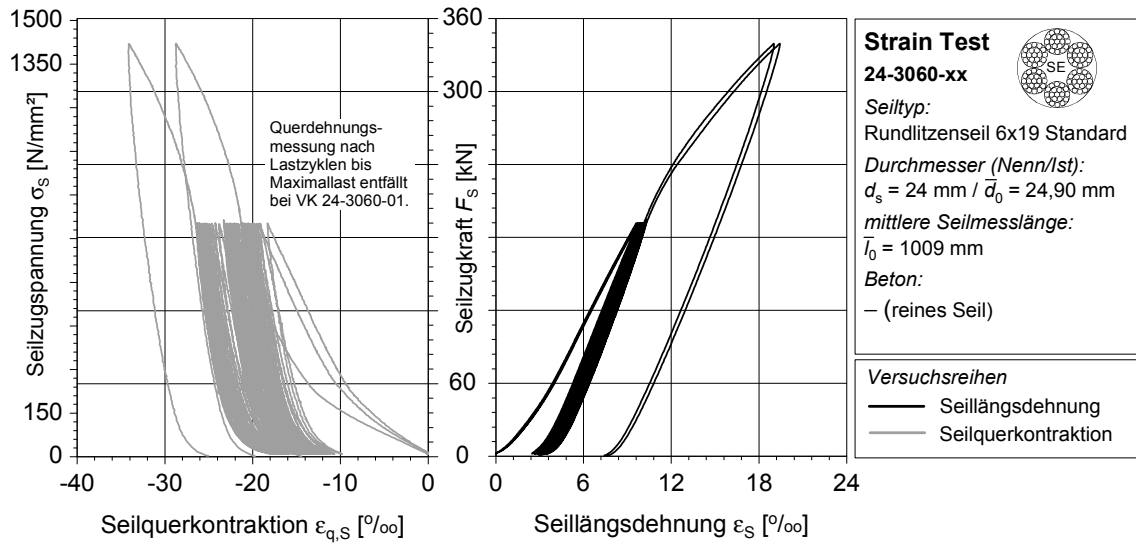


Bild A 1-44: Versuchsreihe 24-3060-xx; Gesamtdarstellung

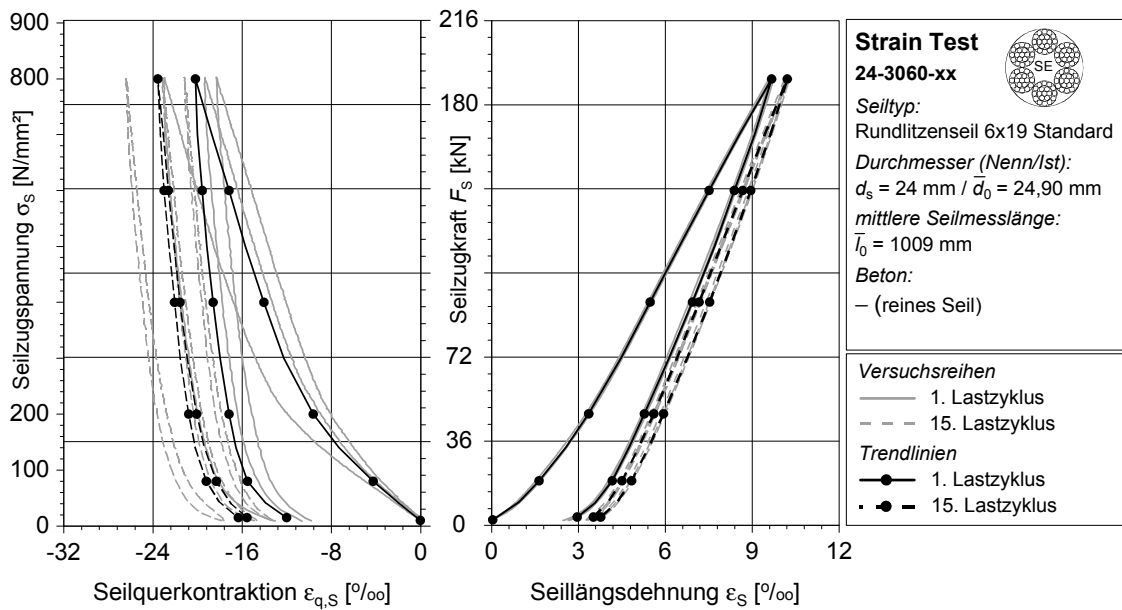
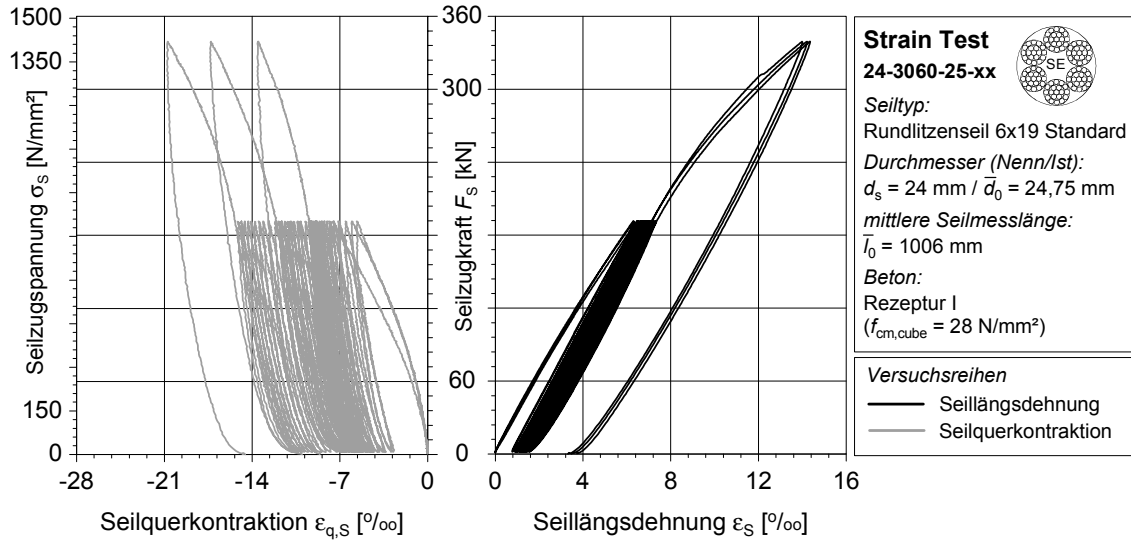
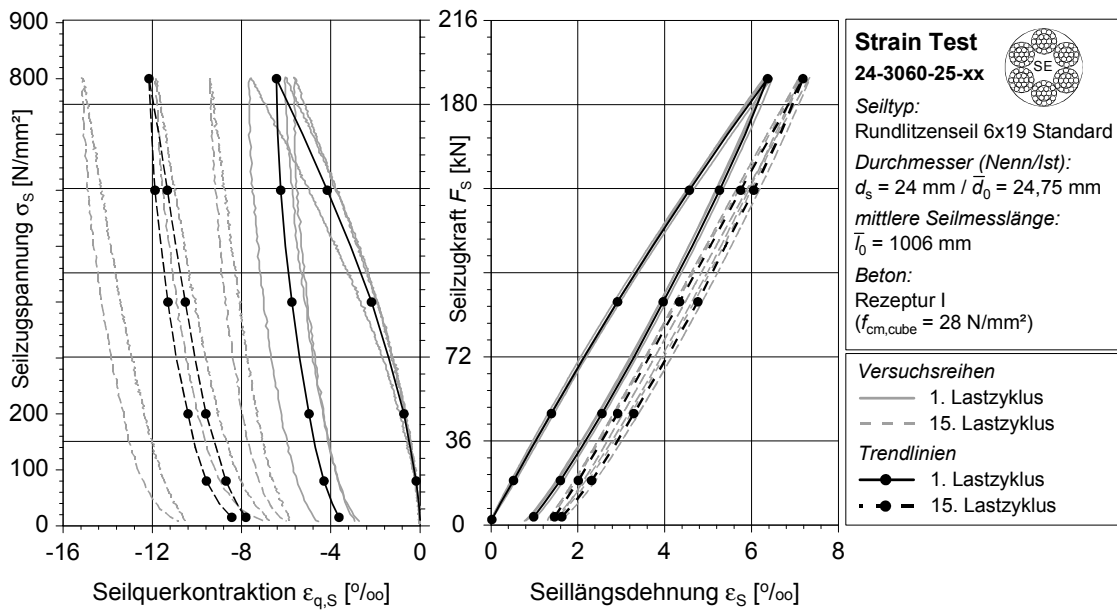


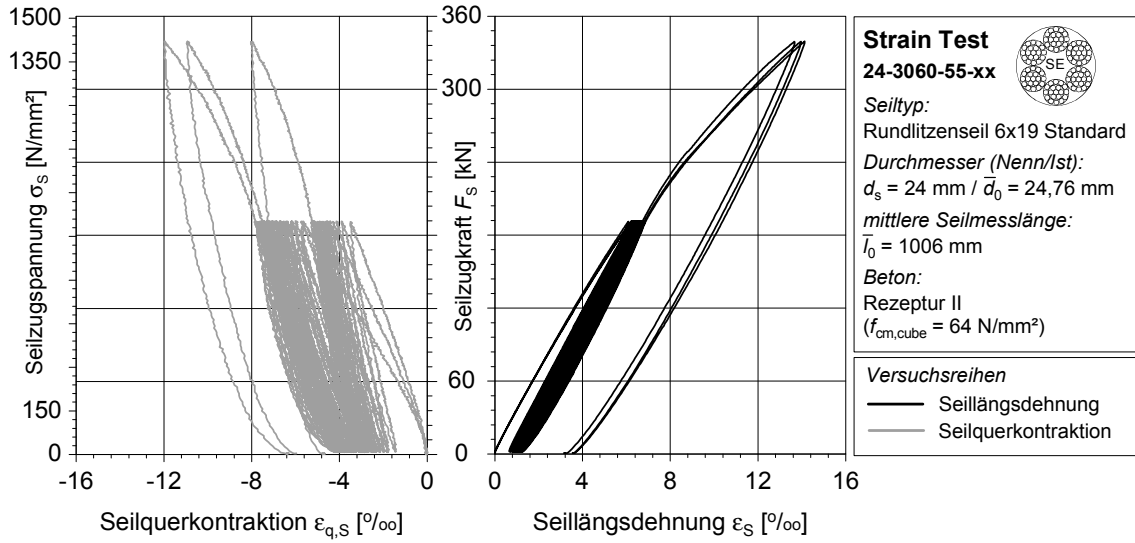
Bild A 1-45: Versuchsreihe 24-3060-xx; 1. und 15. Lastzyklus



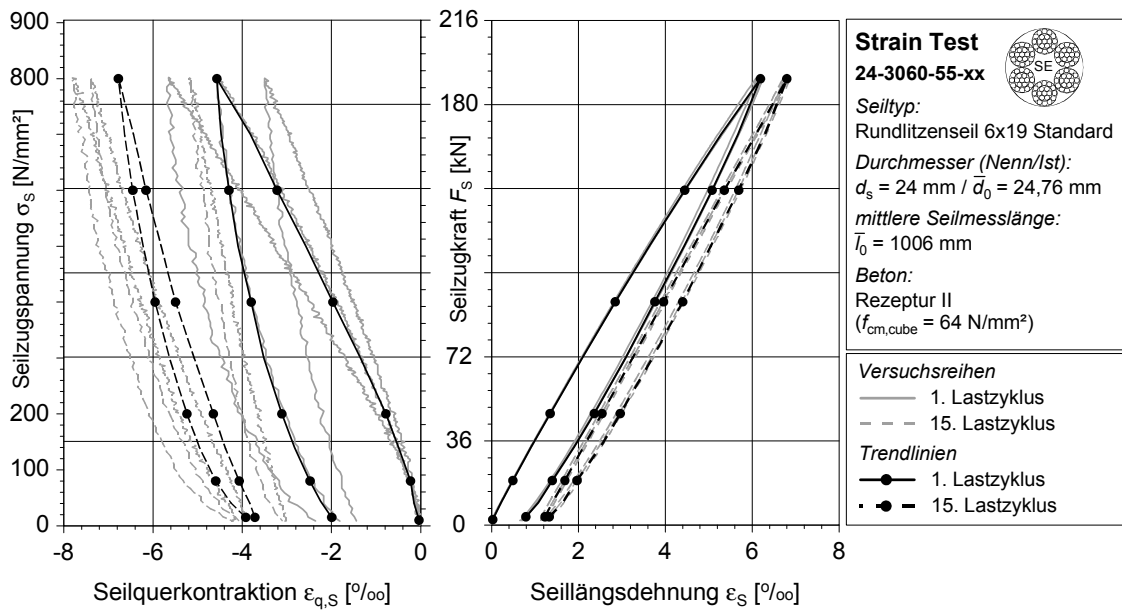
**Bild A 1-46:** Versuchsreihe 24-3060-25-xx; Gesamtdarstellung



**Bild A 1-47:** Versuchsreihe 24-3060-25-xx; 1. und 15. Lastzyklus



**Bild A 1-48:** Versuchsreihe 24-3060-55-xx; Gesamtdarstellung

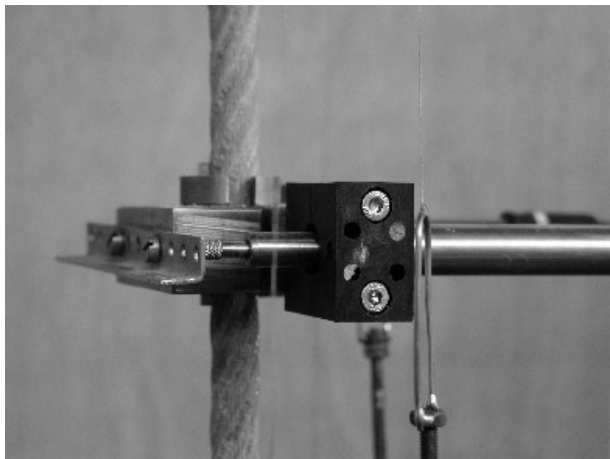


**Bild A 1-49:** Versuchsreihe 24-3060-55-xx; 1. und 15. Lastzyklus

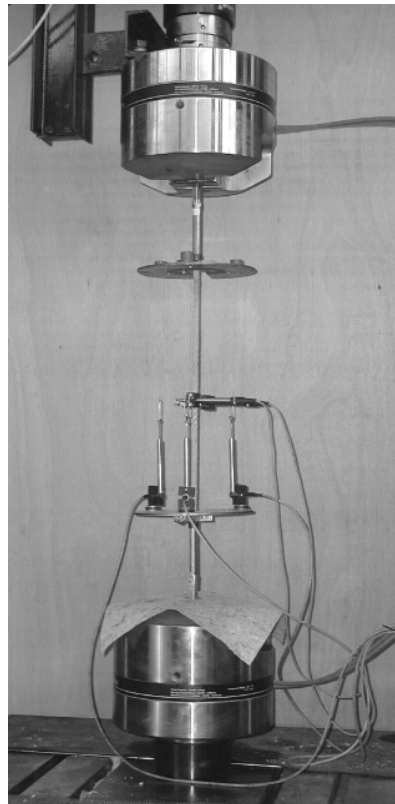
### A 1.3.3 Fotodokumentation



**Bild A 1-50:** Versuchskörper mit Schalung



**Bild A 1-51:** Querdehnungsmessung



**Bild A 1-52:** Versuchsaufbau Gesamtansicht

## A 2 Vergleichstest

### A 2.1 Vorbemerkungen

Die dargestellte Versuchsreihe war Bestandteil des DFG-Forschungsvorhabens „Grundlegende Untersuchungen zum Verbundverhalten einbetonierter Stahlseile“ [8]. Ausführliche Informationen und eine detaillierte Beschreibung des Versuchsprogramms sind aus AVAK und WILLE [6, 8, 142] zu entnehmen.

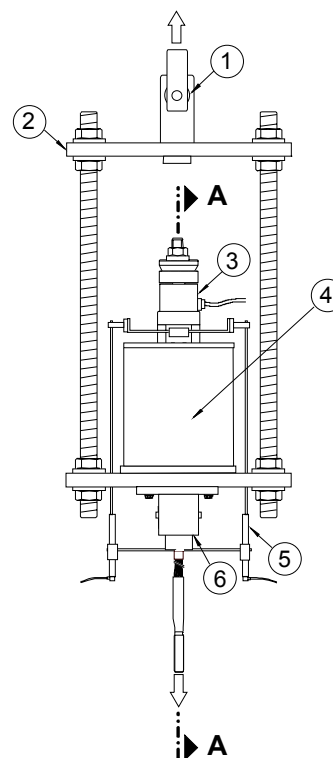
Die nachfolgenden Abbildungen zum Versuchsaufbau sollen die Nachvollziehbarkeit und Verständlichkeit dieser Versuchsreihe im Hinblick auf die Modellberechnungen (Kapitel 6) auch ohne das Hinzuziehen von Sekundärliteratur ermöglichen.

Die in Abschnitt A 1.4.3 zusammengestellten Versuchsergebnisse sind unter der Prämisse der durchgeführten Modellbildung aufgezeigt. Hierbei ist zu beachten, dass nur die Messergebnisse während der ersten Belastung bis zum Erreichen der oberen Seilzugspannung ( $\sigma_S = 800 \text{ N/mm}^2$ ) dargestellt sind. Die Ergebnisse der verschiedenen Lastzyklen sind nicht Bestandteil der in dieser Arbeit angegebenen Auswertungen.

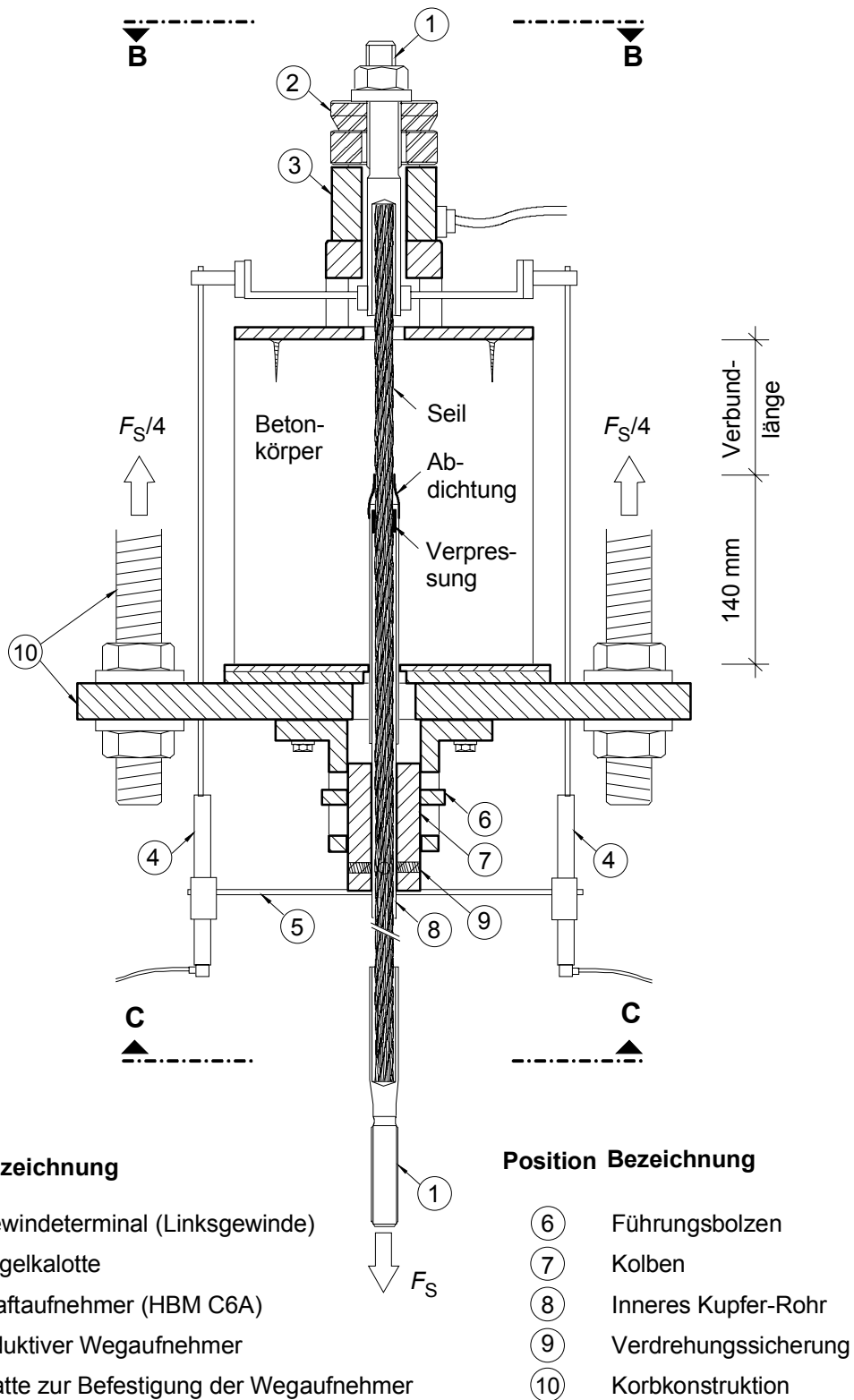
### A 2.2 Versuchsanordnung

#### Position Bezeichnung

- ① Kardangelenk
- ② Korbkonstruktion
- ③ Kraftmessung (HBM C6A)
- ④ Prüfkörper
- ⑤ Induktive Wegmessung (HBM WA50)
- ⑥ Torsionseinspannung

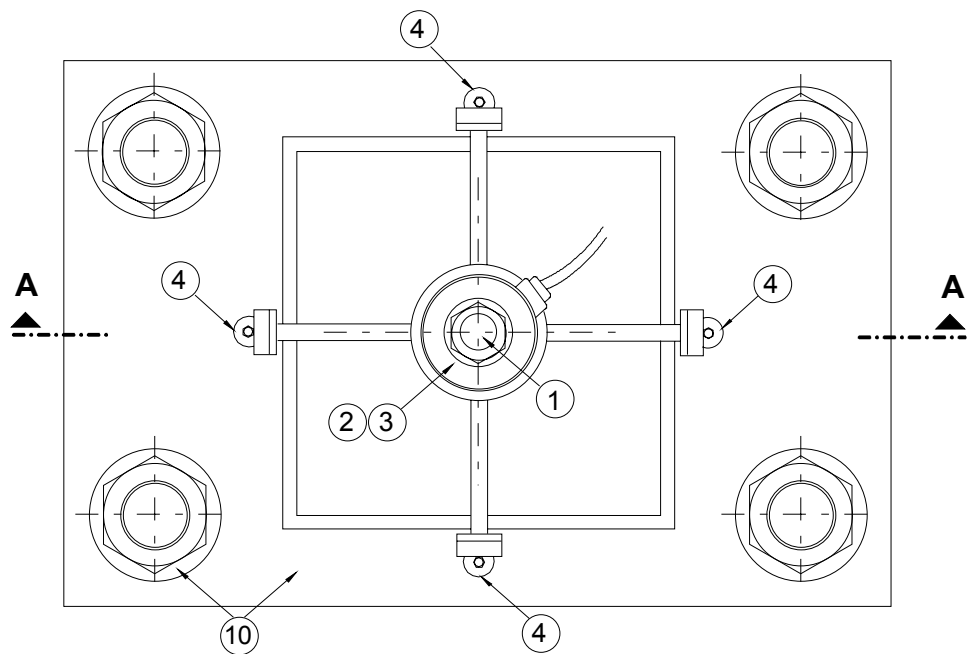


**Bild A 2-1:** Versuchsaufbau Verankerungstest; Übersichtsdarstellung

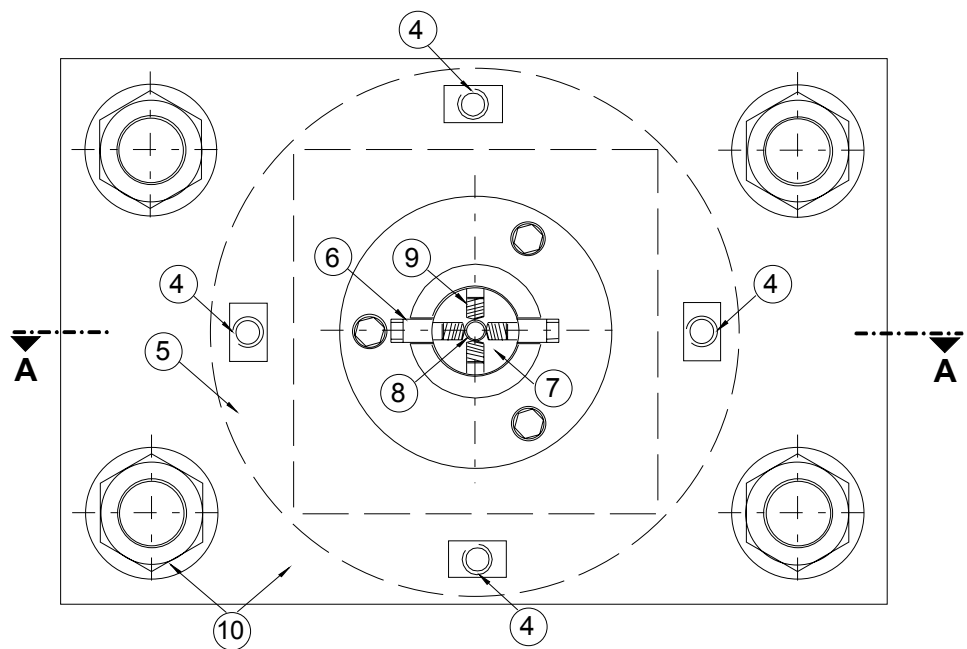


**Bild A 2-2:** Versuchsanordnung Verankerungstest, Schnitt A-A





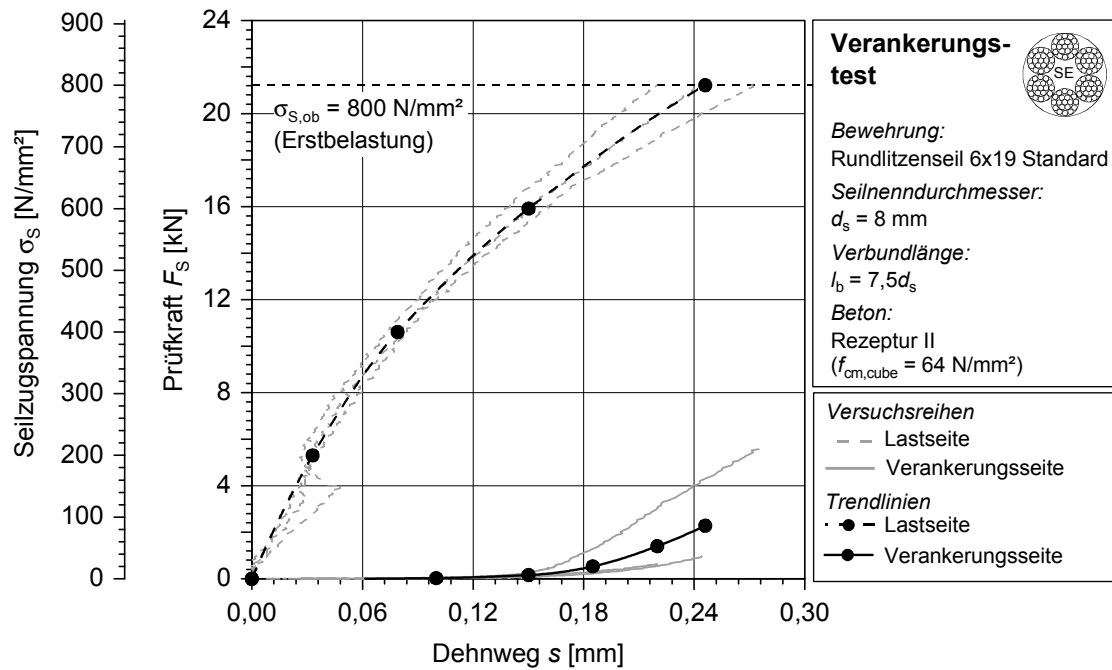
**Bild A 2-3:** Versuchsanordnung Verankerungstest, Ansicht B-B



**Bild A 2-4:** Versuchsanordnung Verankerungstest, Ansicht C-C

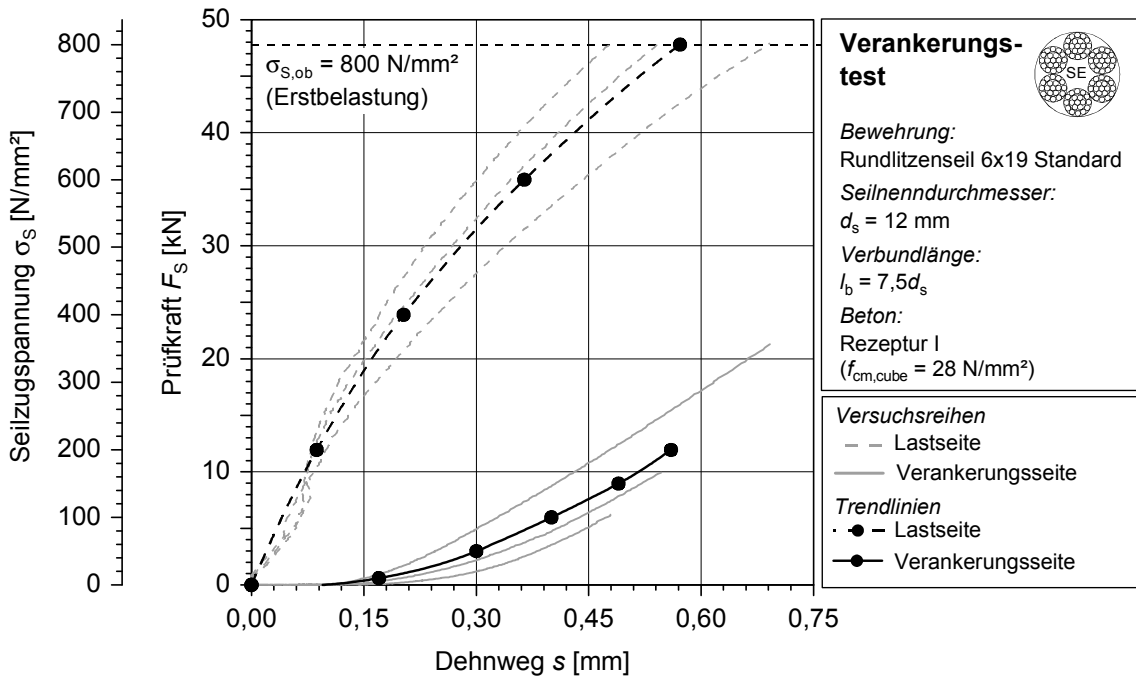
## A 2.3 Versuchsergebnisse (Auszug)

### A 2.3.1 Versuchsreihe Durchmesser 8 mm

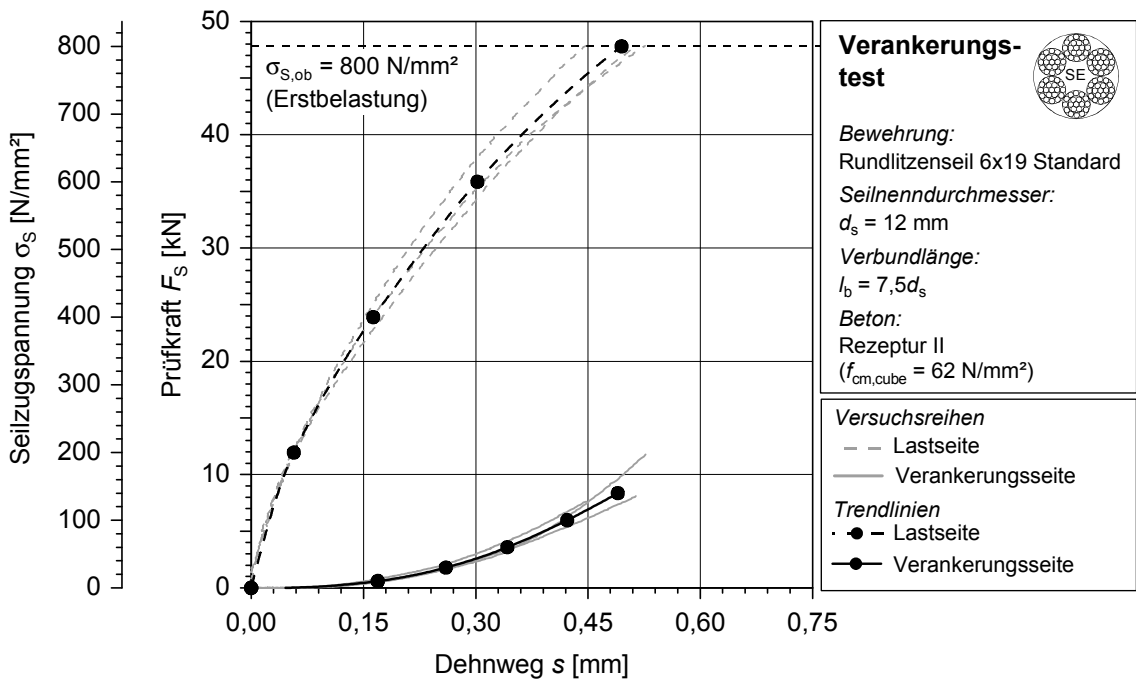


**Bild A 2-5:** Versuchsreihe Durchmesser 8 mm; Rezeptur II; Erstbelastung

**A 2.3.2 Versuchsreihe Durchmesser 12 mm**

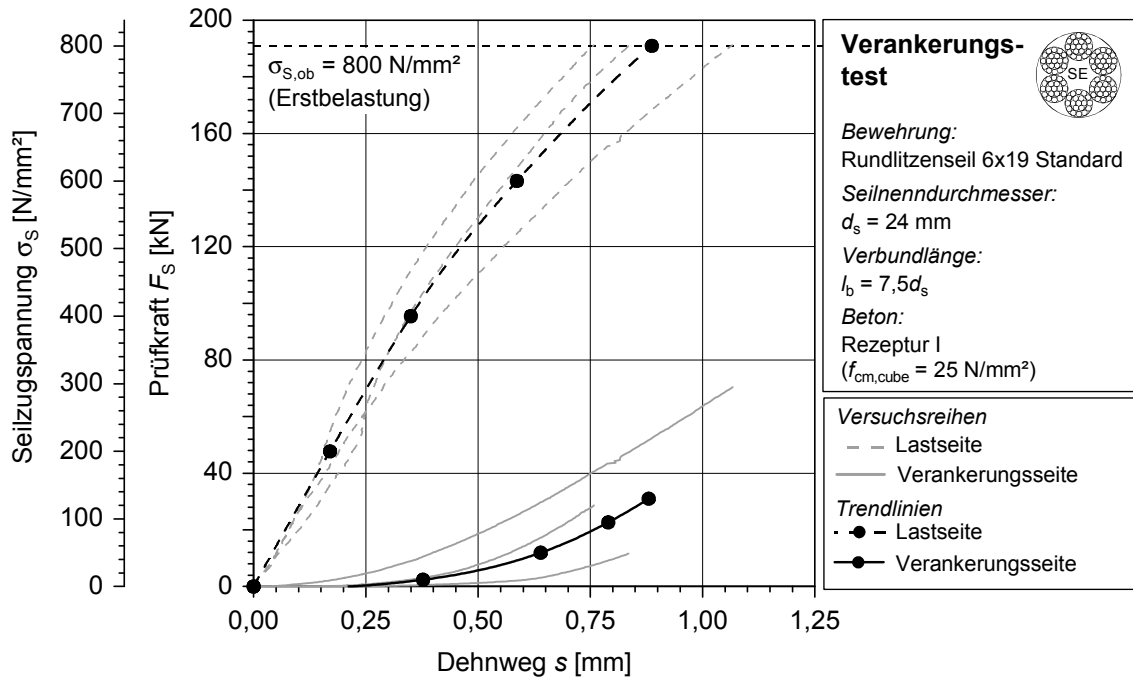


**Bild A 2-6:** Versuchsreihe Durchmesser 12 mm; Rezeptur I; Erstbelastung

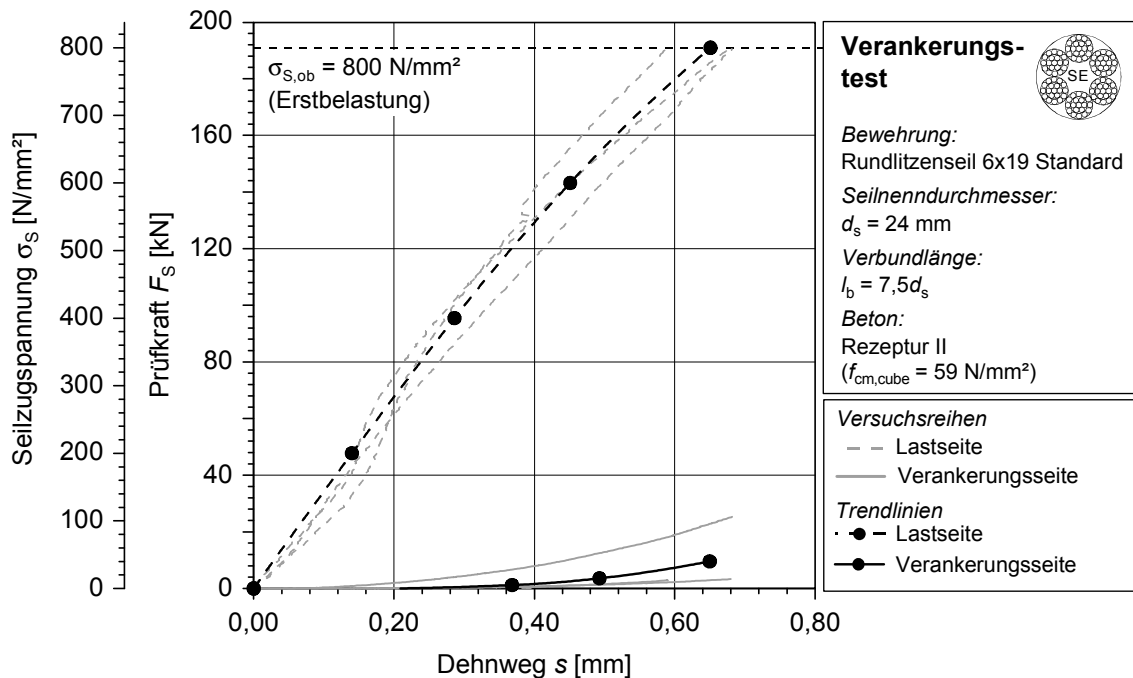


**Bild A 2-7:** Versuchsreihe Durchmesser 12 mm; Rezeptur II; Erstbelastung

**A 2.3.3 Versuchsreihe Durchmesser 24 mm**



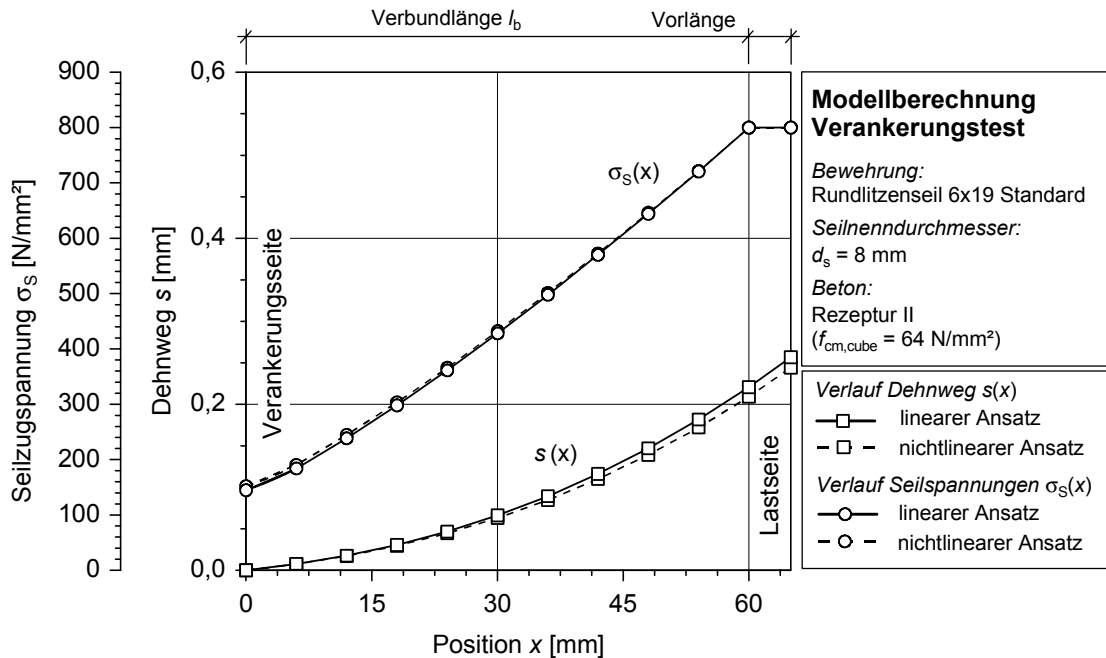
**Bild A 2-8:** Versuchsreihe Durchmesser 24 mm; Rezeptur I; Erstbelastung



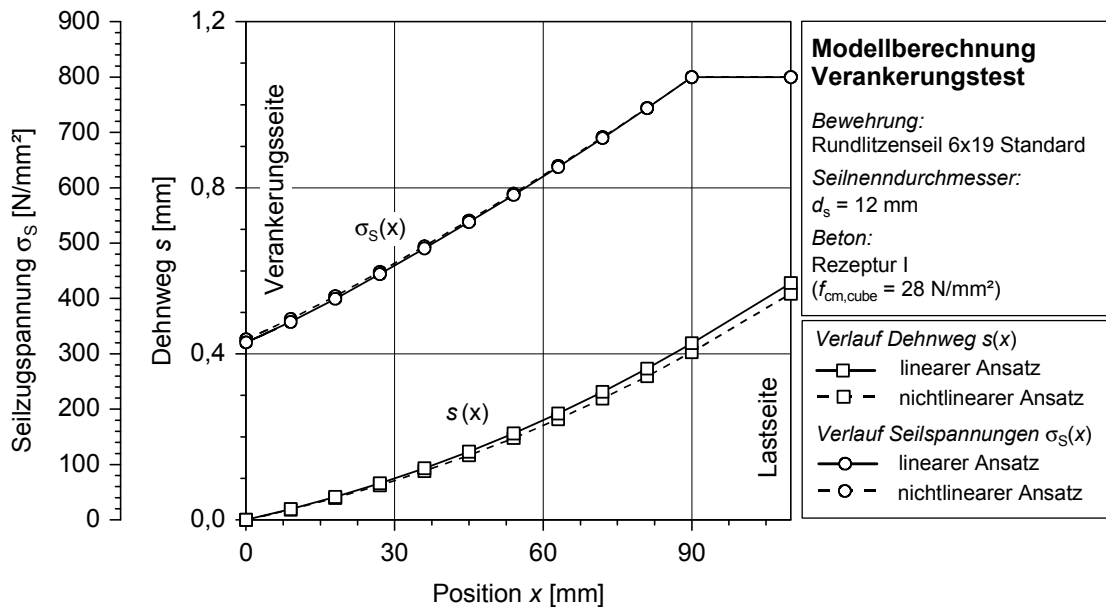
**Bild A 2-9:** Versuchsreihe Durchmesser 24 mm; Rezeptur II; Erstbelastung

## A 2.4 Ergebnisse Finite Elemente Berechnungen

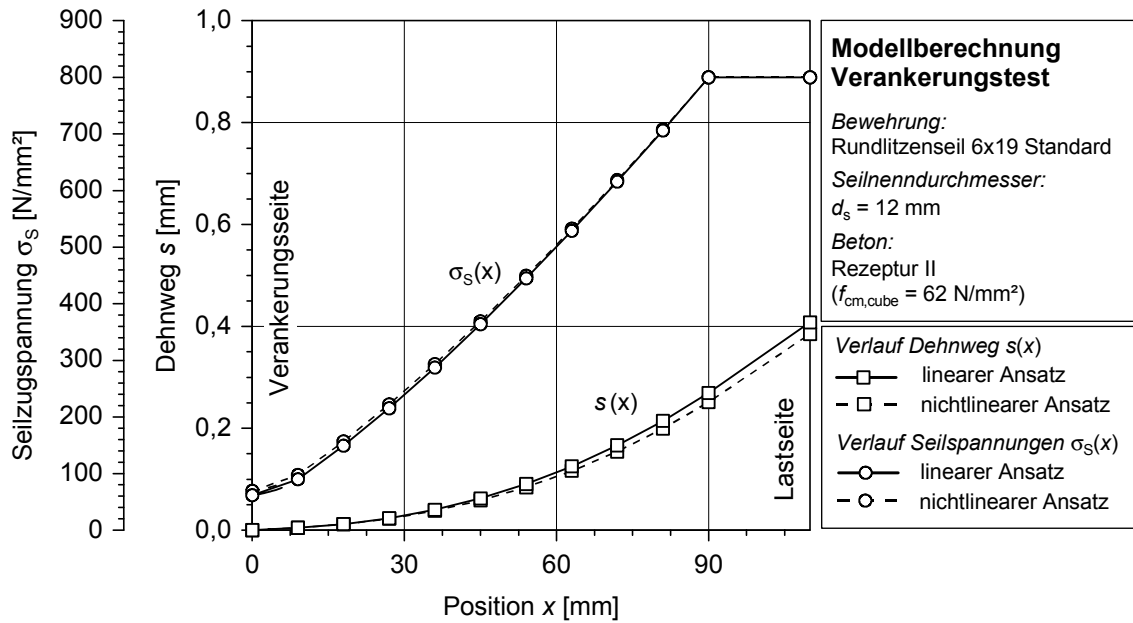
### A 2.4.1 Spannungs- und Verschiebungsverläufe



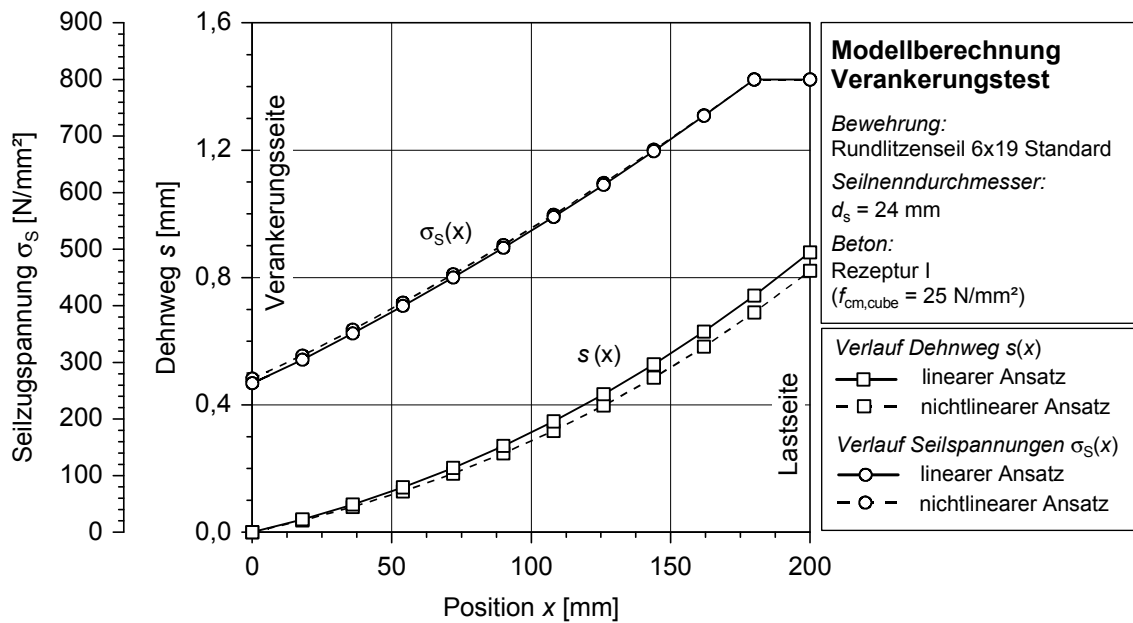
**Bild A 2-10:** Drahtseilspannungs- und Verschiebungsverläufe VR 08-3060-55



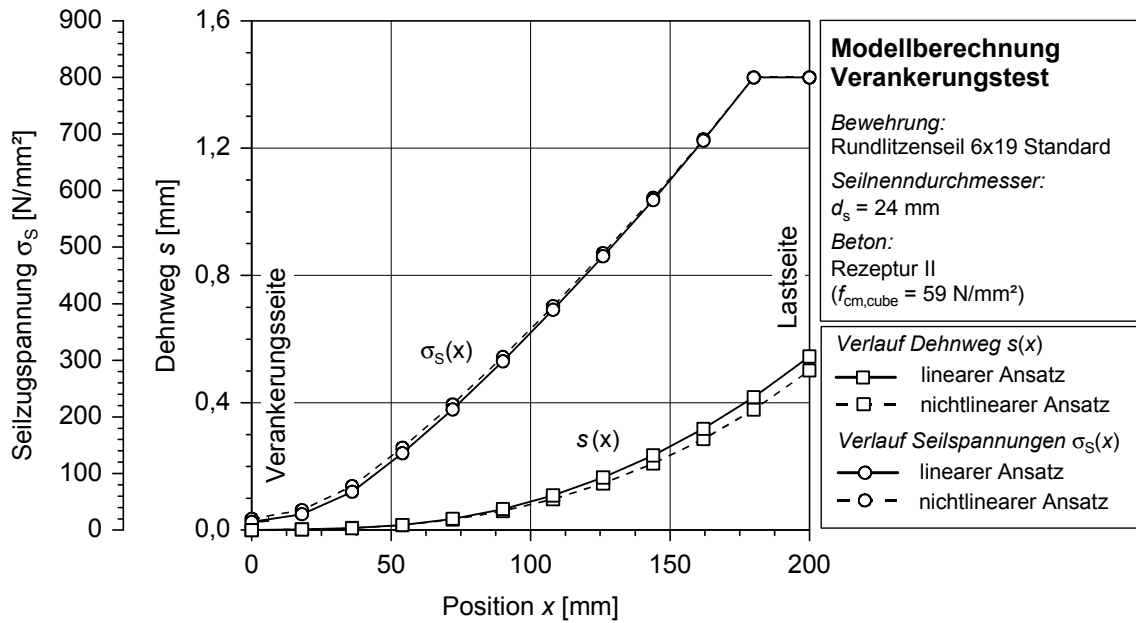
**Bild A 2-11:** Drahtseilspannungs- und Verschiebungsverläufe VR 12-3060-25



**Bild A 2-12:** Drahtseilspannungs- und Verschiebungsverläufe VR 12-3060-55

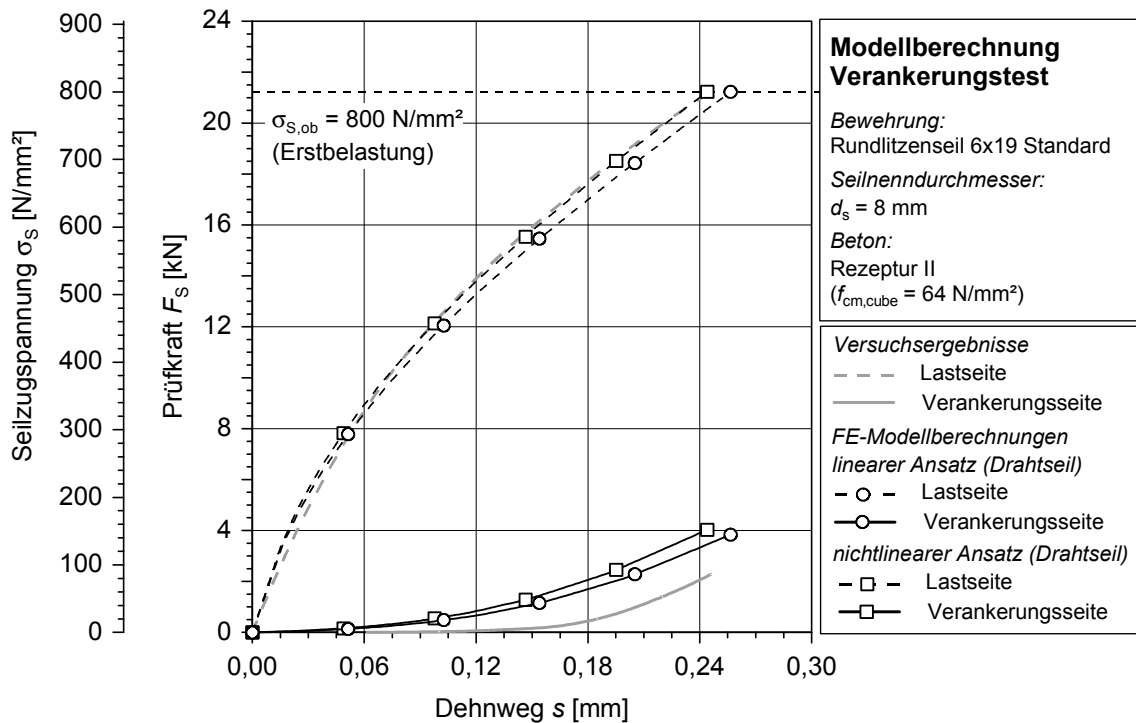


**Bild A 2-13:** Drahtseilspannungs- und Verschiebungsverläufe VR 24-3060-25



**Bild A 2-14:** Drahtseilspannungs- und Verschiebungsverläufe VR 24-3060-55

### A 2.4.2 Seilzugspannungs-Dehnweg-Beziehung



**Bild A 2-15:** Seilzugspannungs-Dehnweg Beziehung VR 08-3060-55

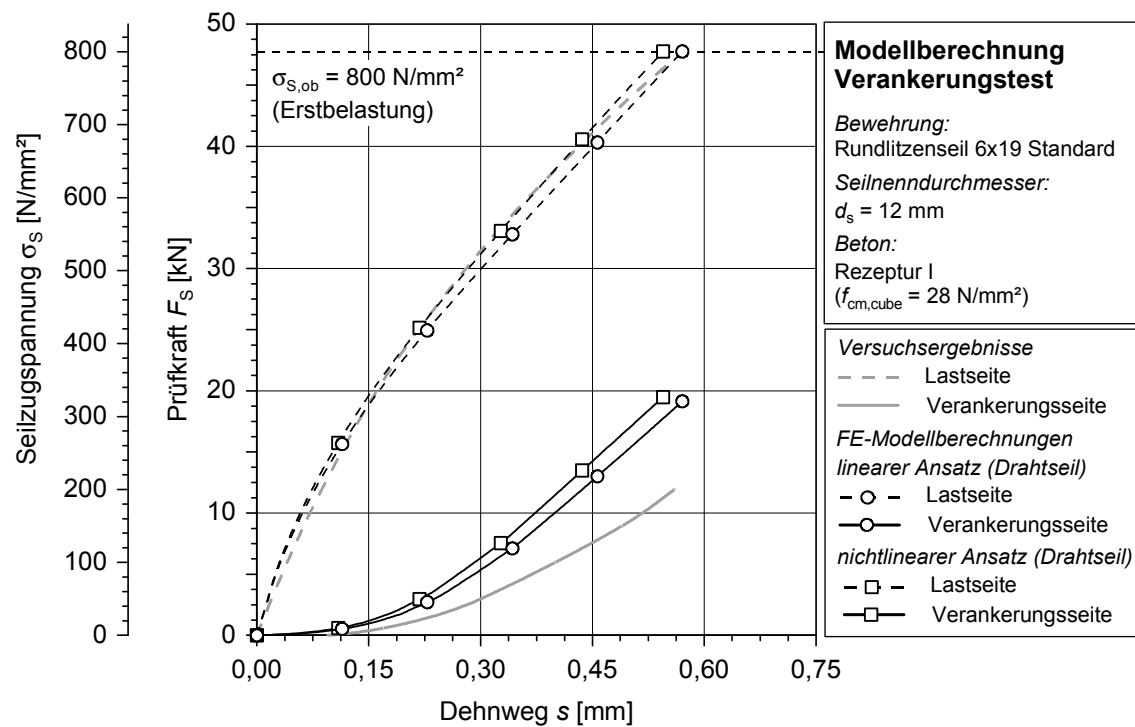


Bild A 2-16: Seilzugspannungs-Dehnweg Beziehung VR 12-3060-25

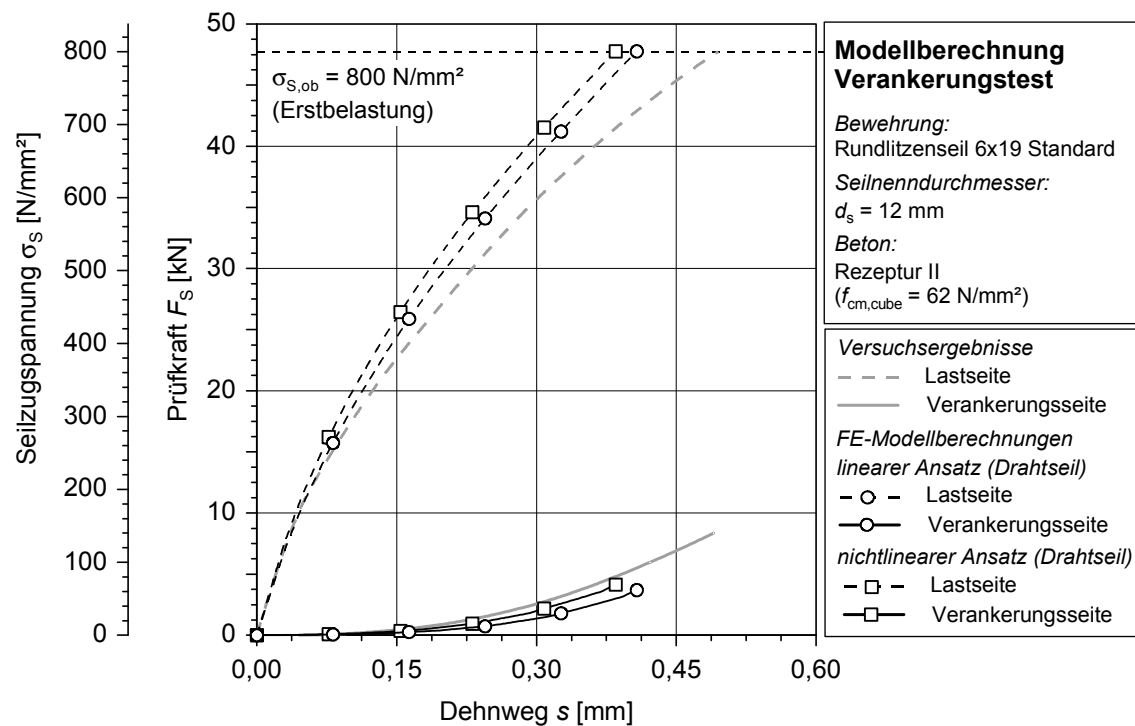
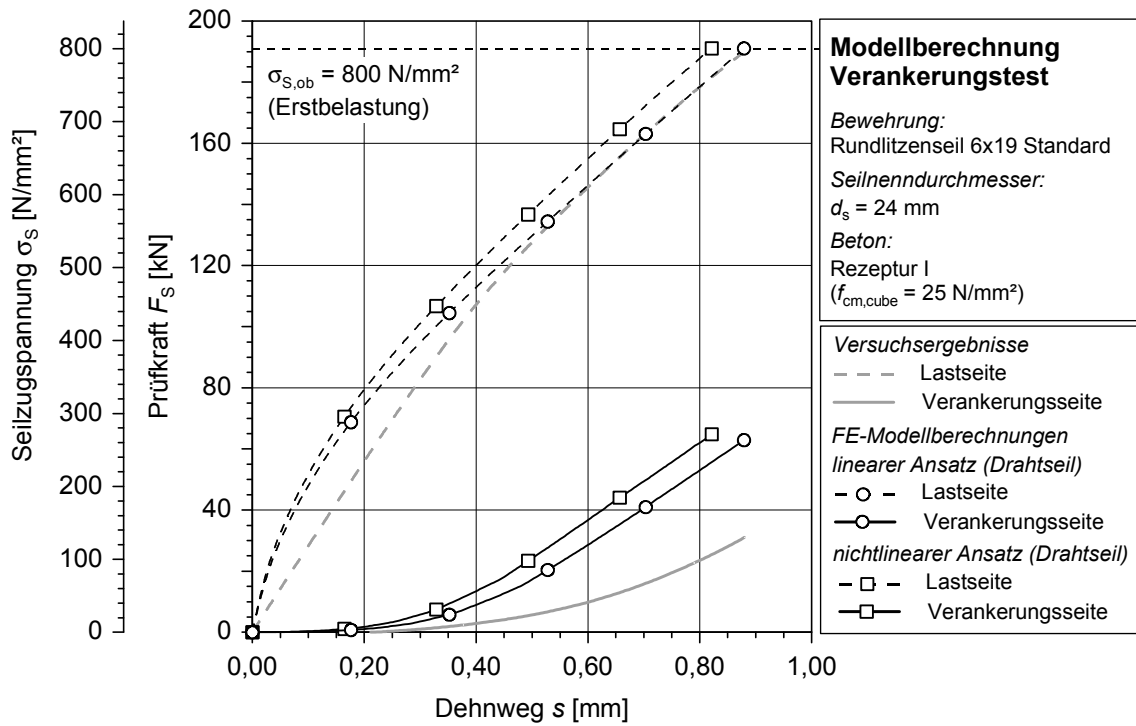
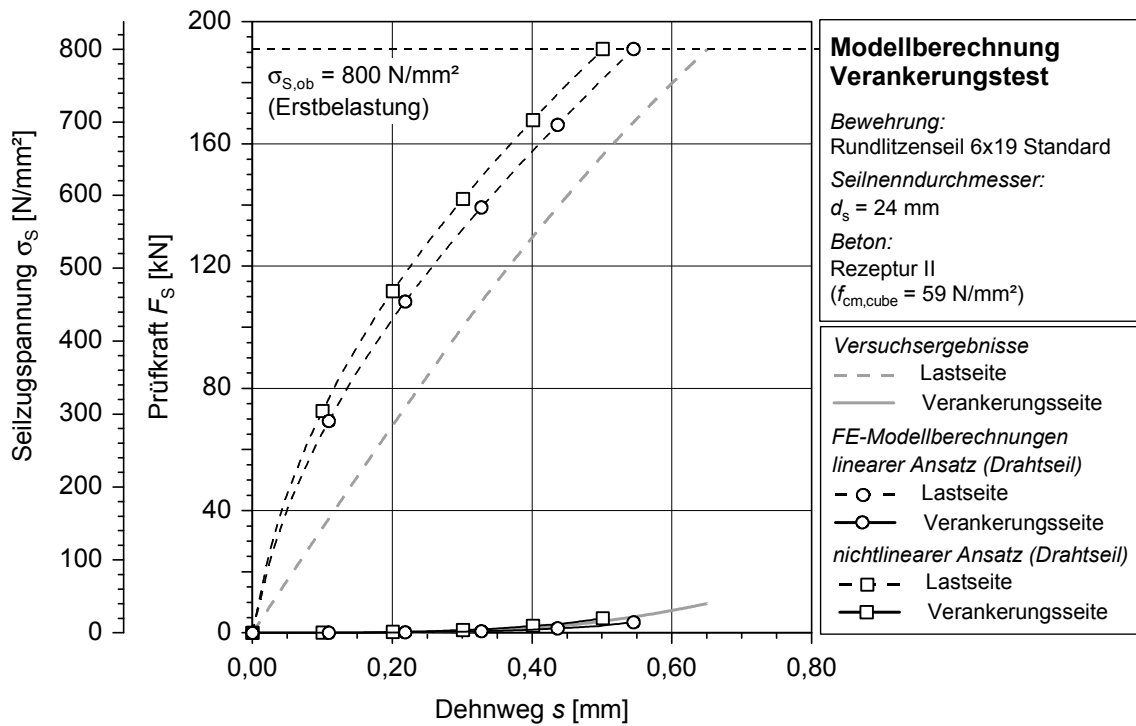


Bild A 2-17: Seilzugspannungs-Dehnweg Beziehung VR 12-3060-55





**Bild A 2-18:** Seilzugspannungs-Dehnweg Beziehung VR 24-3060-25



**Bild A 2-19:** Seilzugspannungs-Dehnweg Beziehung VR 24-3060-55



