

UB Braunschweig 84



2659-4998

2359-1020

**INSTITUT FÜR BAUSTOFFE, MASSIVBAU UND BRANDSCHUTZ
DER TECHNISCHEN UNIVERSITÄT BRAUNSCHWEIG**

Amtliche Materialprüfanstalt für das Bauwesen

Direktoren:

Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E. h. K. Kordina

Prof. Dr.-Ing. F. S. Rostásy

**ZUM EINFLUSS TIEFER TEMPERATUREN
AUF VERBUND UND RISSBILDUNG
VON STAHLBETONBAUTEILEN**

von

Jochen Scheuermann

Heft 73

BRAUNSCHWEIG

1987

ISSN 0178-5796

ISBN 3-89288-011-5

Handwritten signature: Jochen Scheuermann



Diese Arbeit ist die vom Fachbereich für Bauingenieur-
und Vermessungswesen der Technischen Universität Braun-
schweig genehmigte Dissertation des Verfassers.

Eingereicht am 10.6.1986

Mündliche Prüfung am 8.1.1987

Berichterstatter: Prof. Dr.-Ing. F.S. Rostásy

Berichterstatter: Prof. Dr.-Ing. G. Iványi

Vorwort

Die vorliegende Arbeit entstand in den Jahren 1980 bis 1986 im Rahmen meiner Tätigkeit als wissenschaftlicher Mitarbeiter am Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig. Möglich wurde diese Arbeit durch das Verständnis meiner Familie, die einige Zeit auf Vater und Mann verzichteten. Ihnen gilt mein ganz persönlicher Dank.

Im besonderen bedanke ich mich bei Herrn Prof. Dr.-Ing. F.S. Rostásy, der die Anregung für die Arbeit gab und sie mit engagierter Diskussionsbereitschaft gefördert hat.

Herrn Prof. Dr.-Ing. G. Iványi, der den Mitbericht übernommen hat, danke ich für seine Unterstützung.

Mein besonderer Dank gilt Herrn K.-H. Sprenger für seine Mitarbeit bei der Lösung aller versuchs- und meßtechnischen Probleme, Herrn R. Epperlein und Herrn B. Kraska für die gewissenhafte Durchführung der Versuche, Herrn L. Kinner und Herrn H.-P. Matthiesen, die bei der Auswertung der Versuchsergebnisse mitwirkten und diese darstellten sowie Frau M. Sprenger, die das Schreiben des Manuskriptes übernahm.

Braunschweig, im Februar 1987

Inhaltsverzeichnis

	Seite
1. EINLEITUNG	9
1.1 Nutzung von Erdgas	9
1.2 Lagerbehälter für verflüssigtes Erdgas	10
1.3 Beanspruchungszustände von LNG-Lagerbehältern ...	12
1.4 Gasdichtigkeit der Tanks unter Berücksichtigung der Ribbildung	15
2. ZIELSETZUNG UND ÜBERSICHT ÜBER DIE ARBEIT	16
3. TIEFTEMPERATUREIGENSCHAFTEN VON BETONSTAHL UND BETON	18
3.1 Vorbemerkungen	18
3.2 Spann- und Bewehrungsstahl bei tiefen Tempera- turen	19
3.2.1 Werkstoffphysikalische Erklärung der Ver- festigung	19
3.2.2 Kriterien zur Auswahl tieftemperaturgeeig- neter Betonstähle	20
3.2.3 Veränderung der Materialkennwerte durch tiefe Temperaturen	22
3.3 Spannverfahren für tiefe Temperaturen	27
3.4 Beton bei tiefen Temperaturen	28
3.4.1 Allgemeines	28
3.4.2 Gefriervorgänge beim Abkühlen von Beton ..	29
3.4.3 Kriterien zur Betonauswahl	32
3.4.4 Materialkennwerte von Beton bei tiefen Temperaturen	33
3.5 Zusammenfassung	42
4. GRUNDLAGEN ZUM VERBUND ZWISCHEN BETON UND BEWEHRUNGS- STAHL	43
4.1 Mechanismus des Verbundes	43
4.2 Experimentelle Möglichkeiten zur Bestimmung des Verbundwiderstandes	46
4.3 Kenntnisstand zum Verbundverhalten	49
4.3.1 Verbundverhalten bei normalen Temperaturen (RT)	49

4.3.2	Verbundverhalten bei tiefen Temperaturen (TT)	51
5.	EIGENE UNTERSUCHUNGEN ZUM EINFLUSS TIEFER TEMPERATUREN AUF DAS VERBUNDVERHALTEN	54
5.1	Vorbemerkungen	54
5.2	Versuchskörper der TT-Ausziehversuche	55
5.3	Versuchsdurchführung	60
5.4	Ergebnisse der TT-Ausziehversuche	62
5.4.1	Allgemeines	62
5.4.2	Einfluß der Verbundlänge	63
5.4.3	Prinzipielle Darstellung des Einflusses tiefer Temperaturen	66
5.4.4	Einfluß der Betonfeuchte	70
5.4.5	Einfluß der Betongüte	73
5.4.6	Einfluß der Stahlprofilierung	77
5.4.7	Einfluß des Durchmessers gerippter Stäbe .	78
5.4.8	Einfluß der Betondeckung und der Lage des Bewehrungsstabes im Prüfkörper	79
5.4.9	Einfluß einer Querbewehrung	84
5.4.10	Einfluß zyklischer Tieftemperaturbean- spruchung	86
5.4.11	Einfluß einer Vorlast	88
5.4.12	Zusammenfassung der wesentlichen Versuchs- ergebnisse	89
6.	MODELL ZUR BESCHREIBUNG DES VERBUNDVERHALTENS BEI TIEFEN TEMPERATUREN	92
6.1	Überblick	92
6.2	Verbundgesetz für tiefe Temperaturen	93
6.2.1	Rechenansatz der T_v -v-Beziehung	95
6.2.2	Anpassung des Rechenansatzes an die Ver- suchsergebnisse	93
6.3	Längsrißbildung bei tiefen Temperaturen	103
6.3.1	Allgemeines	103
6.3.2	Modell zur Vorhersage von Längsrissen bei tiefen Temperaturen	107
6.3.3	Begrenzung des Längsrißkriteriums in Ab- hängigkeit von der Betondeckung	112

6.3.4	Überprüfung des Längsrißkriteriums durch Versuche	114
6.4	Verbundversagen durch Sprengbruch	118
6.5	Verschiebungssprünge bei extrem tiefen Tempera- turen	124
6.5.1	Vorbemerkungen	124
6.5.2	Versuchsergebnisse zum Auftreten von Ver- schiebungssprüngen	124
6.5.3	Deutung des Verformungsmechanismus	129
6.5.4	Begrenzung des Verbundwiderstandes gegen- über Verschiebungssprüngen.....	130
6.6	Zusammenfassung und Gültigkeitsbereich des TT- Verbundgesetzes	131
7.	ANWENDUNG DES TT-VERBUNDGESETZES AUF FRAGESTELLUNGEN DES STAHLBETONBAUS	136
7.1	Überblick über die hier bearbeiteten Fragestel- lungen	136
7.2	Innerer thermischer Zwang	137
7.2.1	Problemstellung	137
7.2.2	Modell zur Beschreibung des inneren ther- mischen Zwangs	138
7.2.2.1	Voraussetzungen	138
7.2.2.2	Thermischer Zwang bei starrem Verbund ...	139
7.2.2.3	Thermischer Zwang bei verschieblichem Ver- bund	140
7.2.2.4	Thermischer Zwang in Stahlbetonbauteilen bei Berücksichtigung äußerer Lasten	144
7.2.3	Bestimmung der Zwangbeanspruchung	145
7.2.3.1	Versuchsergebnisse	145
7.2.3.2	Vergleich zwischen Versuch und Berech- nung	148
7.2.3.3	Eigenspannungszustand in Abhängigkeit vom W/Z-Faktor	150
7.2.4	Zusammenfassung	152
7.3	Zentrisch gezogene Stahlbetonstäbe bei tiefen Temperaturen	153
7.3.1	Allgemeines zu den eigenen Dehnversuchen .	153
7.3.2	Zentrische Betonzugfestigkeit	157

7.3.3	Mitwirkung des Betons	159
7.3.3.1	Normalkraft-Dehnungsverlauf	159
7.3.3.2	Änderung der Dehnsteifigkeit durch Riß- bildung	164
7.3.4	Einfluß tiefer Temperaturen auf die Riß- bildung	167
7.3.4.1	Rißbilder nach abgeschlossener Rißbil- dung	167
7.3.4.2	Entwicklung des Rißbildes	169
7.3.4.3	Rißabstände	172
7.3.4.4	Rißabstände bei abgeschlossener Rißbil- dung-Berechnungsergebnisse	176
7.3.4.5	Rißbreiten	179
7.3.5	Beschreibung der Stahlspannungen entlang der Stahlachse bei niedriger Bean- spruchung	184
7.3.6	Kriterium zur Einrißbildung	186
7.3.6.1	Vorbemerkungen	186
7.3.6.2	Rißbildung unter Berücksichtigung des dreidimensionalen Spannungszustands im Bereich der Einleitungslänge	187
7.3.6.3	Mitwirkung des Betons im Einrißquer- schnitt	194
7.3.7	Zusammenfassung	202
8.	FOLGERUNGEN UND BAUPRAKTISCHE EMPFEHLUNGEN	205
9.	ZUSAMMENFASSUNG	207
10.	LITERATURVERZEICHNIS	211

Bezeichnungen und Abkürzungen **

Allgemeines

ϑ	Temperatur
$\dot{\vartheta} = \frac{d\vartheta}{dt}$	Abkühl- und Erwärmungsgeschwindigkeit
RT	Raumtemperatur, + 20 °C
TT	Tieftemperatur
z	Anzahl von Tieftemperaturzyklen
t	Zeit
VD	Versuchsdurchführung
TR	Trennriß
ER	Einriß
Δ	Differenz
A	Fläche
F	Kraft
N	Normalkraft
σ	Spannung
σ_1, σ_2	Hauptspannungen
ϵ	Dehnung

Stahl

$R_{p0,01}$	} Dehngrenzen
$R_{p0,1}$	
$R_{p0,2}$	
R_m	Zugfestigkeit
A_g	Gleichmaßdehnung
A_5, A_{10}	Bruchdehnung
β_s	Streckgrenze
E_s	Elastizitätsmodul
α_s	Temperaturdehnzahl
d_s	Stabdurchmesser
f_R	bezogene Rippenfläche

** soweit im Text nicht nur einmal verwendet und dort erläutert

Beton

β_W	Würfeldruckfestigkeit
β_C	Zylinderdruckfestigkeit
β_Z	zentrische Zugfestigkeit
β_{SZ}	Spaltzugfestigkeit
E_b	Elastizitätsmodul
α_b	Temperaturdehnzahl
u	Feuchte
w = W/Z	Wassermengefaktor

Verbund

τ_v	Verbundspannung
v	Stabendverschiebung bzw. Relativverschiebung zwischen Beton und Stahl
l_v	Verbundlänge
l_1	Einleitungslänge
α	Winkel zwischen Stablängsachse und Druckstrebe
δ	Winkel zwischen Stablängsachse und radialen Verbundrissen
A, N	Koeffizienten des Verbundgesetzes nach /66/
a, B	Koeffizienten des TT-Verbundgesetzes

Stahlbeton

$n = \frac{E_s}{E_b}$	Verhältnis der Elastizitätsmodule
$\mu = \frac{A_s}{A_b}$	Bewehrungsgrad
$\mu_{ef} = \frac{A_s}{A_{bef}}$	effektiver Bewehrungsgrad
A_i	ideeller Querschnitt
c	Betondeckung
K_D	Dehnsteifigkeit
s_R	RiBabstand
w_R	RiBbreite
t_R	EinriBtiefe

Indices

o	bei 20 °C
∅	bei Tieftemperatur
s	Stahl
b	Beton
z	Zwang
m	mittlere
l	Erstriß
R	im Riß
e	abgeschlossene Rißbildung
u	Bruchzustand
i	innen
a	außen
q	quer
r, φ	Polarkoordinaten
x, y, z	rechtwinklige kartesische Koordinaten
5%, 95%	5%- und 95%-Fraktile
k	kritische

Hochzeiger

R	gerissen (Längsriß)
S	Sprengbruch
G	Gleitbruch
I, II	Zustand I und II

1. EINLEITUNG

1.1 Nutzung von Erdgas

Bedingt durch politische Veränderungen und energiewirtschaftliche Neuorientierung werden in den Industriestaaten vermehrt Anstrengungen unternommen, neben Erdöl auch alternative Energieträger wirtschaftlich zu nutzen. Eine dieser Alternativen ist Erdgas, das gerade in Südostasien einen Nutzungsboom erlebt. Auch in Europa gewinnt Erdgas zunehmend an Bedeutung, da die europäischen Staaten eine Energiepolitik betreiben, die das Ziel der Unabhängigkeit vom Druck einzelner Förderländer verfolgt. Dieser Zielsetzung geben große noch nicht erschlossene Erdgasfelder in der Nordsee zusätzliche Anregung. Somit ist abzusehen, daß auch in der Bundesrepublik in den nächsten Jahren das Erdgas vermehrt zur Energiedeckung herangezogen werden wird.

Diese Entwicklung wird durch aktuelle Ereignisse und deren Folgen bestärkt. Nach der Katastrophe von Tschernobyl überdenken die politischen Parteien in der BRD ihre Konzepte zur Energiedeckung. Der vermehrte Einsatz fossiler Energieträger bei der Stromerzeugung wird diskutiert bzw. gefordert. Dies ist aus heutiger Sicht allerdings nur dann sinnvoll, wenn es gelingt, die bei diesen Kraftwerken anfallenden Rückstände bzw. Rauchgase so zu reinigen, daß sie den Anforderungen des gebotenen Umweltschutzes gerecht werden. Von den fossilen Brennstoffen sind z.Z. Kohle, Öl und Erdgas wirtschaftlich nutzbar. Die Umweltschutzbedingungen können mit Erdgas am leichtesten erfüllt werden, da es ungiftig ist und nahezu rückstandsfrei **verbrennt**.

Erdgas wird z.Z. meist mittels Rohrleitungssystemen vom Erzeuger zum Verbraucher transportiert. Diese Transportart besitzt naturbedingte Grenzen, z.B. durch große Wassertiefen, große Höhenunterschiede etc.. Durch Verflüssigung des Erdgases ergeben sich weitere wirtschaftliche Möglichkeiten zum Transport und besonders zur Lagerhaltung. Infolge einer Verflüssigung bei atmosphärischem Druck verändert sich das Volumen vom gasförmigen zum flüssigen Zustand im Verhältnis 600 : 1. Allerdings weist das verflüssigte Erdgas (LNG = Liquefied Natural Gas) die sehr tiefe

Temperatur von ca. -162°C auf. Dieser Umstand wirft beim Entwurf und der Konstruktion von LNG-Transport- bzw. LNG-Lagerbehältern schwierige materialtechnische und konstruktive Probleme auf.

1.2 Lagerbehälter für verflüssigtes Erdgas

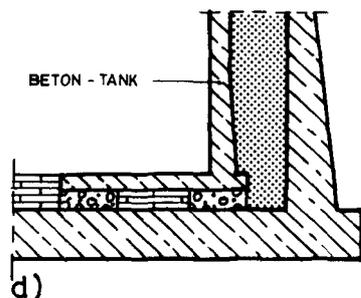
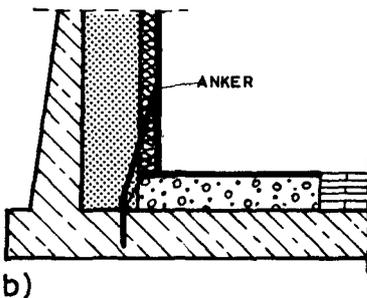
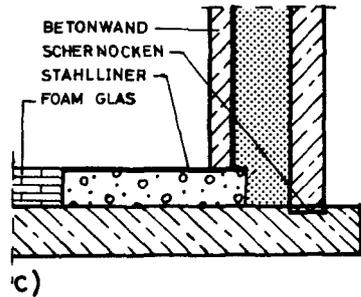
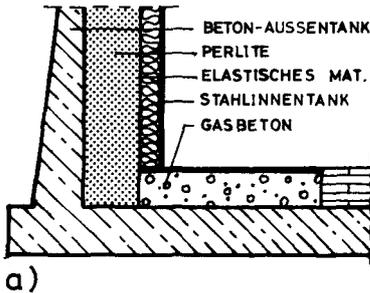
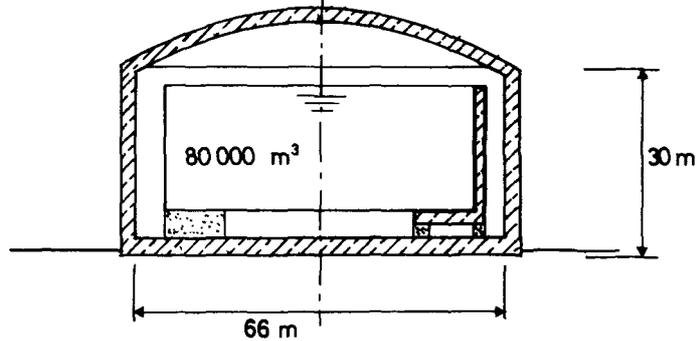
Aus Gründen der Sicherheit werden LNG-Behälter zweischalig gebaut. Bild 1.1 zeigt einige gebräuchliche Konstruktionen für oberirdische Behälter, vgl. /8, 9, 15/. Das eigentliche Lagerbehältnis des LNG stellt der kreiszylindrische Innentank dar, der in einem gewissen Abstand vom ebenfalls kreiszylindrischen Außenbehälter umschlossen wird. Zwischen beiden Behältern wird eine Wärmeisolierung angeordnet.

Den geschichtlichen Entwicklungen des Behälterbaus entsprechend, wurden die ersten LNG-Behälter als reine Stahlkonstruktionen ausgebildet. Kaltzähe Stähle fanden sowohl für den Innenbehälter als auch für den Außenbehälter Anwendung. Die internationale Entwicklung zeigt, daß bei den jetzigen üblichen Konstruktionen von LNG-Großbehältern mit einem Fassungsvermögen $> 50.000 \text{ m}^3$ der Verbundwerkstoff Stahl- bzw. Spannbeton fast ausschließlich für den Außentank verwendet wird, während der Innentank weiterhin aus kaltzähem Nickelstahl besteht. Die Gründe hierfür sind in dem größeren Potential an Sicherheit einer Stahlbeton- bzw. Spannbetonkonstruktion gegenüber einer reinen Stahlkonstruktion in Katastrophenfällen wie Brand, Erdbeben usw. zu finden. Ein weiterer wichtiger Aspekt ist natürlich die Wirtschaftlichkeit. Weitere Sicherheitsanforderungen, hier besonders die Rißzähigkeit der Baustoffe bei tiefen Temperaturen, führten dazu, daß auch der Innentank zunehmend aus Stahl- bzw. Spannbeton erstellt werden soll. Man kann daher davon ausgehen, daß in Zukunft überwiegend LNG-Tanks in Stahl- bzw. Spannbetonbauweise errichtet werden.

Neben der unterschiedlichen Ausbildung der Behälter-Wandungen wurden verschiedene Konzepte zur Verbindung der Behälterwand mit der Bodenplatte und den Gründungselementen entwickelt. Dabei waren Art und Anordnung der Isolierung von Einfluß. Eine optimierte Lösung, die allen Anforderungen gerecht werden kann,

Innentank: Stahl
Aussentank: Beton

Innentank: Beton
Aussentank: Beton



- a) nicht verankerter metallischer Innentank; monolithischer Beton-Außentank
- b) verankerter metallischer Innentank; monolithischer Beton-Außentank
- c) Beton-Innen- und Außentank mit Dehnungsfuge
- d) Monolithischer Beton-Innen und Außentank

Bild 1.1: Ausbildungsmöglichkeiten zweischaliger LNG-Lagerbehälter, /9/

befindet sich heute noch in der Diskussion /74/.

Besonders in Asien wurden zur Verbesserung der Sicherheit im Erdreich eingebettete LNG-Behälter konstruiert und gebaut, vgl. /67, 113/. Alternative Ausbildungskonzepte für diese Behälter zeigt Bild 1.2. Wie bei der oberirdischen Bauweise werden bei den erdversenkten LNG-Behältern Stahl- und Spannbeton für den Außentank verwendet, für den Innentank Stahl oder alternativ auch Spannbeton.

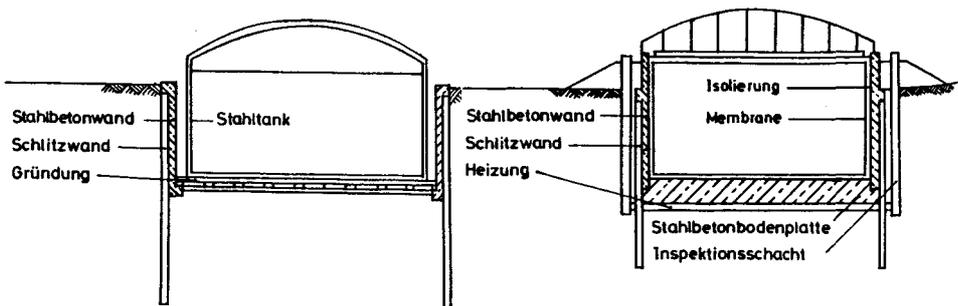


Bild 1.2: Verschiedene Typen tiefgegründeter LNG-Lagerbehälter, /67/

1.3 Beanspruchungszustände von LNG-Lagerbehältern

Die Auslegung der Konstruktion und die Auswahl der Konstruktionswerkstoffe für einen LNG-Behälter muß auf Grundlage der denkbaren thermischen und mechanischen Beanspruchungen erfolgen, und zwar sowohl für die Lastfälle des Betriebs als auch für Störfälle. Wegen des hohen Gefährdungspotentials, das mit der Speicherung verflüssigter Gase verbunden ist, sind auch Lastfälle, die den Charakter von hypothetischen Ereignissen haben, zu berücksichtigen /123/.

Die Gesamtheit der Auslegungslastfälle sind z.Z. weder national noch international festgeschrieben; sie werden stets im Konsens der Genehmigungsbehörden, Eigner und Unternehmer fallweise formuliert. Welche Lastfälle im Betrieb bzw. welche Störfälle innerer und äußerer Herkunft in Betracht gezogen werden, wird in /25/ geschildert. Einen Überblick gibt auch /123/, vgl. Tab. 1.1 und 1.2.

Tab. 1.1: Beanspruchungszustände des Tanksystems, /123/

		lfd. Nr.	Bezeichnung der Beanspruchung	Bemerkungen
Betriebszustand	Lasten	1 2 3 4 5 6	Eigenlast Tank Hydrostatischer Druck der LNG-Füllung Überdruck im Tanksystem Unterdruck im Tanksystem Druckänderung beim Be- und Entladen Perlite-Füllung im Ringraum (Silowirkung)	Jede Last ist mit gleichzeitig wirkenden Lasten zu überlagern, ausgenommen Wind und Schnee
	Zwangsbeanspruchung	7 8 9 10	Kälte-Temperaturen (kein Warmverfahren) Temperaturänderungen beim Be- und Entladen Kriechen und Schwinden des Betons Baugrundsetzungen	
Prüfzustand		11	Wasserdruck im Innentank	
Montagezustand		12 13	Montagelasten Wind, Schnee	

Nach Herstellung und Dichtigkeitsprüfung eines Spannbetoninnentanks bei Normaltemperatur wird dieser in der Betriebsphase kontrolliert abgekühlt. Im Regelbetrieb wird der Innentank durch die tiefe Temperatur und den hydrostatischen Druck der Lagerflüssigkeit und deren Veränderungen infolge Entleeren und Wiederbefüllen beansprucht. Bei Störfällen sind diese noch mit nicht rotationssymmetrischen, dynamischen Lasten infolge Erdbeben, Druckwelle etc. zu überlagern.

Im Spannbeton- oder Stahlbetonaußentank herrscht im Betrieb - gleichgültig, ob das Primärbehältnis aus Nickelstahl oder aus Spannbeton gebaut ist - im wesentlichen die normale Umgebungstemperatur, er erfährt keine Beanspruchung. Bei inneren Störfällen kann die innenseitige Wandung lokal bzw. global schockartig mit LNG beaufschlagt werden. Eine örtliche Leckage des Innentanks kann zum kleinflächigen Kälteschock führen, das Auslaufen der gesamten Flüssigkeitsmenge aus dem Innentank oder das schlagartige Aufreißen des Innentanks in voller Höhe zum großflächigen Kälteschock. Somit wird auch für den Außenbehälter eine Auslegung unter Berücksichtigung der Wirkung tiefer Temperaturen erforderlich. Dabei ist der auftretende möglicherweise instationäre Temperaturgradient zu berücksichtigen.

Tab. 1.2: Außergewöhnliche Beanspruchungszustände des Außentanks, /123/

		lfd. Nr.	Bezeichnung der Beanspruchung	Bemerkungen
Außergewöhnliche Beanspruchungen	Lasten	1	Strahlkraft auf Außentank	Jede Last ist mit gleichzeitig wirkenden Betriebslasten zu überlagern. Außergewöhnliche Lasten sind nicht zu überlagern
		2	Oberdruck auf Außentank	
		3	Erdbebenbelastung	
		4	Explosionsdruckwelle	
		5	Hydrostatischer Druck infolge LNG-Füllung auf Außentank bei Versagen von Liner und Isolierhaut	
		6	Schlagartiges Aufreißen des Innentanks (Dynamischer Stoß auf Außentank)	
	Zwangsbeanspruchung	7	Örtlicher Kälteschock auf Außentank infolge Strahlkraft	
		8	Großflächiger Kälteschock auf Außentank infolge Leckage des Innentanks	

Neben einem mit ausreichender Sicherheit ausgelegten Tragvermögen der Tankkonstruktionen bei den Beanspruchungszuständen der einzelnen Lastfallkombinationen wird die Gewährleistung einer Gasdichtigkeit bzw. im Grenzfall die Verhinderung des Entweichens größerer Mengen der Lagerflüssigkeit für jeden Lastfall gefordert. Damit kommt der Integrität des zumeist innen angeordneten Liners, der Rißbreitenbegrenzung und der Permeabi-

lität des Betons unter den Bedingungen tiefer Temperaturen eine zentrale Bedeutung zu.

1.4 Gasdichtigkeit der Tanks unter Berücksichtigung der Ribbildung

Risse in den Wandungen und der Sohle eines LNG-Außenbehälters im bestimmungsgemäßen Betrieb sind bei überlegter konstruktiver Durchbildung und Vorspannung vermeidbar, aber darüber hinaus, wenn kontrolliert, nicht besorgniserregend. Der innenseitig angeordnete Liner kann die Gasdichtigkeit sichern. Von erheblich größerer Bedeutung ist bei diesen Bauteilen die Ribbildung infolge lokalem und globalem Kälteschock bei Leckage des Innenbehälters. Risse entstehen als Folge von Last, Zwang und Eigenspannungen /45, 47/. Wenn man zusätzlich ein Einreißen des Liners unterstellt, wird ein Nachweis der Gas- und Flüssigkeitsdichtigkeit der Bauteile erforderlich. Im Hinblick auf die Dichtigkeit interessiert neben der Permeabilität des Betons im besonderen Maße die Ribbildung (Breite, Tiefe, Restdruckzone). Die Beherrschung und Beschränkung der Risse erfolgt durch Armierung und Vorspannung, darüber hinaus wird mit ihr die Kontrolle der Linerdehnungen (Linerintegrität) möglich.

Auch bei einem Spannbetoninnentank ist eine etwaige Ribbildung für die Flüssigkeitsdichtigkeit von Bedeutung. Zwar werden heute noch stets innenseitig Liner aus kaltzähem Stahl angeordnet, aber es werden bereits Überlegungen über eine ungelinerte Konstruktion angestellt. Risse können hier infolge von thermischem Zwang beim Befüllen und Entleeren, durch last- und/oder vorspannungsbedingte Spannungsspitzen sowie als Folge von Störfallbelastungen entstehen.

Die Bemerkungen zeigen, daß aus Gründen der Gas- und Flüssigkeitsdichtigkeit ein dringendes Interesse besteht, die Ribbildung und das Verformungsverhalten in den Spannbeton- und Stahlbetonbauteilen von LNG-Behältern zu studieren und in Rechenmodellen zu erfassen. Dabei ist eine Beanspruchung der Bauteile durch transiente wie stationäre Tieftemperaturen zu berücksichtigen.

2. ZIELSETZUNG UND ÜBERSICHT ÜBER DIE ARBEIT

Die Rißbildung und das Verformungsverhalten von Stahlbeton- und Spannbetonbauteilen werden neben dem Vorspannungsgrad wesentlich vom Zusammenwirken von Beton und Bewehrungsstahl über Verbund bestimmt. Ziel dieser Arbeit ist es, den Einfluß tiefer Temperaturen auf das Verbundverhalten einbetonierter Betonrippenstähle aufzuzeigen und in einem Verbundmodell abzubilden. Unter Verwendung des TT-Verbundgesetzes wird die zutreffende Beschreibung des Verformungsverhaltens zentrisch gezogener Stahlbetonstäbe bei tiefen Temperaturen aufgezeigt. Natürlich ist die unmittelbare Übertragbarkeit der ermittelten Rechengesetze auf vorgespannte Bauteile nicht in jedem Fall gegeben; allerdings können sie als Bausteine für ein umfassendes Ingenieurberechnungsmodell dienen.

Nach dem Aufzeigen des Ziels dieser Arbeit und dessen baupraktischer Bedeutung in Abschnitt 1 und 2 wird im weiteren wie folgt vorgegangen:

Im Abschnitt 3 wird der gegenwärtige Stand der Kenntnisse zum Einfluß tiefer Temperaturen auf die Eigenschaften von Beton, Bewehrungs- und Spannstahl wiedergegeben. Die tiefemperaturbedingten Veränderungen im mechanischen Verhalten werden anhand der Gefriervorgänge im Porensystem, sowie über den Aufbau der Elementarzelle und der Gefügestruktur werkstoffphysikalisch erläutert. Auf Grundlage des abgesicherten Kenntnisstands werden Kriterien zur Auswahl tiefemperaturgeeigneter Baustoffe angegeben sowie Ansätze zur Beschreibung der tiefemperaturbedingten Änderung der mechanischen Kenndaten formuliert.

Abschnitt 4 gibt einen Überblick zu den Grundlagen zum Verbund zwischen Beton und Bewehrungsstahl. Möglichkeiten zur Bestimmung des Verbundwiderstandes werden diskutiert, und der Kenntnisstand zum Verbundverhalten bei normalen Bedingungen und bei tiefen Temperaturen wird aufgezeigt.

Da der Kenntnisstand zum Verbundverhalten bei tiefen Temperaturen noch sehr begrenzt ist, wurde der Einfluß tiefer

Temperaturen auf den Verbundwiderstand in einem breit angelegten zusammenhängenden Versuchsprogramm bestimmt. In diesem fanden auch die anderen das Verbundverhalten wesentlich beeinflussenden Parameter sowie die die mechanischen Tieftemperatureigenschaften der Baustoffe bestimmenden Einflüsse Berücksichtigung. Im Abschnitt 5 sind die Ergebnisse dieser Verbunduntersuchungen zusammenfassend dargestellt.

Abschnitt 6 befaßt sich mit der Abbildung der Versuchsergebnisse in ein TT-Verbundmodell. Neben der Entwicklung von Rechengesetzen zur Beschreibung der T_v -v-Beziehungen, des Verbundversagens und den bei tiefen Temperaturen beobachteten Verschiebungssprüngen wird mit einem Tragmodell die Grundlage zur werkstoffphysikalischen Erklärung der tieftemperaturbedingten Änderungen des Verbundverhaltens geschaffen.

Die Übertragbarkeit der in Verbunduntersuchungen ermittelten Rechengesetze auf reale Bauteile kann nicht in jedem Fall vorausgesetzt werden. In Abschnitt 7 wird die Anwendbarkeit des TT-Verbundgesetzes bei einer allgemeinen Beschreibung des Spannungs- und Verformungszustands von Stahlbetonbauteilen für zwei typische Lastfälle eines LNG-Behälters nachgewiesen. Des weiteren wird der Einfluß tiefer Temperaturen auf die Ribbildung und die Entwicklung der Ribbreiten an zentrisch gezogenen Stahlbetonstäben aufgezeigt und durch Berechnungsmodelle bzw. -gleichungen erfaßt.

Auf Grundlage der Ergebnisse dieser Arbeit werden in Abschnitt 8 Folgerungen für die Baupraxis formuliert, die bei der Auslegung und konstruktiven Ausbildung von LNG-Lagerbehältern Beachtung finden sollten.

Abschnitt 9 enthält die Zusammenfassung dieser Arbeit und Abschnitt 10 das Literaturverzeichnis.

3. TIEFTEMPERATUREIGENSCHAFTEN VON BETONSTAHL UND BETON

3.1 Vorbemerkungen

Mit der Anwendung der Stahlbeton- bzw. Spannbetonbauweise zur Erstellung von Transport- und Lagerbehältern für verflüssigte Gase setzte weltweit eine intensive Erforschung der Materialeigenschaften von Beton und Betonstahl bei tiefen Temperaturen ein. Während zur Beurteilung der Tieftemperatureignung von Bewehrungs- und Spannstählen auf große Erfahrungen aus dem Stahl-Behälterbau zurückgegriffen werden konnte, standen zur Beurteilung des Betons nur begrenzte Kenntnisse zur Verfügung, die i.w. aus den Ergebnissen der Frost-Tauwechsel-Forschung ableitbar waren. Den heutigen Kenntnisstand zum Verhalten von Stahl- und Spannbeton sowie deren Einzelkomponenten bei cryogenen Bedingungen umreißen die Beiträge zu den International Conferences on Cryogenic Concrete /73, 74/.

Beim Bau großer LNG-Lagerbehälter aus Spannbeton wurde angestrebt, die bei normalen Temperaturen bewährten Baustoffe des Stahl- und Spannbetons zu verwenden und nur dann speziell entwickelte Baustoffe einzusetzen, wenn die Materialuntersuchungen keine ausreichende Tieftemperaturzähigkeit anzeigten. Dadurch wird es möglich, auf langjährige Erfahrungen bei der Herstellung, Verarbeitung und konstruktiven Ausbildung zurückzugreifen und bestehende Prüfkriterien und Bemessungsverfahren zu nutzen. I.w. erfolgt die Beurteilung der Tieftemperatureignung bei stählenen Werkstoffen anhand der vorhandenen Zähigkeitsreserven bei tiefen Temperaturen und bei Beton anhand der Dauerhaftigkeit nach zyklischer Tieftemperaturbeanspruchung.

Zusammenfassende Überblicke über die bei tiefen Temperaturen veränderten Materialeigenschaften geben für Beton Wiedemann /117/, Hohberg /40/ und Browne und Bamforth /14/ an, für Spann- und Bewehrungsstahl Hohberg /40/, FIP-report /24/ und Rostásy et al /94/. Auf Grundlage der Ergebnisse dieser Arbeiten und aus eigenen Tieftemperaturversuchen wird im folgenden ein kurzer Abriß zum Einfluß tiefer Temperaturen auf die Komponenten des Stahl- und Spannbetons gegeben und ein Vorschlag zur analy-

tischen Beschreibung der wesentlichen Materialkenngrößen formuliert.

3.2 Spann- und Bewehrungsstahl bei tiefen Temperaturen

3.2.1 Werkstoffphysikalische Erklärung der Verfestigung

Mit abnehmenden Temperaturen weisen Stähle zunehmende Veränderungen ihrer mechanischen Eigenschaften auf: Streckgrenze, Zugfestigkeit und Härte nehmen zu, die das duktile Verformungsvermögen kennzeichnenden Größen wie Bruchdehnung, Brucheinschnürung und Kerbschlagzähigkeit nehmen ab, weiter ändern sich Wärmeleitfähigkeit und Temperatúrausdehnungskoeffizient. Während die tieftemperaturbedingte Verfestigung in der Regel befriedigen kann, muß der mögliche Verlust an Plastizität als sicherheitsgefährdend angesehen und durch die Wahl geeigneter Stähle in jedem Fall vermieden werden.

Der Bau der Elementarzelle entscheidet wesentlich über das Verhalten metallischer Werkstoffe im Bereich tiefer Temperaturen. Der Übergang vom zähen zum spröden Bruchverhalten, der sprungartig erfolgen kann, wird nur bei Werkstoffen mit kubisch-raumzentriertem (krz) Gitter beobachtet. Austenitische Stähle, diese weisen ein kubisch-flächen-zentriertes (kfz) Gitter auf, bewahren bis zu tiefsten Temperaturen ihre Duktilität.

Die durch sinkende Temperaturen bewirkte Zunahme an Festigkeit und der Verlust an Verformungsvermögen können auf Behinderungen der Gleitvorgänge zurückgeführt werden. Die Gleitvorgänge werden durch Versetzungsbewegungen bewirkt, deren Auftreten wegen der verminderten thermischen Aktivierbarkeit mit sinkender Temperatur geringer wird. Da dem kfz-Gitter mit seiner dichteren Atombelegung eine deutlich größere Anzahl an Gleitmöglichkeiten zur Verfügung steht als dem krz-Gitter, sind bei diesem auch bei tiefen Temperaturen noch Gleitungen möglich /7, 70/.

Nicht nur der Aufbau der Elementarzelle, sondern auch Kristallaufbau, Mikrostruktur, chemische Zusammensetzung, Ausscheidungen und Verunreinigungen können das duktile Verhalten der Stähle im Tieftemperaturbereich nachhaltig beeinflussen, indem diese Versetzungsstaus fördern bzw. verzögern.

Durch metallurgische Maßnahmen bei der Erschmelzung, durch Legierungselemente wie z.B. Nickel und durch Wärmebehandlungen, Maßnahmen die ein feinkörniges, reines Gefüge bzw. eine dichte und gleichmäßige Atomanordnung bewirken, kann die Tieftemperaturzähigkeit von Stählen mit krz-Gitter verbessert werden. Somit ist für die jeweils vorliegende tiefste Betriebstemperatur die Entwicklung eines Stahls mit ausreichender Zähigkeit möglich. Die Lücke zwischen ferritischen und austenitischen Stählen kann gleitend geschlossen werden.

Bei der Werkstoffauswahl, der konstruktiven Ausbildung, dem Bau und der Prüfung von stählernen Behältern für technische Gase, sei es in verflüssigter oder in gasförmiger Phase, kann auf eine langjährige Erfahrung mit dem Umgang von Stahl bei tiefen Temperaturen zurückgeblickt werden. So ist in der BRD, welcher Stahl bei welcher Tieftemperatur verwendet werden darf, im Einzelfall durch technische Regelwerke festgeschrieben, z.B. für den Druckbehälterbau durch die AD-Merkblätter. Diese geben unter anderem auch für den zulässigen Temperatur-Anwendungsbereich die Festigkeits- und Zähigkeitseigenschaften der Baustähle an.

3.2.2 Kriterien zur Auswahl tieftemperaturgeeigneter Betonstähle

Die Kriterien zur Auswahl geeigneter Spann- und Bewehrungsstähle sowie Spannverfahren für den Stahl- und Spannbetonbau sind für normale Betriebsbedingungen (RT) in Vorschriften geregelt. Eingeführte Normen (DIN 488, DIN 1045, DIN 4227) bzw. die Bestimmungen der Zulassungsbescheide geben die erforderlichen Güte- und Eignungsnachweise an. Ein vergleichbares Normenwerk für die Auswahlkriterien von Betonstählen und Spannverfahren, die unter den Betriebsbedingungen extrem tiefer Temperaturen verwendet werden können, existiert noch nicht. Allerdings werden von der

FIP /26, 27/ erste Schritte in dieser Richtung unternommen.

Die erforderlichen Nachweise zur Bestimmung der mechanischen Eigenschaften im Tieftemperaturbereich und die Beurteilungskriterien zur Tieftemperatureignung von Betonstählen schreiben z.Z. Bauaufsichtsbehörden und Bauherren für jedes einzelne geplante Bauwerk in Genehmigungsbescheiden und Spezifikationen vor, die sich z.T. sehr eng an die Regelungen für tieftemperaturgeeignete Baustähle anlehnen. Neben der Bestimmung der Festigkeitskenngrößen wird eine detaillierte Kenntnis des Verformungsverhaltens gefordert. Elastisches, plastisches und thermisches Dehverhalten sind zwar zur Beurteilung der Gebrauchseigenschaften von gleichen Interessen, bei tiefen Temperaturen muß allerdings dem plastischen Verformungsvermögen wegen der o.g. Tieftemperaturversprödung ferritischer Stähle eine zentrale Bedeutung zugemessen werden. Eine ausreichende Duktilität der Stahleinlagen ist im Stahl- und Spannbetonbau Grundlage jeder Sicherheitsbetrachtung.

Ob alle geforderten Prüfbedingungen, hier besonders der Nachweis der Tieftemperaturzähigkeit durch den Kerbschlagbiegeversuch, den an Stahl- und Spannbetonbauteilen auftretenden Beanspruchungen der Stahleinlagen gerecht werden und somit treffende Auswahlkriterien liefern, ist zu bezweifeln. Die Prüfung spröden Verhaltens der Betonstäbe bei zügiger und dynamischer Belastung sollte sich besser an den wirklichen Beanspruchungen axial gezogener Stäbe orientieren /94/. So zeigen Untersuchungen von Hartl /35/, daß Stahlbetonbalken mit normalen Rippentorstählen bei tiefen Temperaturen neben höheren Steifigkeiten und höherem Tragvermögen noch ein Verformungsvermögen aufweisen, das als deutliche Bruchvorwarnung dienen kann. Die Vermutung einer möglicherweise völligen Versprödung der Stahlbetonbauteile bei TT wurde widerlegt. Der Kerbschlagbiegeversuch würde allerdings für diesen Stahl bei TT sprödes Materialverhalten anzeigen.

Beurteilungskriterien zum duktilen Verhalten können neben dem Kerbschlagbiegeversuch und bruchmechanischen Versuchen (CT, gekerbte Zugstäbe o.ä.) auch Ergebnisse des Zugversuches liefern. So zeigen der Abstand zwischen Streckgrenze und Zugfestigkeit,

die Größe der Bruchdehnung mit elastischen und plastischen Verformungsanteilen sowie die Brucheinschnürung das plastische Verformungsvermögen des Stahls an.

Wie dargestellt, ist die Versuchsdurchführung zum Nachweis ausreichender Tieftemperaturzähigkeit für Spann- und Bewehrungsstähle noch in der Diskussion. Im folgenden werden daher zwar die mechanischen Kenndaten bei tiefen Temperaturen angegeben, eine generelle, abschließende Beurteilung im Hinblick auf die Tieftemperatureignung und auf die Verwendung in konkreten Bauwerken muß an anderer Stelle erfolgen.

3.2.3 Veränderung der Materialkennwerte durch tiefe Temperaturen

Wie in Abschnitt 3.2.1 gezeigt, werden durch sinkende Temperaturen die Festigkeiten der Stähle gesteigert. Wird dieses Ergebnis auf Spann- und Bewehrungsstähle übertragen, so müssen diese im Bereich tiefer Temperaturen eine Zunahme der Streckgrenze und der Zugfestigkeit aufweisen. Für übliche Spannstahlarten - warmgewalzt, gereckt und angelassen, vergütet, kaltegezogen und angelassen sowie Litzen - wie für übliche Bewehrungsstähle - naturhart, kaltverformt sowie legiert - sind in den Bildern 3.1 und 3.2 anhand je eines Beispielles die Veränderungen von Streckgrenze und Zugfestigkeit im Temperaturbereich + 20°C bis - 170°C dargestellt. Die Gegenüberstellung zeigt, daß die Verfestigung infolge abnehmender Temperaturen von der Stahlart abhängt. Mit zunehmender Kornverfeinerung und zunehmendem Reinheitsgrad der Struktur der Stähle verringert sich die absolute Zunahme der Verfestigung bei TT, die Verfestigung wird im dargestellten Temperaturbereich zunehmend linear abhängig von der Temperatur. Der Abstand zwischen Streckgrenze und Zugfestigkeit bleibt nahezu erhalten, d.h. die temperaturbedingten Zuwächse sind bei beiden etwa gleich.

Das Verformungsvermögen dieser Stähle bei tiefen Temperaturen, die Bilder 3.1 und 3.2 zeigen hier die tieftemperaturbedingte Veränderung der Bruchdehnung bzw. Gleichmaßdehnung, entspricht den Tendenzen der TT-Verfestigung. In Abhängigkeit von der Stahlart bleibt bei größerer Feinkörnigkeit und optimierter

Gefügeausbildung das Verformungsvermögen der Spann- und Bewehrungsstähle im betrachteten Temperaturbereich nahezu konstant. Allerdings sind bei der Beurteilung des plastischen Verformungsvermögens die infolge der TT-Verfestigungen sich ergebenden größeren elastischen Verformungsanteile an der Bruchdehnung zu beachten. Die in /94/ angegebenen Veränderungen der Bruchdehnung infolge TT entsprechen in etwa den Ergebnissen der Bruchdehnungen.

Wie die Ergebnisse der Zugversuche ausweisen, besteht zwischen der tieftemperaturbedingten Verfestigung und dem Verformungsvermögen (Zähigkeit) ein Zusammenhang /82/. Je ausgeprägter die Verfestigung bei -170°C ausfällt, um so geringer ist die Zähigkeit. Vergütete sowie gezogene und angelassene bzw. stabilisierte Spannstähle sowie Litzen bewahren ihre Duktilität auch bei tiefen Temperaturen. Dies gilt auch für Ni- legierte Bewehrungsstähle, für normale Bewehrungsstähle aber nur mit gewissen Einschränkungen. Die Zusammenfassung der Versuchsergebnisse in /94/ gibt für Temperaturen bis -150°C ein gleichbleibendes sehr duktiles Verhalten dieser Stähle an. Bei tieferen Temperaturen wurde dagegen ein sehr unterschiedliches Verformungsvermögen festgestellt. Einige normale Bewehrungsstahlarten (-chargen) versagten bei diesen Temperaturen durch Spröbruch.

Die temperaturabhängige Zunahme der Streckgrenze von Spann- und Bewehrungsstahl bei zügiger Beanspruchung kann mit der Streckgrenze bei RT β_{s0} und einem temperaturabhängigen Zuwachs beschrieben werden:

$$\beta_{s\vartheta} = \beta_{s0} + \Delta\beta_{s\vartheta} \quad (3.1)$$

Für tieftemperaturgeeignete Spannstähle und legierte Bewehrungsstähle wird über den Zuwachs entsprechend der Versuchsergebnisse linear verfügt:

$$\beta_{s\vartheta} = \beta_{s0} + \Delta\beta_s \left(1 - \frac{\vartheta + 170}{190} \right) \quad (3.2)$$

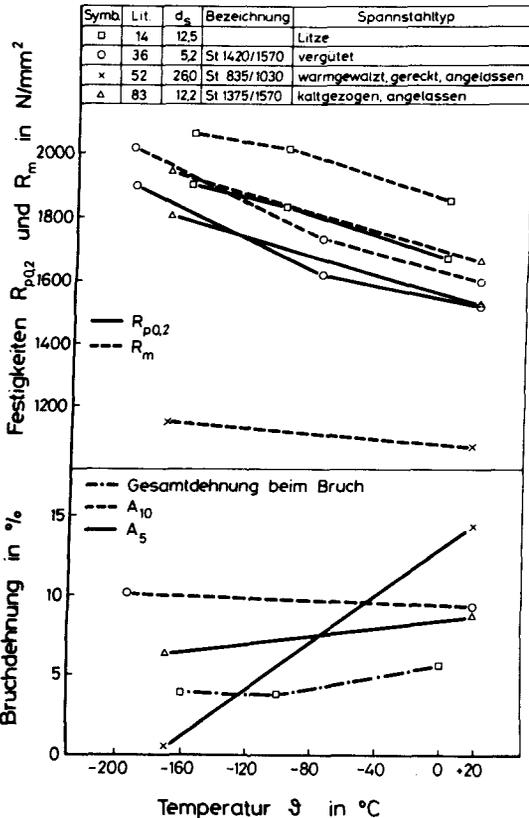


Bild 3.1: Statische Festigkeitskennwerte unterschiedlicher Spannstahltypen bei tiefen Temperaturen

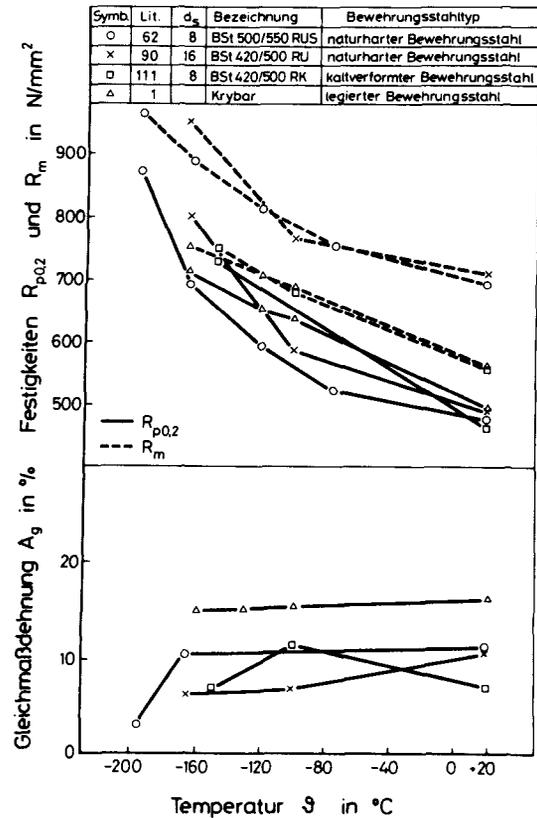


Bild 3.2: Statische Festigkeitskennwerte unterschiedlicher Bewehrungsstahltypen bei tiefen Temperaturen

Der absolute Zuwachs $\Delta\beta_s$ kann bei diesen Stählen mit ca. 150 bis 300 N/mm² angenommen werden. Für normale Bewehrungsstähle sollte dagegen über den temperaturabhängigen Zuwachs nicht mehr linear sondern quadratisch verfügt werden, vgl. Bild 3.2:

$$\beta_{s\vartheta} = \beta_{s0} + \Delta\beta_s \left(1 - \sqrt{\frac{\vartheta + 170}{190}} \right) \quad (3.3)$$

Der absolute Zuwachs muß bei normalem Bewehrungsstahl mit 300 bis 500 N/mm² begrenzt werden /82/, wodurch tieftemperaturungeeignete Stähle unberücksichtigt bleiben.

Zum Einfluß hoher Beanspruchungsgeschwindigkeiten und gleichzeitig wirkenden tiefen Temperaturen auf das mechanische Verhalten von Spann- und Bewehrungsstahl existieren kaum Versuchsergebnisse. In /93/ werden für diese Beanspruchung erste Ergebnisse an einem vergüteten Spannstahl ermittelt. Die Streckgrenze wird bei TT und dynamischer Beanspruchung gegenüber statischer um ca. 5% gesteigert. Das Verformungsvermögen reduziert sich um ca. 30%. Die Verformungskennwerte weisen allerdings noch eine ausreichende Zähigkeit aus.

Der Elastizitätsmodul von Spann- und Bewehrungsstahl wächst im Temperaturbereich +20°C bis -170°C um ca. 10% an, unterschiedliche Stahltypen haben auf diese Veränderung nur einen geringen Einfluß, vgl. /94/. In Abhängigkeit von der Tieftemperatur kann der Elastizitätsmodul somit wie folgt beschrieben werden:

$$E_{s\vartheta} = E_{s0} + \frac{E_{s0}}{10} \left(1 - \frac{\vartheta + 170}{190} \right) \quad (3.4)$$

Die Querdehnungszahl ist weitgehend temperaturunabhängig, da wie in /70/ gezeigt wird, die Erhöhung des Gleitmoduls der des Elastizitätsmoduls folgt.

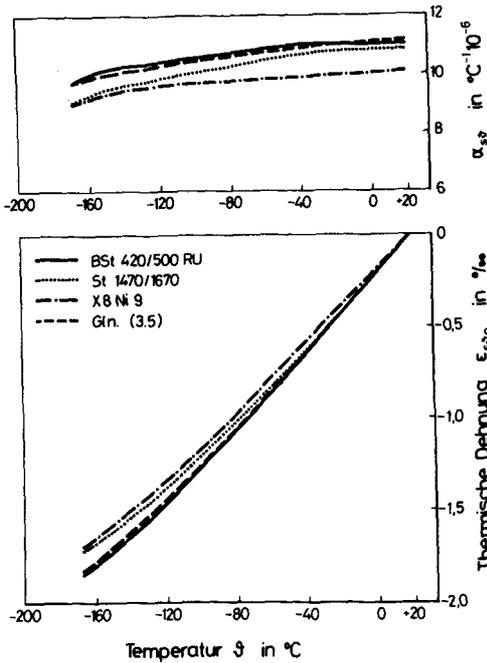


Bild 3.3: Thermisches Dehnverhalten unterschiedlicher Betonstahlarten im Tieftemperaturbereich

Das thermische Dehnverhalten von Spann- und Bewehrungsstählen im Tieftemperaturbereich ist in Bild 3.3 dargestellt. Mit fallenden Temperaturen wird eine nahezu stetige Abnahme des Temperatureausdehnungskoeffizienten beobachtet. Mit feinerem Kornaufbau des Stahls verringert sich diese Abnahme geringfügig. Mit der gewählten Darstellung, in der die ganze Bandbreite der möglichen thermischen Dehnungen von Betonstählen durch die Auswahl extremer Stahltypen angegeben wird, kann wegen der geringen Streuung die Annahme eines einheitlichen thermischen Dehnverhaltens aller Betonstähle gerechtfertigt werden. Für normale naturharte Bewehrungsstähle wird in /90/ eine analytische Beschreibung der Temperaturdehnzahl für den Tieftemperaturbereich vorgeschlagen:

$$\alpha_{s,\theta} = \left(\frac{\theta + 273,15}{3,181 \cdot 10^{-6}} \right)^{\frac{1}{7,59}} \cdot 10^{-6} \cdot \text{°C}^{-1} \quad (3.5)$$

Wie Bild 3.3 ausweist, ist eine Übertragung auf hochlegierte Bewehrungsstähle und auf Spannstähle möglich. Der maximale Fehler bleibt unter $\Delta \epsilon_s = 0,1\%/oo$.

Zum Ermüdungsverhalten und zur Relaxation von Spann- und Bewehrungsstählen bei TT liegen nur sehr wenige Versuchsergebnisse vor. Tendenzen werden in /24, 94/ aufgezeigt, demnach nimmt die Ermüdungsfestigkeit mit sinkenden Temperaturen zu, die Relaxationsverluste nehmen deutlich ab.

3.3 Spannverfahren für tiefe Temperaturen

Die Prüfbedingungen zum Eignungsnachweis von Spannverfahren mit nachträglichem Verbund sind in der BRD durch Richtlinien des IfBt /42/ vorgeschrieben. In Anlehnung an diese Richtlinien und an die Betriebsbedingungen eines LNG-Lagerbehälters sind von /26, 41, 80/ Vorschläge zum Nachweis der Tieftemperatureignung dieser Spannverfahren formuliert worden. Sie enthalten Hinweise zur Prüfung der Festigkeiten der Verbindungen Spannstahl-Ankerkörper und Ankerkörper-Beton bei tiefen Temperaturen.

Eine Übersicht über durchgeführte TT-Versuche an unterschiedlichen kompletten Spanngliedern und deren Verankerungen geben /26, 118/. Die gestellten Anforderungen für eine Tieftemperatureignung können demnach prinzipiell von Spannsystemen mit Keil- und Stauchköpfchenverankerungen erfüllt werden. Voraussetzung ist, daß der Spannstahl und der Stahl der Ankerteile ausreichende TT-Zähigkeiten aufweisen und daß durch die Art der Verankerung keine zusätzlichen versprödenden Effekte induziert werden.

Im Abschnitt 3.2.3 wurde aufgezeigt, daß eine große Anzahl von Spannstählen (Festigkeitsklasse größer St 1375/1570) auch bei TT noch ein ausreichendes plastisches Verformungsvermögen besitzen. Somit reduziert sich die Ausbildung TT-geeigneter Spannsysteme auf eine konstruktiv optimierte Verankerung und auf die den Beanspruchungen gerechte Auswahl des Stahls für die Ankerteile.

Zum Verhalten von Spannsystemen mit sofortigem Verbund bei tiefen Temperaturen existieren keine Versuchsergebnisse. Allerdings dürfte diese Art der Vorspannung für die Ausbildung von großen Lagerbehältern für cryogene Flüssigkeiten ohne Bedeutung sein.

3.4 Beton bei tiefen Temperaturen

3.4.1 Allgemeines

Bei sehr tiefen Temperaturen verändern sich nahezu alle Materialeigenschaften von Beton: Druck- und Zugfestigkeit sowie die Formänderungsenergie (Integral über $\sigma_b - \epsilon_b$) werden gesteigert; der plastische Verformungsanteil nimmt ab, es verbleibt nahezu nur noch der elastische Anteil. Die Temperaturdehnzahl ändert sich in Abhängigkeit von der Betonfeuchte; die Wärmeleitfähigkeit nimmt zu. Diese Tendenzen gelten im wesentlichen für einmalige, stationäre Temperaturzustände (isothermisch). Zyklische sowie schockartige Temperaturbeanspruchungen bewirken weitere Veränderungen der Materialeigenschaften. Auch der Spannungszustand des Betons (vorbelastet oder unbeansprucht) bei Abkühlung ist von Bedeutung für das TT-Verhalten.

Die veränderten Materialeigenschaften von Beton bei tiefen Temperaturen können nur zum geringen Teil mit dem Verhalten der Einzelkomponenten - Zuschlag, Zementstein, Wasser, Eis, Poren - beschrieben werden. Der wesentliche Beitrag zur Veränderung wird aus dem Zusammenwirken der Komponenten hervorgerufen, besonders das von Betonfeuchte und Porenradienverteilung in Abhängigkeit von der Temperaturbeanspruchung.

Die physikalischen Phänomene sind nicht nur von einem makroskopischen Standpunkt aus erklärbar, die wesentlichen Vorgänge erfolgen im hochdispersen, submikroskopischen Zementstein. Da zum einen die Gefriervorgänge im Zementstein von ausgesprochen komplexer Natur sind und zum anderen noch nicht alle Phänomene physikalisch erklärbar sind, ist die treffende Beschreibung der mechanischen Eigenschaften von Beton bei tiefen Temperaturen auf Grundlage der mikroskopischen Vorgänge noch nicht möglich. Hier

muß auf die Ergebnisse der Materialprüfungen bei TT zurückgegriffen werden.

3.4.2 Gefriervorgänge beim Abkühlen von Beton

Die tiefemperaturbedingte Veränderung der mechanischen Kenndaten von Beton stehen in unmittelbarem Zusammenhang mit den Vorgängen beim Gefrieren des Porenwassers im Zementstein. Unterschiede im Gefrierverhalten des Porenwassers gegenüber dem von Wasser bei Atmosphärendruck können die Grundlage für die physikalische Erklärung liefern.

Reines Wasser gefriert bei Atmosphärendruck bei ca. 0°C mit einer 9,1%-igen Volumenzunahme. Einen Überblick über die mechanischen und physikalischen Eigenschaften von Eis geben /28, 39, 54/.

Im Porensystem des Zementsteins erfährt das Wasser eine Gefrierpunktniedrigung. Dies hat folgende Gründe:

- Porenwasser ist nichtchemisch rein; es enthält lösliche Substanzen, in deren Umgebung das chemische Potential verringert ist /106/.
- Oberflächenkräfte binden über physikalische Wechselwirkungen einen Teil des Wassers an den Porenoberflächen. Die potentielle Energie der Wassermoleküle wird durch diese Bindung verringert, beschreibbar wiederum über die Verringerung des chemischen Potentials /53, 102, 103/.

Mit Verringerung des chemischen Potentials, d.h. geringerem Wasserdampfdruck, sinkt der Gefrierpunkt unter den des reinen Wassers.

Das Gefrieren von Wasser im Mikrogefüge des Zementsteins ist in den letzten Jahren zunehmend erforscht worden, wobei die Erklärung von Frostschäden im Vordergrund stand, siehe z.B. /2, 4, 33, 57, 72, 102, 106, 107, 122/. Anhand der Forschungsergebnisse wurde in /102/ ein thermodynamisches Modell zur Beschreibung des

Gefriervorganges entwickelt. Über die Gefriervorgänge bis zu Temperaturen von -160°C und deren Einflüsse auf die mechanischen Eigenschaften von Beton wird in /117/ berichtet, einen zusammenfassenden Überblick gibt auch /116/. Die Anomalitäten beim Gefrieren werden i.w. vom Porenradius, von der Bindungsform des Wassers und von der Art des Wassertransportes beeinflusst. Eine Zuordnung dieser Einflußgrößen gibt Bild 3.4.

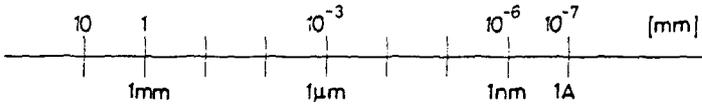
Das Gefrieren des Wassers setzt in großen Poren ein, da der Einfluß der Oberflächenkräfte hier unbedeutend ist. Er beschränkt sich nur auf einige Moleküllagen. In diesen Poren kann Wasser an den Porenwandungen, Eis und Wasserdampf nebeneinander existieren.

Bei wassergefüllten Poren wird durch Eisbildung und der damit verbundenen Volumenvergrößerung nicht gefrorenes Wasser verdrängt. Einen Verdrängungsraum können dabei nur Poren bieten, die jeweils größer sind als die, in denen gerade das Wasser gefriert und die noch nicht vollständig mit Eis gefüllt sind. Sind die großen Poren gefüllt, kann das Eiskristall in die angrenzenden engeren Poren weiterwachsen. Bei diesen Vorgängen sind die sich aufbauenden Dampf-, Wasser- und Eisdrücke zu beachten.

Sind größere Poren nicht vollständig mit Wasser gefüllt, so wird bei Eisbildung - wegen des geringeren Wasserdampfdruckes über Eis als über Wasser - ein Wassertransport zum Eis hin erfolgen. Durch Diffusion werden kleine Poren (Gelporen) entwässert und in größeren Poren (Kapillarporen) setzt eine zusätzliche Eisbildung ein. Es entstehen hydraulische Drücke. Wegen des erniedrigten Dampfdruckes des Wassers an Festkörperoberflächen wird mit zunehmender Kleinheit der Poren die Diffusion behindert.

In kleinen Poren gewinnen die Oberflächenkräfte zunehmend an Bedeutung. Eine Eisbildung wird erst bei starker Unterkühlung möglich, vgl. Bild 3.4. Ob und bei welcher Temperatur adsorbiertes Wasser gefriert ist noch nicht endgültig geklärt.

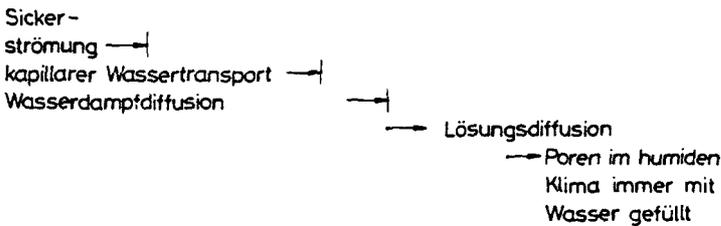
Porenradius



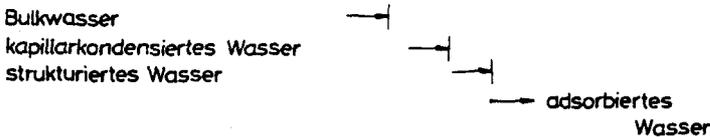
Porentyp



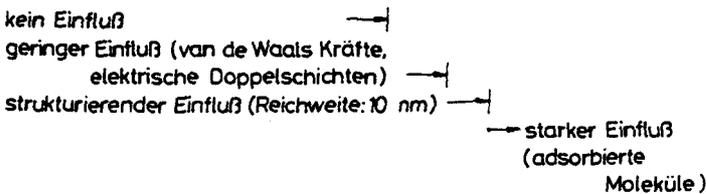
Art des Wassertransportes



Wassertyp



Einfluß der Bindungsform des Wassers durch Oberflächenwechselwirkungen



Phasenumwandlung (Gefrierpunkt) des Porenwassers

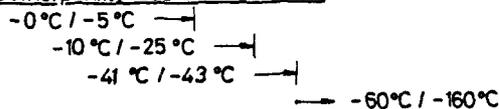


Bild 3.4: Porengrößen, Wassertyp, Wassertransportmechanismen, Bindungsformen des Wassers und Gefrierpunkte des Porenwassers (Grenzwerte)

Die Volumenzunahme bei der Eisbildung, die sich aufbauenden Drücke aus Eiswachstum und Diffusion, sowie die Eigenspannungen aus unterschiedlichem thermischen Dehnverhalten von Eis und Festkörper und von Zuschlag und Zementstein können zu Mikrorissen und Gefügezerstörungen im Zementstein führen. Deren Auftreten wird durch hohe Betonfeuchten und durch große Abkühlgeschwindigkeiten gefördert. Daß trotz dieser Ribildung und Gefügezerstörung bei tiefen Temperaturen eine Verfestigung des Betons beobachtet werden kann, ist auf die stützende Wirkung des Eises, das druck- und zugtragfähig ist, sowie auf die bei tiefen Temperaturen höheren Haftfestigkeiten zurückzuführen. Eine stärkere Kontraktion der Zementstein-Matrix gegenüber dem Zuschlagkorn verbessert das Verbundverhalten in deren Kontaktzone, so daß in der "Schwachstelle" des Betons das vorzeitige Entstehen von Verbundrissen verhindert werden kann.

3.4.3 Kriterien zur Betonauswahl

Bei der Auswahl geeigneter Betone für den TT-Einsatz gilt es, hohe gefrierbare Betonfeuchten auszuschließen, da diese bei zyklischer Temperaturbeanspruchung einen erheblichen Verlust an Festigkeit und Steifigkeit aufweisen /117/. Dies gelingt, wenn bei der Zusammensetzung des Betons geringe Wasserzementwerte verwendet werden und wenn während des Betriebes eine Wasser-sättigung des Konstruktionsbetons durch konstruktive Maßnahmen verhindert werden kann. Bei feuchten Betonen können luftporenbildene Zusatzmittel den Frostwiderstand verbessern /105/. Für Tieftemperaturbeanspruchungen ist das Verhalten von LP-Beton allerdings noch nicht systematisch untersucht worden.

DIN 1045 enthält Festlegungen über die Zusammensetzung, Herstellung etc. von Betonen zur Erzielung eines hohen Frostwiderstandes und hohen Frost-Tausalz-Widerstandes. Als Abgrenzung wird ein Wasserzementwert $W/Z \leq 0,6$ angegeben. Für Betone bei TT-Bedingungen existieren keine einheitlichen Festlegungen, Empfehlungen werden in /24/ gegeben. In /117, 122/ wird aufgezeigt, daß bei extrem tiefen Temperaturen ein Wasserzementfaktor $W/Z \leq 0,45$ als Obergrenze eingehalten werden sollte. Zur Auswahl geeigneter Zuschläge und Zemente sind in /117/ Hinweise und

TT-Versuchsergebnisse angegeben. Übliche HOZ- und PZ-Zemente, sowie Zuschläge hoher Festigkeit und sehr geringer Porosität (z.B. Zuschläge quarzitisches Ursprungs) können den veränderten Bedingungen bei TT gerecht werden.

3.4.4 Materialkennwerte von Beton bei tiefen Temperaturen

Die Kenntnis über das mechanische Verhalten von Beton bei extrem tiefen Temperaturen hat sich in den letzten Jahren immer mehr vervollständigt. Dazu haben eine große Zahl von Forschungsarbeiten beigetragen, in denen neben der systematischen Tieftemperaturänderung (bis -196°C) auch die anderen, die Betoneigenschaften bestimmenden Einflußgrößen berücksichtigt wurden. Von diesen kommt bei tiefen Temperaturen der Betonfeuchte die größte Bedeutung zu, da sie die Menge an gefrierbarem Wasser im Zementstein bestimmt und somit die zuvor geschilderten Einflüsse durch die Eisbildung im Porensystem hervorruft. Dabei übt die Porenradialverteilung einen weiteren Einfluß aus. Die Porenradialverteilung ist allerdings bei Normalbeton vom W/Z-Faktor abhängig, also von einer Größe die auch die Betonfeuchte bestimmt. Der Einfluß der anderen Komponenten des Betons, wie Zementart, Zuschlagart (dichter und fester natürlicher Zuschlag), Betonzusatzmittel etc., auf die TT-Eigenschaften sind dagegen unbedeutend, sie üben auf die bezogenen Werte keinen merklichen Einfluß aus. Mit /14, 24, 40, 116, 117/ können die vorliegenden Forschungsergebnisse zum Verhalten von Beton bei extrem tiefen Temperaturen umrissen werden, so daß an dieser Stelle eine kurze Zusammenfassung genügen kann.

Die Druckfestigkeit nimmt mit sinkenden Temperaturen zu. Diese Festigkeitssteigerung wächst mit zunehmender Betonfeuchte. Entsprechendes gilt für die Spaltzug- und Biegezugfestigkeit. Deren Steigerung fällt allerdings bei extrem tiefen Temperaturen geringer aus als jene der Druckfestigkeit. Erste Versuchsergebnisse zur zentrischen Zugfestigkeit werden in /3/ vorgelegt.

Nun zur Verformbarkeit: Die Dehnung unter der Zylinderdruckfestigkeit nimmt zunächst mit sinkenden Temperaturen zu und erreicht bei ca -60°C bis -80°C ein Maximum. Bei weiterer Tempe-

raturabsenkung nimmt sie ab, sinkt aber auch bei extrem tiefen Temperaturen nicht unter den bei Raumtemperatur gemessenen Wert.

Die Formänderungsenergie, bestimmbar durch das Integral unter der σ - ϵ -Linie, wird durch tiefe Temperaturen erheblich gesteigert. Dabei verschwindet bei extrem tiefen Temperaturen der plastische Verformungsanteil, es verbleibt hauptsächlich der elastische Anteil. Diese Tendenz zum spröden Verhalten wird bei Betonen mit hoher Feuchte besonders deutlich. Dabei übertrifft der Einfluß der nachträglich zugeführten Feuchte (Lagerungs- bzw. Umgebungsbedingungen) bei weitem den des W/Z-Faktors. Hohe Beanspruchungsgeschwindigkeiten gepaart mit tiefen Temperaturen bewirken dagegen keine zusätzliche Versprödung /93/.

Neben der Festigkeit wird auch die Steifigkeit von Beton durch tiefe Temperaturen gesteigert. Der Elastizitätsmodul nimmt mit sinkenden Temperaturen ungefähr linear zu. Die Größe dieser temperaturbedingten Zunahme ist proportional zur Betonfeuchte.

Die Betonfeuchte beeinflusst im Tieftemperaturbereich nicht nur die die Festigkeit kennzeichnenden mechanischen Eigenschaften, sondern prägt auch das thermische Dehnverhalten des Betons. Soweit eine in /100/ angegebene Grenzfeuchte nicht überschritten ist, kontrahiert der Beton kontinuierlich mit sinkenden Temperaturen. Erst bei höheren Feuchten ist im Temperaturbereich -20°C bis -60°C eine deutliche Expansion feststellbar, deren Größe von der Menge angefrorenem Wasser abhängt. Diese Expansion ist auf die Volumenvergrößerung bei der Phasenumwandlung Wasser zu Eis und auf die bei der Eisbildung entstehenden Drücke im Inneren des Betons zurückzuführen, vgl. Bild 3.9. Eine einachsige wirkende Druckspannung kann diese Expansion in Druckrichtung ver- bzw. behindern; sie bildet sich dafür unbehindert und verstärkt in Querrichtung aus /3, 71, 100/, siehe Bild 3.5. Untersuchungen zum thermischen Dehnverhalten unter Berücksichtigung von 2- bzw. 3-axialen Spannungszuständen infolge äußerer Lasten sind nicht bekannt.

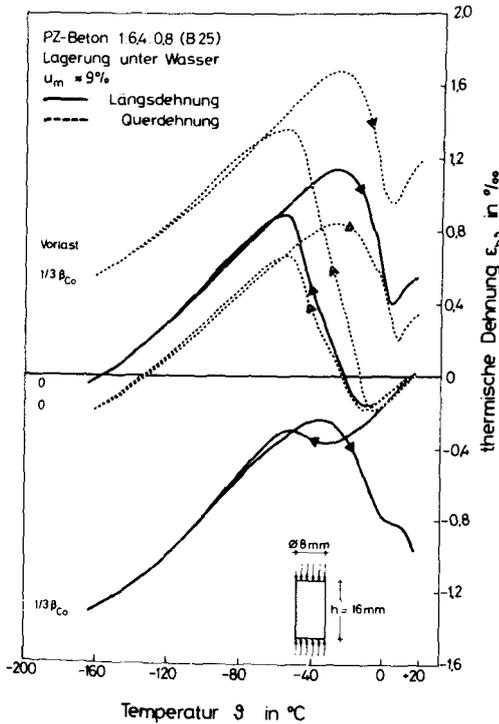


Bild 3.5: Thermische Betondehnung in Abhängigkeit einer einachsigen Vorlast

Anhand des thermischen Dehnverhaltens von Beton im Tieftemperaturbereich kann eine Abschätzung des Einflusses zyklischer Temperaturbeanspruchungen auf die mechanischen Eigenschaften von Beton erfolgen. Soweit der Beton geringe bis mittlere Feuchten aufweist, d.h., soweit die thermischen Dehnungen des Betons im Temperaturbereich -20°C bis -60°C keine Expansionen zeigen, ist der Einfluß gering und meist vernachlässigbar. Bei feuchten Betonen dagegen führen Tieftemperaturzyklen zu umfangreichen Gefügezerstörungen, vgl. Abschnitt 3.4.2, und somit in Abhängigkeit von der Feuchte und der Zyklenanzahl zu einer drastischen Abnahme der bei Raumtemperatur gemessenen, restlichen Festigkeiten und Steifigkeiten, vgl. /95, 117/.

Während die tieftemperaturbedingte Änderung der mechanischen Eigenschaften von Beton durch zahlreiche Versuchsergebnisse hinreichend erforscht ist, existieren erst wenige Vorschläge zur analytischen Beschreibung der mechanischen Eigenschaften für den Tieftemperaturbereich /31, 68, 82, 90, 100, 116/. In diesen Vorschlägen wird zumeist von den bei RT gültigen Größen ausgegangen, denen ein temperaturbedingter Zuwachs hinzugefügt wird. Dieser Zuwachs wird in Abhängigkeit von der wesentlichen Einflußgröße, der Betonfeuchte dargestellt.

Die mittlere Feuchte des Betons charakterisiert die verdampfbare Wassermenge, die in erster Näherung auch der gefrierbaren entspricht. Sie kann begleitend zum Versuch im Alter t nach der Beziehung

$$u_m = \frac{G(t) - G_{tr}}{G_{tr}} 100 \text{ [M. - \%]} \quad (3.6a)$$

durch Darrtrocknung bei 105°C bis zur Gewichtskonstanz bestimmt werden. Hierin bedeuten: $G(t)$ das Gewicht der feuchten Probe und G_{tr} das Trockengewicht.

Zur Abschätzung im realen Bauteil muß man sie auf Basis der Trocknungsdiffusionsrechnung bestimmen /37, 82/. Beim massigen Bauteil mit einem innenseitigen Stahl liner - dieser liegt bei den Wänden und der Sohle eines LNG-Behälters stets vor - kann man von einem Hydratationsgrad $m \approx 1$ und von einem zeitunveränderlichem Wassergehalt in Linernähe ausgehen. Dort ist mit G_z , der Zuschlagmasse:

$$u_m \approx \frac{w - 0,25m}{1 + G_z/Z + 0,25m} \quad (3.6b)$$

Die mittlere Zylinderdruckfestigkeit des Betons kann für den Bereich tiefer Temperaturen wie folgt formuliert werden:

$$\beta_{C\vartheta} = \beta_{Co} + 12 u_m \left[1 - \left(\frac{\vartheta + 170}{190} \right)^2 \right] \quad (3.7)$$

Goto /31/ und Rostásy /82/ gelangen zu einer ähnlichen Beschreibung. Die absoluten Zuwächse bei TT fallen allerdings etwas geringer aus als nach Gl. (3.7). Okada et al. /68/ beschreiben den temperaturbedingten Zuwachs ebenfalls über eine quadratische Gleichung. Die Gültigkeit der dort angegebenen Berechnungsgleichung wird auf sehr feucht gelagerte Proben und auf Temperaturen $\vartheta \cong -100^\circ\text{C}$ beschränkt. Dieser Ansatz kann daher für eine allgemeine Beschreibung nicht befriedigen. Die Ergebnisse der Gl. (3.7) bei Verwendung unterschiedlicher Betonfeuchten sind in Bild 3.6 mit Versuchsergebnissen aus /117/ gegenübergestellt; die Übereinstimmung ist zufriedenstellend. Die Gültigkeit von Gl. (3.7) wurde für weitere Betongüten und -feuchten in /90/ nachgewiesen.

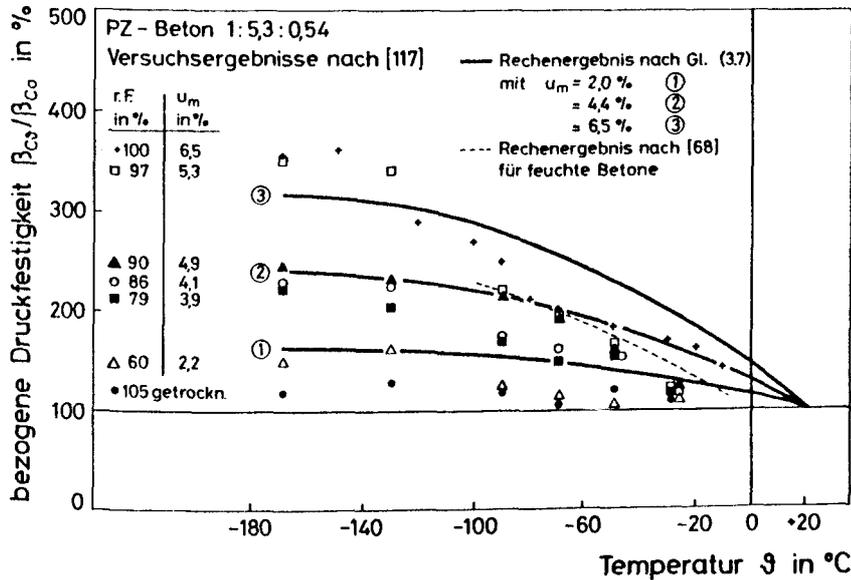


Bild 3.6: Betondruckfestigkeit im Bereich tiefer Temperaturen in Abhängigkeit von der Betonfeuchte, Vergleich Versuch und Rechnung

Die Druckdehnung unter der Zylinderdruckfestigkeit kann nach /82/ ebenfalls in Form

$$\epsilon_{c\vartheta} = \epsilon_{c_0} + \Delta\epsilon_{c\vartheta}$$

approximiert werden. Wie die Versuchsergebnisse in /90, 117/ ausweisen, zeigt die Betonbruchdehnung bei -80°C ein Maximum, so daß die Beschreibung für 2 Temperaturbereiche aufgesplittet werden muß.

$$20^\circ\text{C} \geq \vartheta \geq -80^\circ\text{C} : \epsilon_{c\vartheta} = \epsilon_{c_0} - \left[1 - \left(\frac{\vartheta + 80}{100} \right)^2 \right] \frac{u_m}{5} \quad (3.8)$$

$$-80^\circ\text{C} \geq \vartheta \geq -170^\circ\text{C} : \epsilon_{c\vartheta} = \epsilon_{c_0} - \frac{\vartheta + 170}{90} \frac{u_m}{5} \quad (3.9)$$

Rostásy gelangt in /82/ zu einer ähnlichen Formulierung, allerdings wird dort das Maximum der Bruchdehnung bei -60°C festgelegt. Die Übereinstimmung der Berechnungsgleichungen (3.8) und (3.9) mit TT-Versuchsergebnissen wird in /90/ gezeigt.

Die tiefemperaturbedingte Steigerung des Elastizitätsmoduls von Beton ist proportional zur Betonfeuchte und Temperatur:

$$E_{b\vartheta} = E_{b_0} + 4u_m \frac{20 - \vartheta}{190} \quad (3.10)$$

Mit Gl. (3.10) sind die Versuchsergebnisse befriedigend genau beschreibbar, vgl. /90/. In /68/ wird der TT-E-Modul in Abhängigkeit von der TT-Zylinderdruckfestigkeit formuliert, wobei eine Reihe von Einschränkungen beachtet werden müssen. Eine ähnliche Beschreibung des Elastizitätsmoduls, wie mit Gl. (3.10) vorgenommen, wird in /24/ vorgestellt, allerdings werden mit der angenommenen maximalen tiefemperaturbedingten Steigerung von 50% die Versuchsergebnisse unterschätzt. Der Einfluß der Betonfeuchte bleibt unberücksichtigt.

Die Spannungs-Dehnungs-Linien des Betons für mittigen Druck können bei RT als parabolisch verlaufend beschrieben werden, bei sinkenden Temperaturen zeigt sich ein zunehmend geradliniger Verlauf. Eine Approximation dieses Verhaltens gelingt nach /82, 90/ mit folgendem Ansatz:

$$\frac{\sigma}{\beta_{C\vartheta}} = 1 - \left(1 - \frac{\epsilon}{\epsilon_{C\vartheta}}\right)^n \quad (3.11)$$

$$\text{mit } n = 1 + \frac{\vartheta + 170}{170}, \quad 1 \leq n \leq 2$$

$\beta_{C\vartheta}$ und $\epsilon_{C\vartheta}$ sind mit Gln. (3.7), (3.8) und (3.9) berechenbar, so daß eine vollständige analytische Beschreibung der σ - ϵ -Linien möglich wird. Einen Vergleich zwischen Berechnungs- und Versuchsergebnissen zeigt Bild 3.7.

Die Veränderung der Betonzugfestigkeit bei tiefen Temperaturen wurde zumeist mit indirekten Methoden ermittelt, so daß eine abgesicherte analytische Beschreibung z.Z. nur für die Spaltzugfestigkeit möglich ist. In Anlehnung an die Schreibweise des CEB-FIP-Model Code erfolgt dies durch die Verknüpfung von Spaltzug- und Betondruckfestigkeit:

$$\beta_{S\vartheta} = c \cdot \beta_{C\vartheta}^{2/3} \quad (3.12)$$

mit $c = 0,3$ bis $0,56$; $c_m = 0,43$.

Ähnliche Schreibweisen werden von /31, 82/ vorgeschlagen, die allerdings die Zugfestigkeit etwas geringer einschätzen. Zu einem linearen Zusammenhang zwischen Zug- und Druckfestigkeit gelangen /40, 68/. Diese Formulierungen sind zusammen mit Gl. (3.12) in Bild 3.8 den Versuchsergebnissen aus /88, 90/ gegenübergestellt. Es zeigt sich, daß die linearen Ansätze nur unbefriedigend die Versuchsergebnisse beschreiben.

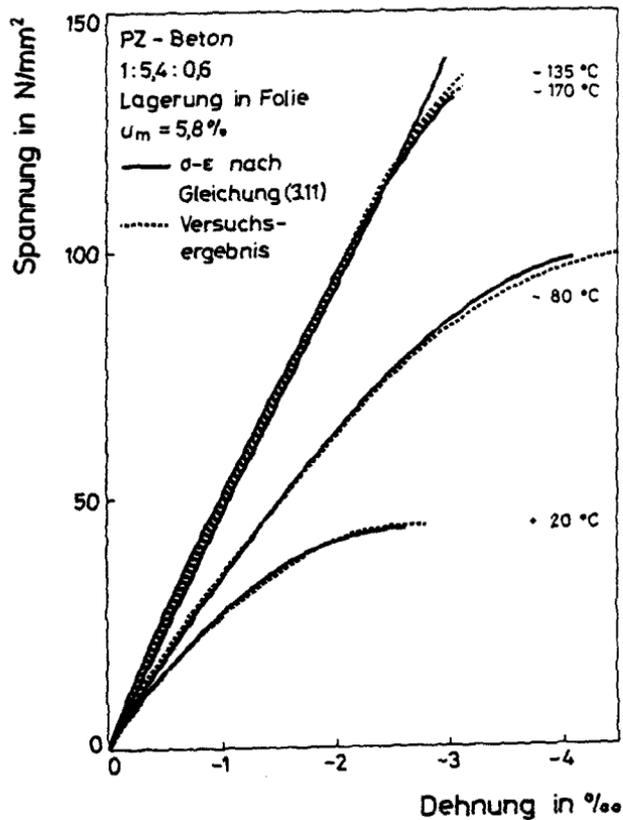


Bild 3.7: σ - ϵ -Linien für Beton (B45) in Abhängigkeit von der Tieftemperatur, Vergleich Versuch und Rechnung

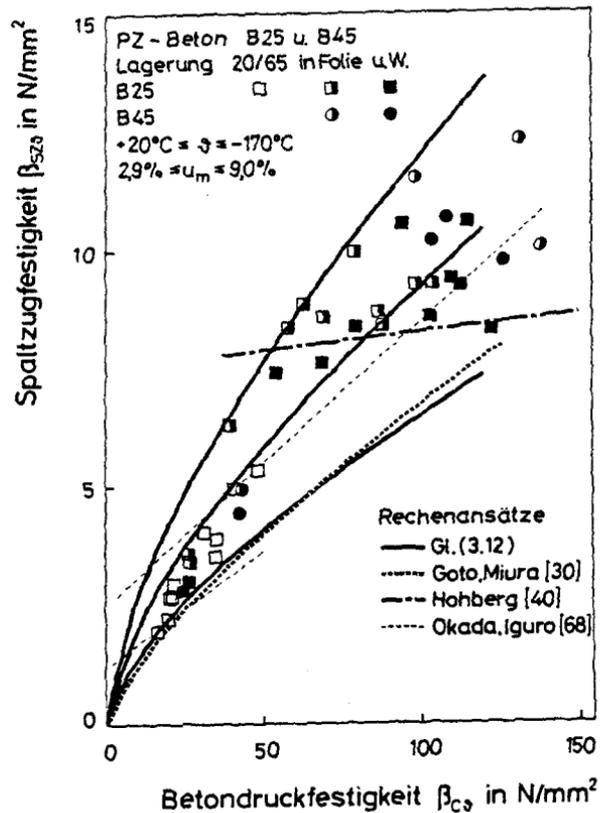


Bild 3.8: Zusammenhang zwischen Zylinderdruckfestigkeit und Spaltzugfestigkeit von Beton bei tiefen Temperaturen

Das Temperaturdehnverhalten von Beton im Tieftemperaturbereich wird von komplexen Zusammenhängen bestimmt. Zwar werden in /117/ systematische Versuchsergebnisse unter Berücksichtigung der wesentlichen Einflußgrößen vorgestellt, eine allgemeingültige analytische Beschreibung ist allerdings noch nicht gelungen. Solange die thermischen Dehnungen keine Expansionen aufweisen, diese treten nur bei feuchten Betonen auf, kann die Kontraktion des Betons in Abhängigkeit vom W/Z-Faktor beschrieben werden:

$$\varepsilon_{b\vartheta} = \alpha_{b\vartheta} (\vartheta - 20) \quad (3.13)$$

$$\alpha_{b\vartheta} = \left(\frac{273 + \vartheta}{6,55 \cdot w \cdot 10^{-10}} \right)^{\left(0,088 - \frac{w}{100} \right)} \cdot 10^{-6} \text{ [}^\circ\text{C}^{-1}\text{]} \quad (3.14)$$

Die Ergebnisse der Gleichungen (3.13) und (3.14) sind in Bild 3.9 für einen W/Z-Wert typischen Versuchsergebnissen gegenübergestellt. Es zeigt sich eine treffende Beschreibung, solange der Beton durch Lagerungsbedingungen kein zusätzliches Wasser aufnehmen konnte. Für die Beschreibung des thermischen Dehnverhaltens von Betonen mit hohen Feuchtegehalten für den Bereich tiefer Temperaturen wird in /116/ ein erster Ansatz vorgelegt, der jedoch von eigenen Versuchsergebnissen nicht bestätigt werden konnte.

Über weitere Eigenschaften von Beton bei tiefen Temperaturen, wie Kriechen, Temperaturleitfähigkeit, spezifische Wärmekapazität, Wärmeübergangszahl und Permeabilität (Gasdurchlässigkeit), wird in /24, 98/ ein Überblick über den Stand der Kenntnisse gegeben. Dieser ist sehr gering, so daß eine analytische Beschreibung z.Z. noch nicht gelingen kann. Eine endgültige Klärung des Einflusses tiefer Temperaturen auf diese Kenndaten muß noch in weiteren TT-Untersuchungen erfolgen /117/.

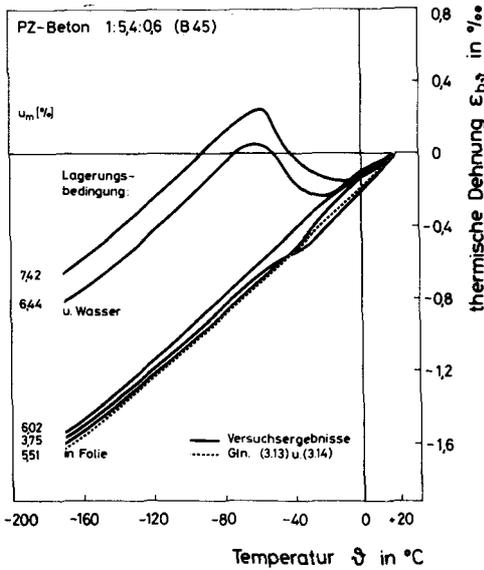


Bild 3.9: Thermische Dehnung von Beton mit $W/Z=0,6$ in Abhängigkeit von der Feuchte

3.5 Zusammenfassung

Die wichtigsten Kriterien bei der Beurteilung der Tieftemperatureignung sind beim Betonstahl eine ausreichende Duktilität auch im Bereich tiefer Temperaturen und beim Beton eine Begrenzung der Feuchte, so daß beim Abkühlen infolge von Eisbildung das Auftreten innerer Gefügezerstörungen und Risse bzw. verhindert wird. Festigkeiten, Steifigkeiten und Verformungsvermögen von Spann- und Bewehrungsstahl sowie von Beton bei tiefen Temperaturen sind in einer großen Anzahl unabhängiger Untersuchungen ermittelt worden, so daß ein abgesicherter Kenntnisstand vorliegt. Auf Grundlage dieser Untersuchungen gelang eine analytische Beschreibung der tieftemperaturbedingten Änderung dieser Kenndaten.

Noch ungelöst ist beim Betonstahl die Frage zur Nachweisführung der Sprödbrochbarkeit. Beim Beton fehlen i.w. ausreichende Untersuchungsergebnisse zum Kriechen und zur Permeabilität bei tiefen Temperaturen.

4. GRUNDLAGEN ZUM VERBUND ZWISCHEN BETON UND BEWEHRUNGSSTAHL

4.1 Mechanismus des Verbundes

Die kraftschlüssige und verschiebungsarme Kopplung zwischen Bewehrungsstab und dem diesen umgebenden Beton (bzw. zwischen Spannstahl und Einpreßmörtel) erfolgt durch Verbund. Er ermöglicht die Einleitung der Bewehrungszugkraft über Verbundspannungen in den Beton. Die Verbundwirkung umfaßt bekanntlich folgende Mechanismen:

- Haftverbund
- Scherverbund
- Reibungsverbund

Die Bereiche dieser Verbundmechanismen sind anhand einer typischen Verbundspannung -Verschiebungsbeziehung, wie sie in Ausziehversuchen gemessen wird, in Bild 4.1 angegeben.

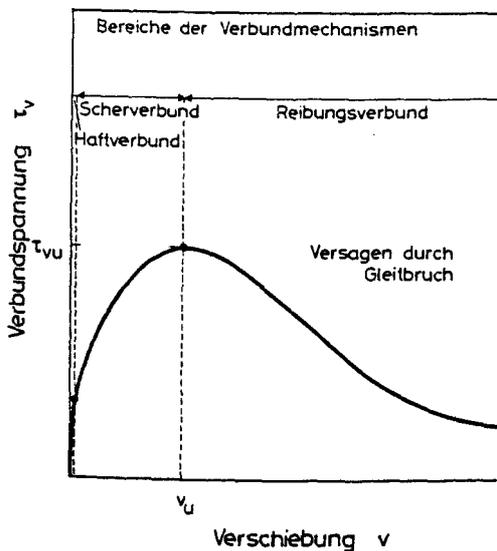


Bild 4.1: Qualitative Darstellung der Verbundspannung -Verschiebungsbeziehung gerippter Bewehrungsstäbe

Der Anteil des Haftverbundes am Verbundwiderstand ist bei gerippten Bewehrungsstählen von untergeordneter Bedeutung, der

wesentliche Anteil wird vom Scherverbund geleistet. Der Reibungsverbund ist nur bei glatten Rundstäben von Interesse, bei gerippten Stäben bestimmt er nach Überwindung der Verbundfestigkeit die Resttragfähigkeit, sofern kein vorzeitiges Versagen durch Sprengen auftritt.

Der für gerippte bzw. profilierte Bewehrungsstäbe wirksamste Verbundmechanismus, der Scherverbund, wird durch die mechanische Verzahnung zwischen Bewehrungsstab und Beton erzielt. Dabei stützen sich die Rippen des Bewehrungsstabes auf die zwischen den Rippen eingeschlossenen Betonkonsolen ab. Der sich in der Betonkonsole einstellende Spannungszustand, die durch hohe Teilflächenpressungen unter den Rippen hervorgerufenen Strukturveränderungen des Betons und die von den Rippen ausgehende innere Rißbildung bestimmen weitgehend das Tragvermögen des Verbundes.

Infolge der Ausstrahlung der über Verbund eingeleiteten Stahlzugkraft im Bereich der Betonkonsolen und infolge der Zwängung, hervorgerufen durch Kompression des Betons unter den Rippen, werden normal zur Druckstrebe Zugspannungen hervorgerufen. Diese erreichen schon bei niedrigen Beanspruchungen die Betonzugfestigkeit und führen zu einer radial verlaufenden Mikrorißbildung im Beton, siehe Bild 4.2. Diese Rißbildung wurde in /11, 30/ experimentell nachgewiesen. Die Ausstrahlung der Verbundkraft bewirkt die schräg geneigte Druckstrebe σ_D , diese besitzt die Komponenten σ_{rs} und τ_v . Die radiale Druckkomponente σ_{rs} erzeugt in der den Bewehrungsstahl umgebenden Betonschale in Umfangsrichtung wirkende Zugspannungen. Erreichen diese die Betonzugfestigkeit, so reißt die Betonschale von innen her in Längsrichtung auf. Mit weiterer Steigerung der Beanspruchung erreichen diese Längsrisse bei kleinen Betondeckungen die Betonoberfläche und bei weiterer Kraftsteigerung wird die umgebende Betonschale abgesprengt. Diese Verbundversagensart wird als Sprengbruch bezeichnet.

Eine große Betondeckung vermag die fortschreitenden Längsrisse aufzufangen. Das Verbundversagen tritt jetzt durch das Abscheren der Betonkonsolen ein, wobei auch örtliche Gefügezerstörungen des Betons unter den Rippen und die Aufweitung der Betonschale

infolge der inneren Rißbildung das Versagen beeinflussen. Diese Art des Verbundversagens wird als Gleitbruch bezeichnet.

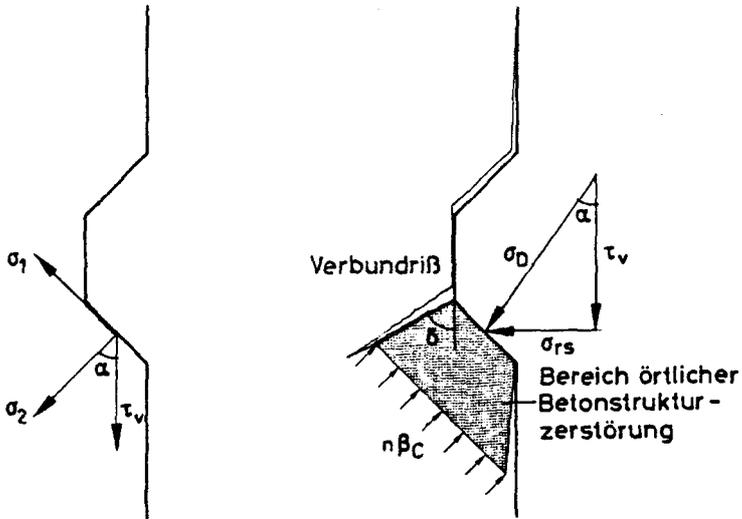


Bild 4.2: Kraftausstrahlung im Bereich der Betonkonsolen vor und nach innerer Rißbildung

Die elastischen und plastischen Verformungen der Betonkonsolen und die innere Rißbildung sowie die Dehnungen des Bewehrungsstabes äußern sich als Relativverschiebung zwischen Stab und Beton. Die infolge dieser Verschiebungen entlang der Achse eines Bewehrungsstabes auftretenden Spannungs- und Dehnungsverläufe lassen sich am Stabelement in differentieller Form anschreiben. Zur geschlossenen Formulierung müssen folgende Bedingungen vorausgesetzt werden:

- elastisches Verhalten von Beton und Stahl,
- Verbundspannungen entstehen aus Dehnungsdifferenzen zwischen Stahl und Beton,
- Ebenbleiben des Betonquerschnittes.

Durch Einführen der Verträglichkeits- und Gleichgewichtsbedingungen gelangt man zur bekannten Differentialgleichung des verschieblichen Verbunds /75/.

$$\frac{d^2 v(x)}{dx^2} = \frac{4}{d_s} \frac{1 + \eta \mu}{E_s} \tau_v(x) \quad (4.1)$$

Die Lösung von Gl. (4.1) erfolgt üblicherweise durch Einführung eines finiten Verbundgesetzes,

$$\tau_v(x) = f(v(x)) \quad (4.2)$$

das die Kopplung der Verbundspannung mit der örtlichen Verschiebung beschreibt. Bei Wahl bestimmter analytischer Formen für dieses Verbundgesetz ist die geschlossene Lösung der DGL möglich, vgl. /66/. Die Lösung bei beliebiger Form von Gl. (4.2) mittels numerischer Integration wird in /60/ beschrieben.

4.2 Experimentelle Möglichkeiten zur Bestimmung des Verbundwiderstandes

Die experimentelle Bestimmung des Verbundwiderstandes erfolgt in der Regel an kleinen Versuchskörpern mit überschaubaren Spannungszuständen. Wegen der Vielzahl der Einflüsse auf das Verbundverhalten werden diese Untersuchungen nicht an realen Stahlbetonbauteilen durchgeführt. Untersuchungen an Stahlbetonbauteilen dienen meist dem Nachweis der Übertragbarkeit der an kleinen Probekörpern ermittelten Verbundgesetze.

Bei der Ausbildung der Versuchskörper werden die Beanspruchungen unterschiedlicher Tragwerksbereiche nachgebildet. Die Arbeiten /17, 18, 86/ geben einen Überblick, wie hierbei vorgegangen wird. Die gebräuchlichen Versuchskörper sind in Bild 4.3 dargestellt. Sie unterliegen folgenden Spannungszuständen:

- Spleiß- und Dehnkörper: Simulierung der Zug- bzw. Biegezugzone im Bereich konstanter Momente, Beanspruchung des Stahls und des Betons durch Zug.

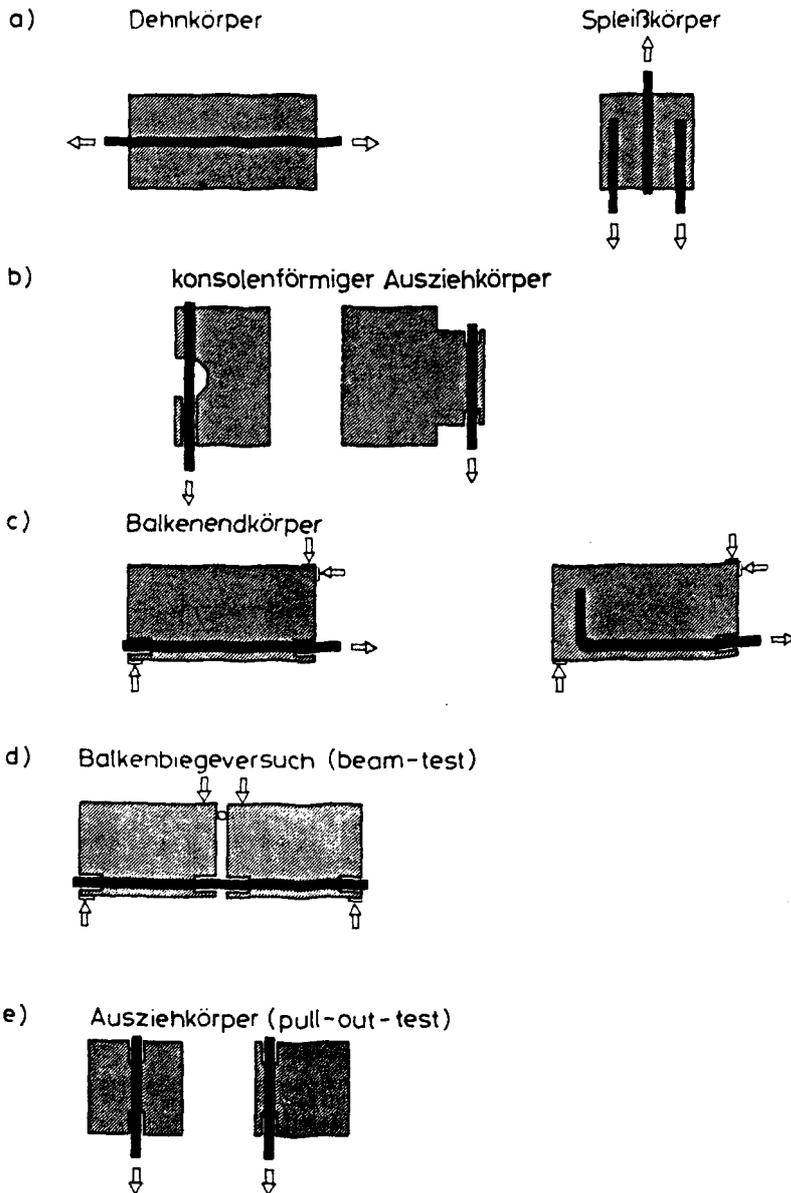


Bild 4.3: Gebräuchliche Versuchskörper für Verbunduntersuchungen

- Konsolenförmiger Ausziehkörper: Simulation des Biegezugbereiches, Beanspruchung des Stahls durch Zug und des Betons durch Schub.
- Balkenendkörper: Simulation der Verhältnisse bei der Verankerung der Bewehrung im Auflagerbereich, Beanspruchung des Stahls durch Zug und des Betons durch Schub- und Querdruck.
- Balkenbiegekörper und Ausziehkörper: Eine eindeutige Simulation eines Tragwerkbereiches ist nicht möglich, da räumliche Spannungszustände vorliegen.

Über die Vor- und Nachteile der verschiedenen Prüfverfahren wird in /48, 78/ berichtet.

Wegen der einfachen Versuchskörperform und -durchführung haben sich der Ausziehversuch (pull-out-test) und der Balkenversuch (beamtest) durchgesetzt. Mit diesen Versuchsarten ist die für Parameterstudien zum Verbundverhalten erforderliche Anzahl an Versuchskörpern am ehesten realisierbar. Form der Versuchskörper und Versuchsdurchführung sind in /23, 120/ festgelegt.

Die Übertragung der an Ausziehkörpern gewonnenen Gesetzmäßigkeiten auf das Verbundverhalten von Bewehrungsstäben in realen Stahlbetonbauteilen ist jedoch nur begrenzt möglich, da im Ausziehkörper

- infolge dessen querdehnungsbehinderter Auflagerung und wegen der Gewölbewirkung der Auflagerkräfte ein Querdruck auf den Bewehrungsstab wirkt,
- nur die mittlere Verbundspannung bestimmt werden kann und weil
- die Verschiebung zwischen Beton und Bewehrungsstab im allgemeinen nur an den Enden der Verbundlänge gemessen werden kann.

Durch Einführung einer verbundfreien Vor- und Nachlänge sowie durch eine kurze Verbundlänge können die angeführten Nachteile zwar verringert, aber nicht gänzlich ausgeschaltet werden. Trotz

dieser unbestreitbaren Nachteile ist der Ausziehkörper für vergleichende Verbunduntersuchungen gut geeignet. Durch sein gegenüber anderen Verbund-Versuchskörpern begrenztes Betonvolumen sind zudem eigenspannungsfreie Temperaturabsenkungen bzw. -erhöhungen mit nur geringem Aufwand möglich. Bei Verbunduntersuchungen bei tiefen Temperaturen können durch Verwendung von Ausziehkörpern die anfallenden Kühlkosten begrenzt werden.

4.3 Kenntnisstand zum Verbundverhalten

4.3.1 Verbundverhalten bei normalen Temperaturen (RT)

Die Größe des Verbundwiderstandes wird von zahlreichen Einflüssen bestimmt, die zum einen von den Eigenschaften der Baustoffe und zum anderen von den geometrischen Verhältnissen herrühren. Die Einflüsse umfassen folgende Größen:

- Betongüte
- Zusammensetzung und Konsistenz des Betons
- Zuschlagart
- Betonfeuchte
- Oberflächenausbildung des Bewehrungsstabes
(bezogene Rippenfläche)
- Betondeckung und Querbewehrung
- Verbundlage
- Beanspruchungsrichtung in bezug zur Betonierichtung.

Des weiteren sind die

- Beanspruchungsart und -dauer
- Beanspruchungsgeschwindigkeit
- Höhe der Stahlspannung bzw. Stahldehnung
- Temperatur

von Einfluß.

Mit der Wirkung dieser Parameter auf das Verbundverhalten einbetonierter Bewehrungsstäbe haben sich viele Arbeiten befaßt. Systematische Zusammenfassungen der bisherigen Forschung sind in

/17, 18, 86/ enthalten, so daß hier ein kurzer Überblick über die wesentlichen Ergebnisse genügt. Folgende Gesetzmäßigkeiten können als abgesichert angesehen werden:

- Der Verbundwiderstand steht in unmittelbarem Zusammenhang mit der Betondruckfestigkeit. Neuere Arbeiten geben, besonders bei kleinen **Betondeckungen**, eine Proportionalität zwischen der Verbundspannung und der Betonfestigkeit an.
- Die Vergrößerung der bezogenen Rippenfläche hat eine lineare Zunahme des Verbundwiderstandes zur Folge.
- Der Verbundwiderstand hängt von der Lage des Bewehrungsstabes beim Betonieren ab. Er beträgt bei stehenden und gegen die Setzrichtung des Betons gezogenen Bewehrungsstäben (Verbundbereich I) etwa das Doppelte von dem obenliegender Bewehrungsstäbe (Verbundbereich II).
- Eine Verringerung der Betondeckung vergrößert die Sprengrißgefahr.
- Die Betonzusammensetzung, die Zuschlagart und der Durchmesser des Bewehrungsstabes wirken sich auf das Verbundverhalten nur wenig aus.

Während die Einflüsse aus den Baustoffeigenschaften und der Geometrie in einem einheitlichen Verbundmodell beschrieben werden können, ist dies zur Zeit für die Einflüsse aus den Belastungszuständen noch nicht möglich, zumal einige dieser Einflüsse noch nicht endgültig geklärt sind.

Daher wird hier bezüglich der letztgenannten Einflüsse auf die Literatur verwiesen, die den Stand der Forschung enthält. Der Einfluß der Belastungsgeschwindigkeit auf das Verbundverhalten kann durch die Arbeiten /38, 115/ als i.w. geklärt angesehen werden. Zum Einfluß der Belastungsdauer und nicht ruhender Belastung werden mit /87/ neue Forschungsergebnisse vorgestellt, in /20/ wird der Einfluß der Höhe der Stahlspannung bzw. der Stahldehnung behandelt. In /97/ wird über den Einfluß hoher

Temperaturen umfassend berichtet. Über den Einfluß niedriger Temperaturen liegen nur wenige Arbeiten vor; hierüber wird in Abschnitt 4.3.2 berichtet.

4.3.2 Verbundverhalten bei tiefen Temperaturen (TT)

Durch tiefe Temperaturen werden die mechanischen Eigenschaften der Baustoffe nachhaltig verändert. Dies gilt besonders für die Betonfestigkeit in Abhängigkeit von Feuchte und Porosität des Betons /117/. Dies, sowie die bei Abkühlung auftretenden Unterschiede im thermischen Dehnverhalten von Stahl und Beton /91/, lassen erwarten, daß die bei RT gültigen Gesetzmäßigkeiten des Verbundverhaltens nicht ohne weiteres auf den TT-Bereich übertragen werden können. Die wenigen, vorliegenden Arbeiten zum Verbundverhalten bei tiefen Temperaturen /3, 24, 31, 32, 64, 65, 69, 88, 89, 90, 98, 99, 114, 121/ zeigen i.w. nur Tendenzen. Eine analytische Beschreibung ist aber mit ihnen wegen fehlender systematischer Untersuchungen nicht möglich.

Erste Untersuchungen zum TT-Verbund wurden in Japan durchgeführt. In /31, 32/ werden Ergebnisse von Ausziehversuchen mit unterschiedlichen Verbundlängen vorgestellt. Die Probekörper wurden 7 Tage unter Wasser gelagert, die Versuchsdurchführung erfolgte schon 9 Tage nach Herstellung der Proben. Bei -160°C ergibt sich unabhängig von der Verbundlänge eine etwa 2,5fache Steigerung des Verbundwiderstandes gegenüber RT. Goto stellt fest, daß die Zunahme des Verbundwiderstandes durch tiefe Temperaturen mit jener der Betondruckfestigkeit vergleichbar ist.

Der Einfluß der Betonfeuchte wird in /121/ untersucht. In Ausziehversuchen mit glatten und gerippten Stäben werden die Lagerungsart (unter Wasser und 20/65) sowie der W/Z-Faktor als Parameter eingeführt. Der Einfluß tiefer Temperaturen wird nur bis -70°C untersucht, vgl. Bild 4.4. Für gerippte Stähle wird für -196°C eine ähnliche Verbundverfestigung wie für -70°C angegeben, wobei sich die Angaben der Verbundspannungen immer auf eine Stabendverschiebung von $v = 0,1$ mm beziehen. Angaben zur Verbundfestigkeit und zum Verbundversagen fehlen.

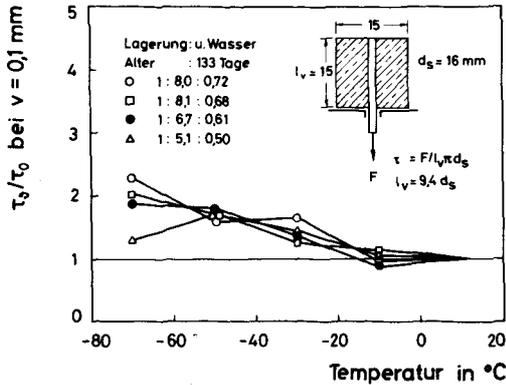


Bild 4.4: Bezogene Verbundspannung bei einem Endschlupf von 0,1 mm in Abhängigkeit von der Temperatur /121/

Über Untersuchungen an Übergreifungsstößen im Temperaturbereich +70°C bis -150°C wird in /64, 65/ berichtet. Neben der Lagerungsart (unter Wasser, 20/50) wird der Einfluß der Querbewehrung untersucht. Auch hier werden wie in /31/ die Untersuchungen an sehr jungem Beton durchgeführt. Die Versuchsergebnisse weisen im Mittel eine Verdoppelung der Verbundfestigkeit bei -150°C gegenüber RT aus.

Erste analytische Ansätze zur Beschreibung des Verbundverhaltens bei tiefen Temperaturen auf Basis von Ausziehversuchen werden in /69, 98/ vorgestellt. Bei den Ausziehversuchen wurden die Betonfeuchte und die bezogene Rippenfläche des Bewehrungsstahles variiert. Eine systematische Untersuchung des Einflusses der Prüftemperatur im Bereich +20°C bis -170°C erfolgte nicht. Da die TT-Versuche keine Aussagen zum Verbundversagen lieferten, sondern schon bei kleinen Verschiebungen $v \approx 0,1 \text{ mm}$ abgebrochen werden mußten, konnte hier nur die anfängliche Versteifung infolge TT angegeben werden, s. Bild 4.5. Der in den Rechengesetzen angenommene Bezug auf die Betondruckfestigkeit bei RT ist unbefriedigend.

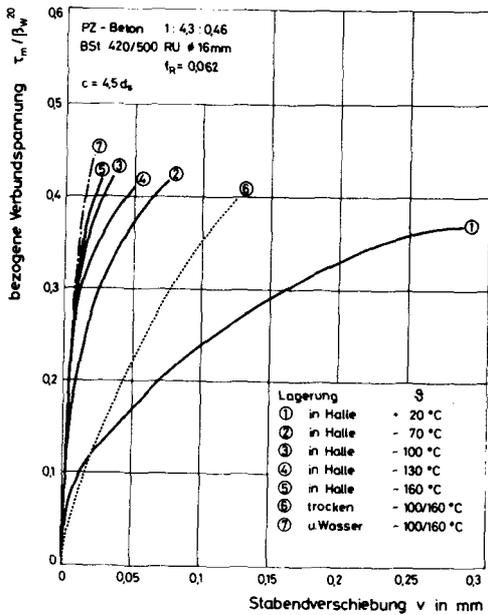


Bild 4.5: Mittlere Verbundspannung - Verschiebungskurven nach /69/

Den Einfluß von Luftporenbildnern bei Leicht- und Konstruktionsbeton auf die TT-Verbundeigenschaften behandelt /3/. Leider sind die Angaben zum Beton, zu den mechanischen Eigenschaften der Baustoffe bei TT und zu den Ausziehversuchen unvollständig.

Über geplante "beam-tests" bei tiefen Temperaturen wird in /114/ berichtet. Angaben erfolgen lediglich zum Versuchsaufbau und zur Versuchsdurchführung, Versuchsergebnisse werden nicht vorgestellt. Weitere Versuchsergebnisse sind in /88 bis 90, 92/ enthalten. Über sie wird u.a. in Abschnitt 5 berichtet werden.

Diese kurze Darstellung zeigt, daß der Kenntnisstand zum Verbundverhalten bei tiefen Temperaturen noch sehr begrenzt ist. Dies weist auch die Zusammenfassung in /24/ aus.

5. EIGENE UNTERSUCHUNGEN ZUM EINFLUSS TIEFER TEMPERATUREN AUF DAS VERBUNDVERHALTEN

5.1 Vorbemerkungen

Der heutige Kenntnisstand zum Verbund zwischen Bewehrungsstahl und dem diesen umgebenden Beton bei tiefen Temperaturen ist bereits in Abschnitt 4.3.2 umrissen worden. Verglichen mit jenem für Normaltemperatur ist dieser noch sehr begrenzt. Dazu tragen zum einen die geringe Anzahl an experimentellen Arbeiten, zum anderen die in diesen Arbeiten gewählten Versuchsbedingungen bei, wie z.B.: sehr junger Beton, undefinierte Abkühlung, geringe Variation der Prüftemperatur, Versuchsabbruch vor dem Verbundversagen u.a.m.. Weiter mangelt es an Angaben zu den mechanischen Eigenschaften der Baustoffe und an der Dokumentation der Versuchsergebnisse. Auf Grundlage der bisherigen Arbeiten ist somit eine allgemeine Beschreibung des Verbundverhaltens bei tiefer Temperatur, mit der neben der tieftemperaturbedingten Verfestigung des Verbundwiderstandes auch typische Änderungen in den τ_v -v-Beziehungen sowie des Verbundversagens erfaßt werden kann, nicht möglich.

Um den Einfluß tiefer Temperaturen auf das Verbundverhalten umfassend aufzuzeigen, war es daher erforderlich, diesen in einem breit angelegten, zusammenhängenden Versuchsprogramm nachzugehen. Neben der systematischen Änderung der Tieftemperaturbeanspruchung sollten in den Versuchen die anderen, das Verbundverhalten wesentlich beeinflussenden Parameter sowie die die mechanischen Tieftemperatureigenschaften der Baustoffe bestimmenden Einflüsse berücksichtigt werden. Aus der Vielzahl der möglichen Parameter mußte vorerst eine Beschränkung auf die wesentlichen Einflußgrößen vorgenommen werden. Diese sind:

- Versuchstemperatur, in der Regel:
+20, -40, -60, -80, -100, -135, -170°C
Stichpunkte:
-110, -120, -140, -160°C
- Betongüte:
B 25, B 45, B 55

- Lagerungsart:
bei 20°C und 65% rel. Feuchte; versiegelt in Folie; unter Wasser
- bezogene Rippenfläche:
 $f_R = 0,058; 0,067; 0,087$ und glatte Stäbe
- Betondeckung:
 $c = 2 d_s$ und $5 d_s$
- Lage des Bewehrungsstabes im Probekörper:
mittig, Randlage, Ecklage
- Querbewehrung:
 $A_{sq} = 0,15 A_{s1}$ und $0,40 A_{s1}$
- zyklische Temperaturänderung:
 $\Delta T = -110^\circ\text{C}$
 $T_o = +20^\circ\text{C}, T_u = -90^\circ\text{C}$
mit und ohne Vorlast
- Zahl der Zyklen:
 $z = 1, 3, 5, 10, 15$

Im folgenden werden die typischen Ergebnisse der Verbunduntersuchungen dargestellt. Die vollständige Dokumentation aller Versuchsergebnisse ist in Forschungsberichten, siehe /88, 90, 92/, enthalten. In diesen wird auch die detailliertere Beschreibung der Versuchsplanung und -durchführung sowie der mechanischen Eigenschaften der verwendeten Baustoffe bei RT und TT gegeben.

5.2 Versuchskörper der TT-Ausziehversuche

Der Einfluß tiefer Temperaturen auf das Verbundverhalten wurde in Ausziehversuchen - "pull out test" studiert. In diesen wurden zylindrische und kubische Betonkörper als Versuchskörper verwendet, wobei der zylindrische bei den zentrischen Ausziehversuchen angewendet wurde und der kubische im wesentlichen bei den exzentrischen. Die Ausbildung der Versuchskörper entspricht den Empfehlungen von RILEM/CEB/FIP, vgl. /23/. Danach beträgt der Durchmesser der Körper etwa das Zehnfache des Durchmessers des Bewehrungsstabes d_s und die verbundfreie Vorlänge $5 d_s$. Die Verbundlänge sollte nach /23/ ebenfalls $5 d_s$ betragen. Wie Versuche aber zeigten, war bei den Tieftemperaturversuchen eine

Verringerung der Verbundlänge erforderlich, siehe Abschnitt 5.4.2. Sie wurde bei allen weiteren Probekörpern einheitlich mit $3 d_s$ eingestellt. Zur Erzielung einer einheitlichen Temperaturverteilung innerhalb der Verbundzone war außerdem am oberen lastfreien Stabende eine verbundfreie Länge von $\sim 4 d_s$ erforderlich. Die Ausbildung der Versuchskörper und deren Abmessungen ist in Bild 5.1 dargestellt, in dem auch die Zuordnung der Parameter zu den einzelnen Versuchskörpern tabellarisch angegeben ist.

Die Verbundlage der Bewehrungsstäbe entspricht dem Verbundbereich I gemäß DIN 1045 Abs. 18.4. Die Zugrichtung im Ausziehversuch entspricht der Betonierichtung.

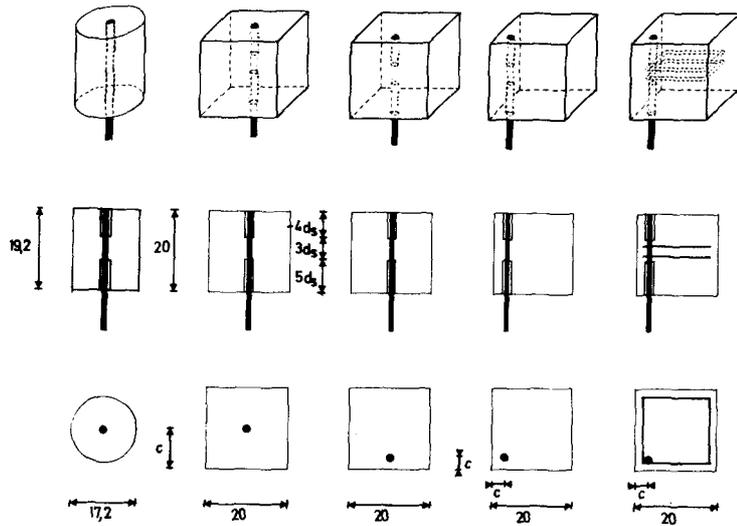
Die Ausziehkörper wurden in einer besonderen Schalung hergestellt. Diese ermöglichte neben der beliebigen Einstellung von Betondeckung und Verbundlänge, vor allem die unverschiebliche Halterung des Bewehrungsstabes normal zur Aufstandsfläche der Ausziehkörper /88/.

Nach dem Betonieren verblieben die Versuchskörper 7 Tage bei feuchter Nachbehandlung in der Schalung. Anschließend wurden sie bis zur Versuchsdurchführung im Alter von in der Regel mehr als 150 Tagen bei unterschiedlichen Bedingungen gelagert. Mit der Lagerungsdauer sollte neben der abgeschlossenen Erhärtung des Betons eine möglichst gleichmäßige Feuchteverteilung in den Versuchskörpern erreicht werden.

Die Lagerung der Ausziehkörper erfolgte bei folgenden Bedingungen:

- 20°C und 65% rel. Luftfeuchte (20/65)
- versiegelt in Folie (i.F.)
- unter Wasser (u.W.)

Durch die Lagerungsbedingungen können die wesentlichen Grenzfeuchten von Stahl- bzw. Spannbetonbauteilen für LNG-Behälter realisiert werden. Die Lagerung im Normklima 20/65 entspricht Feuchteverhältnissen wie sie an freien Oberflächen von Stahl-



Beton	B25;B45;B55	B25	B25	B25	B25
Lagerungs- bedingung	20 C/65% r.F. in Folie unter Wasser	in Folie	in Folie	in Folie	in Folie
Betonstahl	BSt 220/340 GU BSt 420/500 RU BSt 420/500 RUS BSt 1100	BSt 420/500 RUS			
Stabdurch- messer d_s	8/16/18	16/18	16/18	16/18	16
bezogene Rip- penfläche f_R	0,058 0,067 0,072 0,076	0,058 0,076 0,087	0,058 0,076 0,087	0,058 0,076 0,087	0,087
Betondeckung c	$5 d_s$ $10 d_s$	$5 d_s$	$2 d_s$	$2 d_s$	$2 d_s$
Querbewehrung A_{sq}					$d_{sB} = 6 \text{ u. } 10 \text{ mm}$ $0,15 \text{ u. } 0,40 A_{s1}$
Prüf- temperatur	RT/TT TT-Zyklen mit u. ohne Vorlast	RT/TT	RT/TT TT-Zyklen	RT/TT TT-Zyklen	RT/TT
Verbundlänge	$5d_s/4d_s/3d_s$	$3 d_s$	$3 d_s$	$3 d_s$	$3 d_s$

Bild 5.1: Versuchskörper und Prüfparameter der Tieftemperatur-Ausziehversuche

beton- und Spannbetonbauteilen auftreten. Durch die versiegelte Lagerung, bei der der ursprüngliche Wassergehalt der Proben während der Lagerungszeit unverändert bleibt, wird ein Zustand erreicht, wie er in massigen Bauteilen vorliegt. Für unterirdische Bauweisen von LNG-Behältern kann mit Lagerung der Proben unter Wasser ein ähnlicher Feuchtezustand wie jener der äußeren Konstruktionsteile erreicht werden.

Bei den Verbunduntersuchungen wurden unterschiedliche Betongüten und unterschiedliche Bewehrungsstähle verwendet. Die wesentlichen mechanischen Eigenschaften der verwendeten Baustoffe bei Raumtemperatur enthalten die Tabellen 5.1 und 5.3. Die Materialeigenschaften bei tiefen Temperaturen können mit den Ansätzen nach Abschnitt 3 erfaßt werden, die entsprechenden TT-Prüfergebnisse enthalten die Forschungsberichte /88, 90/. Beispielhaft für eine Betongüte und eine Stahlart sind diese Prüfergebnisse

Tab. 5.1: Zusammensetzung der verwendeten Betone und Prüfergebnisse bei Raumtemperatur

Betongüte		B25	B45	B55	Lagerungsart
Mischungsverhältnis in GT % (Zement:Zuschlag:Wasser)		1:6,4:0,8	1:5,4:0,6	1:4,5:0,43	
Zementgehalt in kg/m ³		286	339	409	
Zuschlag in GT %					
0/ 2mm		50	30	35	
2/ 8mm		40	48	25	
8/16mm		10	22	40	
$\beta_{w,28}$	N/mm ²	32	52	67	Normlagerung
β_c	N/mm ²	22 29 30	42 46	55	20/65 in Folie unter Wasser
β_{sz}	N/mm ²	2,7 3,6 2,9	4,9 4,4	3,1	20/65 in Folie unter Wasser
E_b	kN/mm ²	18,0 23,3 23,8	26,7 27,6	42,0	20/65 in Folie unter Wasser
u_m	%	2,9 6,4 9,0	5,5 7,4	4,9	20/65 in Folie unter Wasser

Probeformen : Würfel 20/20/20/ cm³ ; Zylinder ϕ 15 cm/30 cm

Tab. 5.2: Ergebnisse von Druck- und Spaltzugversuchen an Beton B45 in Abhängigkeit von Temperatur und Betonfeuchte (Mittelwerte)

Lagerungsart	u_m	ϑ	E_b	β_c	ϵ_b	β_{SZ}
	M.-%	$^{\circ}C$	kN/mm^2	N/mm^2	‰	N/mm^2
in Folie	5,50	+ 20	28,2	43,4	2,6	4,9
		- 80	36,1	98,4	4,1	11,6
		- 135	49,7	131,0	3,0	12,4
		- 170	50,0	138,4	3,0	10,5
unter Wasser	7,40	+ 20	27,3	42,4	2,9	4,4
		- 80	45,0	103,4	3,6	10,2
		- 135	61,8	126,7	2,5	9,8
		- 170	65,8	108,0	2,6	10,7

Probeform: Zylinder \varnothing 8 cm, h = 16 cm

Tab. 5.3: Eigenschaften der verwendeten Betonstähle bei Raumtemperatur

Betonstahlgüte	d_s	$R_{p0,2}$	R_m	A_{10}	f_R
	mm	N/mm^2	N/mm^2	%	--
BSt 220/340 GU	16	260	344	38,8	$(R_m = 0,075 \text{ mm})^2$
BSt 420/500 RU	16	575	790	16,4	
BSt 420/500 RUS	16	438	635	22,1	0,058
	8	467	593	26,3	0,067
BSt 1100 ¹⁾	16	545	645	19,0	0,087
	8	467	593	26,3	0,072
BSt 1100 ¹⁾	18	1204	1402	9,0	0,076

1) Spezialanfertigung mit Rippung nach DIN 488

2) R_m hier Rauhtiefe

Tab. 5.4: Ergebnisse von Zugversuchen an Bewehrungsstahl BSt 420/500, \varnothing 16mm in Abhängigkeit von der Prüftemperatur (Mittelwerte)

ϑ	E_s	$R_{p0,01}$	$R_{p0,2}$	$R_{p1,0}$	R_m	A_g
$^{\circ}C$	N/mm^2	N/mm^2	N/mm^2	N/mm^2	N/mm^2	%
+ 20	205730	412	484	531	710	10,5
- 100	212070	539	586	595	766	6,7
- 165	229870	724	801	811	950	6,2

in Abhängigkeit von der Temperatur in den Tabellen 5.2 und 5.4 dargestellt.

5.3 Versuchsdurchführung

Für die Ausziehversuche wurde ein Versuchsstand konzipiert, der sowohl das geregelte Abkühlen wie die weggeregelte Beanspruchung der Versuchskörper erlaubte. Folgende Besonderheiten des Versuchsstandes, der Versuchsdurchführung und der Meßverfahren sind hervorzuheben:

- 1) Die Ausziehkörper wurden nach Einbau in den Versuchsstand in einer Kältekammer abgekühlt. Als Kühlmedium diente Flüssigstickstoff, der mit Hilfe eines Propellers gleichmäßig im Kühlraum zerstäubt wurde. Die Abkühlgeschwindigkeit wurde zu $\dot{\vartheta} = 0,5^\circ\text{C}/\text{min}$ gewählt. Hierdurch konnten die Temperaturgradienten und daraus resultierende Eigenspannungen auf ein Maß begrenzt werden, daß ihr Einfluß auf die Tieftemperatur-Versuchsergebnisse vernachlässigbar gering blieb /90, 92/. Bei Erreichen der vorgesehenen Prüftemperatur wurde diese solange konstant gehalten, bis eine Homogenisierung der Versuchskörpertemperatur erreicht war. Eine entsprechende Art der Temperaturregelung wurde auch bei zyklischer Tieftemperaturbeanspruchung angewendet ($\dot{\vartheta} = -0,5^\circ\text{C}/\text{min}$; $\dot{\vartheta} = \text{const}$; $\dot{\vartheta} = +0,5^\circ\text{C}/\text{min}$; $\dot{\vartheta} = \text{const}$; u.s.w.).
- 2) Im Tieftemperaturbereich ist, wie später noch gezeigt wird, gerade der Verbundwiderstand im Bereich der Höchstlast, wegen der dort auftretenden Sprünge in den τ_v -v-Beziehungen, von Interesse. Um ein durch die Versuchssteuerung bedingtes schlagartiges Verbundversagen auszuschließen, kam daher eine Kraftregelung der Ausziehversuche nicht in Frage.

Die Möglichkeit der Wegregelung der Versuche über die aufgenommene Stabendverschiebung mußte wegen der Unstetigkeiten infolge des Haftverbundes und der Verschiebungssprünge bei TT fallengelassen werden. Als Kompromiß wurde daher der Kolbenweg des Hohlkolbenzylinders als Steuergröße für die Belastung der Ausziehkörper gewählt. Die Abzugsgeschwindigkeit des Kol-

bens wurde einheitlich zu $v_k = 1 \text{ mm/min}$ gewählt. Bei der nach dem Kolbenweg geregelten Versuchssteuerung ergibt sich nach einer kurzen Einschwingphase eine nahezu gleichmäßige Kraftzunahme und damit auch eine gleichmäßige Verbundspannungszunahme. Erst im Bereich der Höchstlast fällt, bleiben tieftemperaturbedingte Verschiebungssprünge unberücksichtigt, die Belastungsgeschwindigkeit ab. Dagegen nimmt jetzt die Endverschiebung gleichmäßig zu. Den Zeitschrieb von 2 Ausziehversuchen (Prüf­temperatur $+20^\circ\text{C}$ und -135°C) mit der zeitabhängigen Änderung des Kolbenwegs, der Kraft und der Stab­endverschiebung zeigt beispielhaft Bild 5.2.

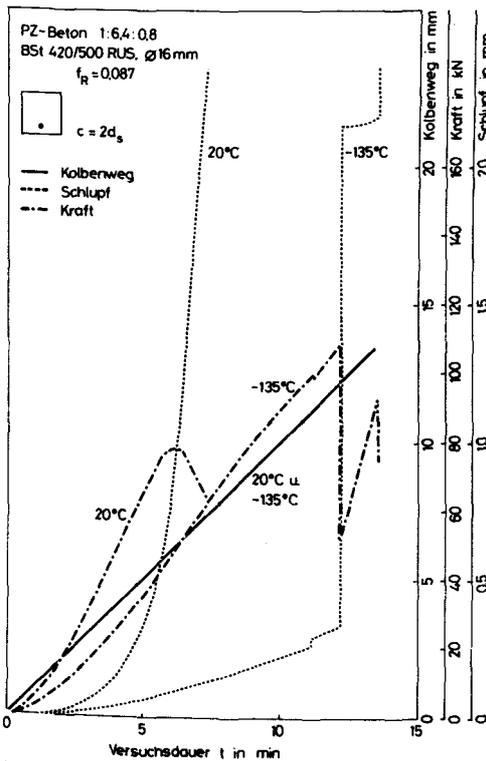


Bild 5.2: Meß- und Steuergrößen im Ausziehversuch in Abhängigkeit von der Zeit und der Prüf­temperatur

- 3) Die Messung der Stabendverschiebung bei TT-Ausziehversuchen erfolgte mit Hilfe eines Quarzglasdilatometers bzw. mit einem baugleichen aus Invar-Stahl. Auf der lastabgewandten Seite tastet ein Quarzrohr die Oberfläche des Betons an und ein in

diesem Rohr geführter Quarzstab das Ende des Bewehrungsstabes. Bedingt durch die Durchmesseraufweitung des Quarzrohres im Aufstandsbereich zur Erzielung einer ausreichenden Stand-sicherheit des Dilatometers ergab sich zwischen den Tastpunkten am Beton und Stahl ein Abstand von rd. 1,5 bis 2,5 d_s (abhängig von der Lage des Bewehrungsstabes). Quarzstab und -rohr werden aus der Kältekammer herausgeführt, so daß außerhalb der Kammer durch Differenzmessung zwischen Quarzrohr und -stab die Relativverschiebung (Schlupf) mit einem handelsüblichen induktiven Wegaufnehmer gemessen werden kann.

Während eines Ausziehversuches wurden

- die Zugkraft
- der Kolbenweg des Hohlkolbenzylinders
- die Stabendverschiebung am unbelasteten Stabende
- die äußeren Betondehnungen bei Versuchen mit exzentrischer Stablage
- die Temperatur der Kältekammer

gemessen und kontinuierlich über die Zeit aufgezeichnet. In einer gesonderten Versuchsreihe waren innerhalb der Verbundlänge beidseitig je 4 tieftemperaturgeeignete DMS in einer Nut angeordnet. Während dieser Versuche wurden zusätzlich die Stahldehnungen kontinuierlich über die Zeit registriert.

5.4 Ergebnisse der TT-Ausziehversuche

5.4.1 Allgemeines

Die Variation der in Bild 5.1 angegebenen Parameter erfolgte in einzelnen Versuchsserien, innerhalb derer durch Variation der Prüftemperatur der Einfluß tiefer Temperaturen angegeben werden kann. Je Prüftemperatur wurden in der Regel 3 Versuche durchgeführt. Wegen der großen Anzahl der damit verbundenen Versuche werden zur Erzielung einer übersichtlichen und dabei auch möglichst vollständigen Darstellung die Ergebnisse gleicher Versuche bzw. Versuchsserien zusammenfassend dargestellt und durch typische Einzelergebnisse ergänzt. Zur Darstellung der

τ_v -v-Kurven wird das mittlere der drei Versuchsergebnisse verwendet, bei allen anderen Darstellungen der Mittelwert der Versuchsergebnisse, wobei, soweit übersichtlich möglich, die Streubreite der Ergebnisse mit eingetragen wird.

Trotz der gewählten, kurzen Verbundlänge von $l_v = 3 d_s$ übertraf bei TT in einigen Fällen die Verbundfestigkeit die Zugfestigkeit des Bewehrungsstahls. Da bei Stahlversagen eine Zerstörung des empfindlichen Meßsystems drohte, wurden diese Versuche nahe der TT-Zugfestigkeit des Stahls abgebrochen. Die bei einem Versuchsabbruch aufgezeichneten Verbundspannungen und Verschiebungen sind in den folgenden Darstellungen mit gesonderter Symbolik enthalten, so daß mit ihnen eine sichere untere Grenze zur Verbundfestigkeit angebar ist.

5.4.2 Einfluß der Verbundlänge

Bei der Auswertung von Ausziehversuchen wird davon ausgegangen, daß es berechtigt ist, von einer annähernd gleichmäßigen Verteilung der Verbundspannungen entlang der Verbundlänge auszugehen /23, 75/. Diese Voraussetzung ist nach /75/ bei RT und bei Verbundlängen $l_v < 7 d_s$ näherungsweise gegeben. In Ausziehversuchen mit mittig angeordnetem Bewehrungsstab BSt 420/500 RUS, \emptyset 8 mm und Verbundlängen $l_v = 3 d_s$ bis $5 d_s$ wurde überprüft, ob diese Voraussetzung im Tieftemperaturbereich gültig bleibt. In Bild 5.3 sind Ergebnisse dieser Versuche bei einer Versuchstemperatur von -60°C dargestellt. Die mittleren Verbundfestigkeiten bei Verbundlängen von $4 d_s$ und $5 d_s$ fallen gegenüber der bei $l_v = 3 d_s$ um ca. 10% bzw. 25% ab. Auch Verbundlängen $l_v < 7 d_s$ üben noch einen Einfluß auf die mittleren Versuchsergebnisse aus.

Zur Bestimmung der Verteilung der Verbundspannungen entlang der gewählten Verbundlänge von $l_v = 3 d_s$ wurden Ausziehversuche mit zentrischer Lage des Bewehrungsstabes durchgeführt, bei denen mit innerhalb der Verbundlänge in einer Nut des Stabes angeordneten DMS die Stahldehnungen ermittelt wurden. Mit diesen ist die Berechnung der Stahlspannungen und Verbundspannungen möglich. Es ist bekannt, daß diese Art der Bestimmung der Verbundspannung sehr empfindlich gegenüber kleinen Meßfehlern ist. Dies

muß bei der quantitativen Beurteilung der rechnerischen Verbundspannungen berücksichtigt werden, die qualitative Aussage bleibt davon allerdings unberührt.

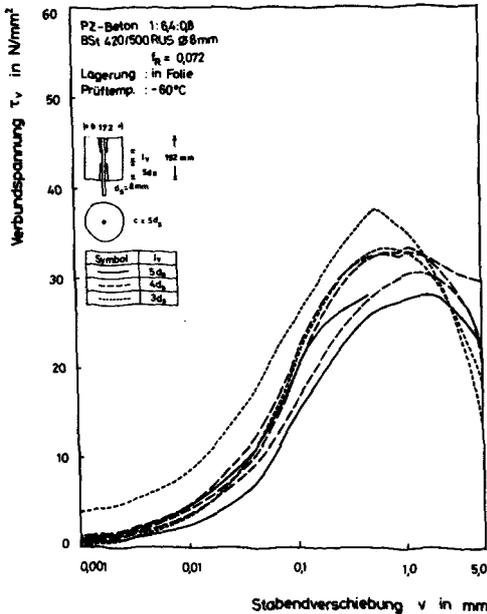


Bild 5.3: Versuchsergebnisse von Ausziehversuchen bei -60°C, B25 - Einfluß unterschiedlicher Verbundlängen

Die aus den Dehnungsdifferenzen zwischen den Meßstellen ermittelten Verbundspannungen sind für Versuche bei +20°C und -170°C in den Bildern 5.4 und 5.5 dargestellt. Da die Versuche auch zur Deutung des Verformungsmechanismus bei TT durchgeführt wurden, werden weitere Versuchsergebnisse, wie τ_v - v -Kurven und Verteilung der Stahlspannungen innerhalb der Verbundlänge, erst an entsprechender Stelle, in Abschnitt 6.3.4, vorgestellt.

Bei RT zeigen die Verbundspannungen bei niedriger Belastung ein ausgeprägtes Maximum am Beginn der Verbundlänge, zum Ende der Verbundlänge fallen sie stetig ab. Bei Annäherung an die Verbundfestigkeit ergibt sich eine völlige Verteilung der Verbundspannungen. Auch bei den TT-Versuchen sind die Verbundspannungen entlang der kurzen Verbundlänge $l_v = 3 d_s$ nicht konstant. Wie bei RT bildet sich am Beginn der Verbundlänge ein Maximum aus. Ob es mit diesen Beobachtungen weiterhin gerechtfertigt ist,

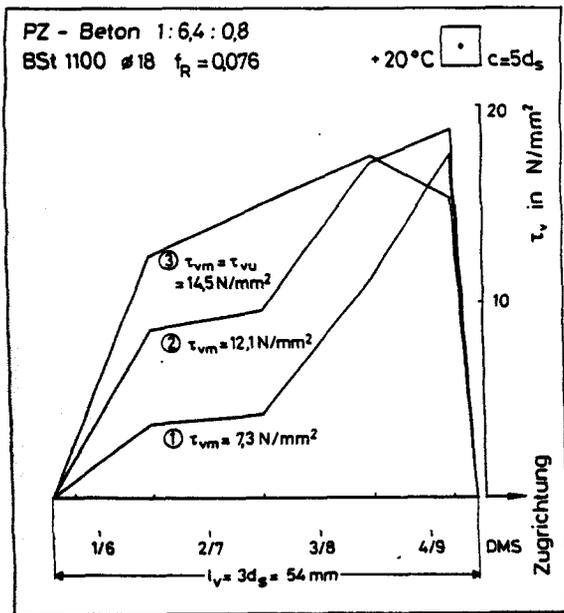


Bild 5.4: Verbundspannungsverlauf innerhalb der Verbundlänge bei RT und $c=5d_s$

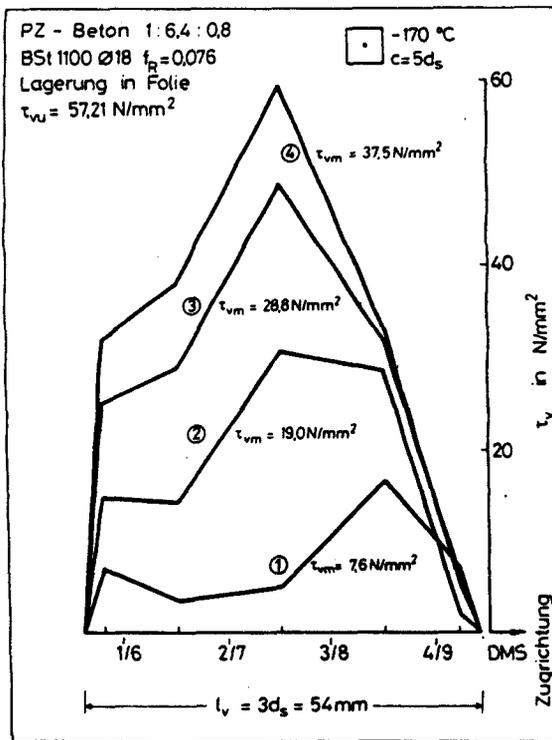


Bild 5.5: Verbundspannungsverlauf innerhalb der Verbundlänge bei $\vartheta = -170^\circ\text{C}$ und $c=5d_s$

Verbundgesetze auf Basis mittlerer Verbundspannungen zu formulieren, wird nachstehend diskutiert.

In Anlehnung an die Vorgehensweise bei der bereichsweisen Zuordnung realistischer Betoneigenschaften kann eine entsprechende Verfügung für die Beschreibung der Verbundeigenschaften übernommen werden. Es ist heute unbestritten, daß das Trag- und Verformungsverhalten durch diskrete Betoneigenschaften an einzelnen Punkten nicht zutreffend charakterisiert wird, sondern daß dieses nur mit dem Verhalten einer die heterogene Betonstruktur kennzeichnenden, repräsentativen Volumeneinheit RVE beschreibbar ist /43, 50/. Die RVE besitzt mittlere Materialeigenschaften. Die Größe der RVE und deren Materialverhalten hängen bei Beton vom Größtkorndurchmesser $\max D_K$ ab. Die RVE kann man sich als Würfel mit einer Kantenlänge $D_E \approx 2,3 \max D_K$ vorstellen. Wird diese Art der Beschreibung mittlerer Materialeigenschaften auf die der Verbundwirkung übertragen, so ist es erforderlich, die Verbundcharakteristiken nicht an speziellen Punkten zu formulieren, sondern auch hier mittlere Verbundkenndaten für eine repräsentative Verbundlänge zu definieren. Die hier verwendete Verbundlänge $l_v = 3 d_s$ entspricht in etwa der Kantenlänge eines RVE ($\max D_K = 16 \text{ mm}$). Es ist deshalb bei der Entwicklung von Verbundgesetzen vertretbar die in den Versuchen ermittelten, mittleren Verbundspannungen als Grundlage zu nutzen. Diese können aus der gemessenen Normalkraft durch Bezug auf die im Verbund liegende Mantelfläche des Bewehrungsstabs ermittelt werden:

$$\tau_v = \frac{F}{U_v l_v} = \frac{F}{3\pi d_s^2} \quad (5.1)$$

mit $l_v = 3 d_s$.

5.4.3 Prinzipielle Darstellung des Einflusses tiefer Temperaturen

Der Einfluß tiefer Temperaturen auf das Verbundverhalten wird anhand der Versuchsergebnisse einer Versuchsserie aufgezeigt (B25; Lagerung in Folie; BST 420/500 RUS; $d_s = 16 \text{ mm}$; $f_R = 0,087$; $c = 5 d_s$). Die Versuchsergebnisse sind in den Bildern 5.6 bis 5.8 dargestellt, in denen die τ_v -v-Kurven, die Verbundverfesti-

ungen und die auf die Betondruckfestigkeit bezogenen Verbundspannungen in Abhängigkeit von der Tieftemperatur angegeben sind. Der Einfluß tiefer Temperaturen auf die maximalen Stabendverschiebungen wird in den folgenden Abschnitten unter Berücksichtigung weiterer Versuchsparameter aufgezeigt.

Der Haftverbund sowie die Verbundspannungen bei sehr kleinen Stabendverschiebungen $v = 0,01$ mm werden durch tiefe Temperaturen nur geringfügig verändert. Dagegen kann bei größeren Stabendverschiebungen $v > 0,02$ mm eine deutliche temperaturabhängige Versteifung des Verbundes beobachtet werden. Eine Proportionalität zwischen der Temperatur und der Verbundversteifung kann nicht angegeben werden. Aus den Bildern 5.6 und 5.7 ist zu erkennen, daß die Art der Verbundversteifung durch 2 Bereiche charakterisiert wird. Bis etwa -120°C erfolgt ein stetiger Anstieg der Verbundspannung τ_v (N), die vorherrschende Bruchart ist bei großer Betondeckung der Gleitbruch. Unter -120°C ist ein Abflachen zu erkennen, das Versagen wird zunehmend durch die Diskontinuitäten bestimmt.

Durch die Kolbenregelung gelingt es, den fallenden τ_v - v -Ast nach Erreichen der Verbundfestigkeit zu erfassen. Nach dem Spannungsabfall beim Gleitversagen mündet die Verbundspannung in das Plateau der Gleitreibung ein. Dieses Verhalten ist für Prüftemperaturen von $+20^{\circ}\text{C}$ bis -100°C in Bild 5.6 angedeutet. Für diesen Temperaturbereich lassen sich die Verbundspannungs-Verschiebungskurven als geschlossene Linien darstellen.

Bei -120°C verändert sich das Verbundverhalten grundlegend. Der gleitende Übergang von der Verbundfestigkeit zum Plateau der Gleitreibung existiert nicht mehr. Die Verbundkörper versagen schlagartig, verbunden mit einem großen Zuwachs der Stabendverschiebung. Bei einer weiteren Beanspruchung des Ausziehkörpers ist zwar ein erneutes weiches Anwachsen des Verbundwiderstandes festzustellen, doch erfolgt schon bei kleinen Beanspruchungen wieder ein schlagartiger Abfall der Verbundspannungen auf Null, verbunden mit einem weiteren großen Zuwachs der Stabendverschiebung, so daß hier nicht mehr von einem eindeutigen Gleitreibungsplateau gesprochen werden kann.

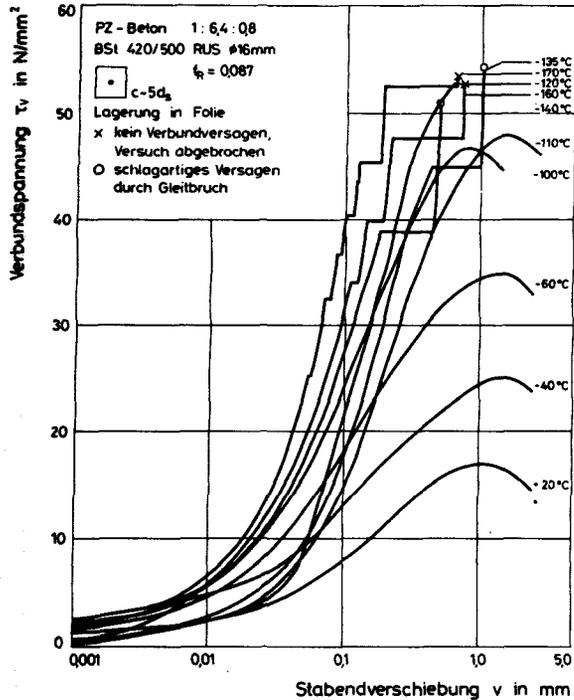


Bild 5.6: Verbundspannung-Verschiebungskurven in Abhängigkeit von der Temperatur (B25, $c = 5d_s$, $l_v = 3d_s$)

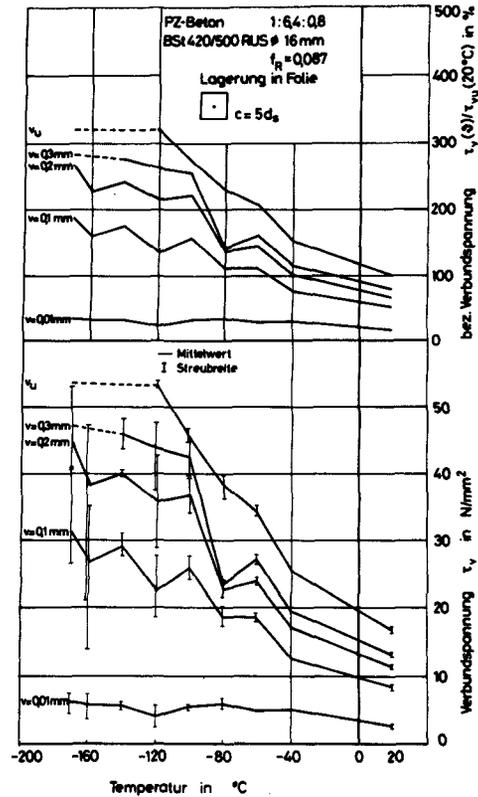


Bild 5.7: Verfestigung des Verbundwiderstands infolge tiefer Temperaturen (B25, $c = 5d_s$, $l_v = 3d_s$)

Bei Temperaturen unter -120°C ist die T_v - v -Linie unstetig, der Bewehrungsstab rutscht vor Erreichen der Verbundfestigkeit schlagartig, erkennbar durch Sprünge der Stabendverschiebung. Anzahl und Größe dieser Verschiebungssprünge sind temperaturabhängig. Bei Temperaturen um -130°C tritt zumeist nur ein einziger, großer Sprung bei relativ hohen Beanspruchungen auf, während bei tieferen Temperaturen schon bei geringen Beanspruchungen kleine Verschiebungssprünge erkennbar sind, deren Anzahl und Größe mit steigender Beanspruchung zunehmen. Nach den Sprüngen ist bei nahezu unveränderter Verbundsteifigkeit ein weiteres Anwachsen der Verbundspannungen möglich. Nach dem letzten, zumeist großen Sprung nehmen die Verbundspannungen nochmals mit nur geringem Verformungszuwachs zu und führen zu einem schlagartigen Versagen der Ausziehkörper durch Gleitbruch. Für die Restfestigkeit des Verbundes gilt bei diesen Temperaturen gleiches, wie bereits für $\vartheta = -120^{\circ}\text{C}$ geschildert. Die Ursache dieser Verschiebungssprünge bei Temperaturen unter -120°C wird in Abschnitt 6.3.4 besprochen.

In Bild 5.8 wird die Verbundspannung auf die temperaturabhängige Zylinderdruckfestigkeit des Betons bezogen. Bei Verschiebungen $v > 0,02 \text{ mm}$ wird der Verbundwiderstand durch tiefe Temperaturen in ähnlicher Weise wie die Druckfestigkeit gesteigert.

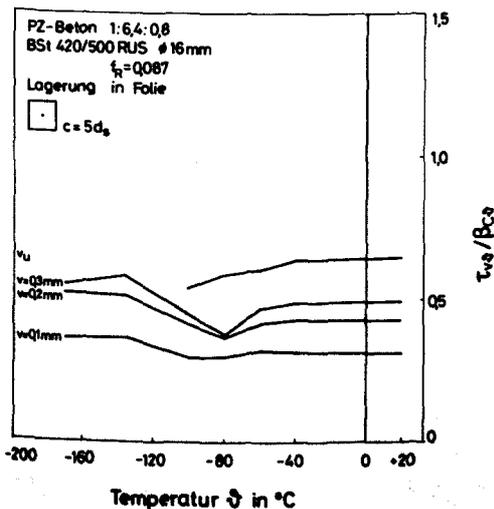


Bild 5.8: Auf die Betondruckfestigkeit bezogene Verbundspannung in Abhängigkeit von Stabendverschiebung und Temperatur

Die physikalische Erklärung der Verbundverfestigung infolge TT folgt jener der Zunahme der Druckfestigkeit. Es ist die stützende Wirkung des Eises in den Mikroporen des Zementsteins, die die Festigkeit des Betons unter den Rippen des Stabes steigert. Diese Steigerung von Betonfestigkeit und Verformbarkeit ist besonders im Bereich von -40°C bis -100°C ausgeprägt, in dem die Phasenumwandlung Wasser/Eis in den Gelporen abläuft. Unter -120°C ist das Abflachen der Verbundverfestigung durch das zunehmende Dominieren der Werkstoffversprödung zu erklären. Bei diesen Temperaturen erfolgt die innere Rißbildung /11, 30/ nicht mehr kontinuierlich, sondern schlagartig und erlaubt wegen des geringeren Rißauffangvermögens des Betons bei schlagartiger Beanspruchung keine weitere Verfestigung des Betons, vgl. Abschnitt 6.3.4.

Somit liegt der Schluß nahe, daß die Veränderung des Verbundwiderstandes durch tiefe Temperaturen direkt an die der Betonfestigkeit gekoppelt ist. Dies deutet sich auch für Temperaturen bis -100°C in Bild 5.8 an. Im Temperaturbereich unter -100°C , in dem Diskontinuitäten in den τ_v -v-Kurven auftreten, erfährt der Verbundwiderstand allerdings eine stärkere Verfestigung als die Betondruckfestigkeit. Dies kann durch das unterschiedliche Aufnahmevermögen der Querkzugspannungen und der daraus resultierenden inneren Rißbildung der unterschiedlichen Probekörper erklärt werden.

Zwischen der Zugfestigkeit des Betons und den Verbundspannungen bzw. -festigkeiten konnte kein unmittelbarer Zusammenhang festgestellt werden.

5.4.4 Einfluß der Betonfeuchte

Die Feuchte des Betons wird durch den W/Z-Faktor und durch die äußeren klimatischen Bedingungen (im Versuch durch die Lagerungsbedingungen und -dauer) bestimmt, vgl. /81/. Zunächst wird der Einfluß der aus den Lagerungsbedingungen bewirkten unterschiedlichen Feuchten des Betons auf den TT-Verbundwiderstand betrachtet. Der Einfluß des W/Z-Faktors wird im folgenden Abschnitt aufgezeigt.

Den Einfluß der Lagerungsart auf das Verbundverhalten bei Tieftemperatur zeigen die Bilder 5.9 bis 5.11. Besonders die Darstellung der bezogenen Verbundspannungen, in der der Einfluß unterschiedlicher Betonausgangsfestigkeiten eliminiert ist, verdeutlicht die von der Betonfeuchte abhängige Versteifung. Bei Stabendverschiebungen $v \leq 0,3$ mm treten zwischen im Normal-klima 20/65 gelagerten und versiegelten Proben nur geringe Unterschiede im Verbundspannungszuwachs infolge TT auf. Während bei 20/65 gelagerten Proben die Zuwächse linear mit der Temperaturabsenkung anwachsen, erfahren versiegelte Proben im Temperaturbereich -40°C bis -80°C einen stärkeren Zuwachs. Tiefe Temperaturen führen bei sehr feuchten Betonen, Lagerung der Versuchskörper unter Wasser, zu einer größeren Versteifung des Verbundes. Schon bei geringen Stabendverschiebungen wird nahezu die Verbundfestigkeit erreicht: z.B. bei -80°C erreicht die Verbundspannung bei einer Stabendverschiebung von $v = 0,1$ mm ca. 65% der Verbundfestigkeit.

Der Einfluß der Betonfeuchte auf den Verbundwiderstand bei tiefen Temperaturen kann, wie bereits in Abschnitt 5.4.3 erläutert, auf den unterschiedlichen Wasserfüllungsgrad der Poren und der damit verbundenen unterschiedlichen Verfestigung der Zementsteinmatrix durch Eisbildung zurückgeführt werden.

Die im Bereich tiefer Temperaturen auftretenden Verschiebungssprünge und Versagensarten sowie das Verbundverhalten nach Überwinden der Verbundfestigkeit sind unabhängig von der Betonfeuchte. Zwar weist die τ_v -v-Kurve für -170°C der bei 20/65 gelagerten Probe keine Verschiebungssprünge auf, hier konnte nur schlagartiges Verbundversagen durch Gleitbruch festgestellt werden. Dieses Verhalten gilt allerdings nur für eine Betongüte B25. Versuche mit Beton B45 weisen auch bei der 20/65-Lagerung die gleichen Verschiebungssprünge bei TT wie die für feuchtere Betone in Bild 5.9 dargestellten auf.

Das Verformungsvermögen der Verbundzone, dargestellt durch die Stabendverschiebung bei Erreichen der Verbundfestigkeit, wird durch die Betonfeuchte nur unwesentlich beeinflusst, vgl. Bild 5.11. Diese Stabendverschiebungen erreichen bei Temperaturen um

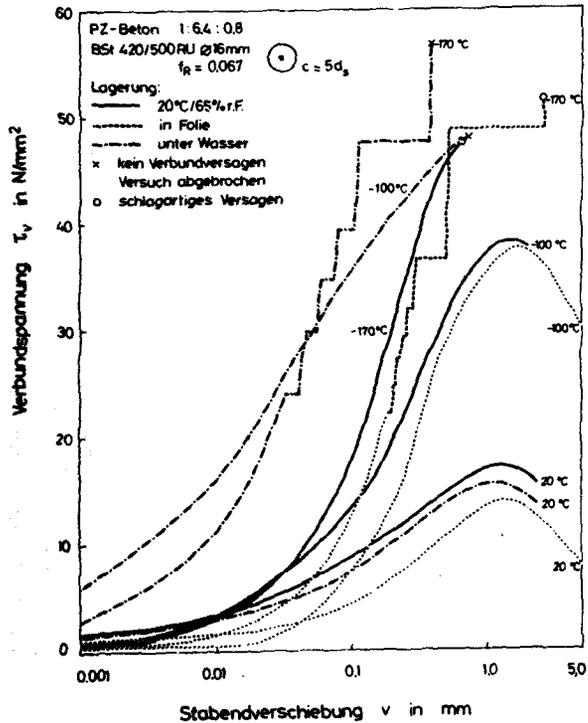


Bild 5.9: Verbundspannungs-Verschiebungskurven bei TT in Abhängigkeit von der Feuchte des Betons

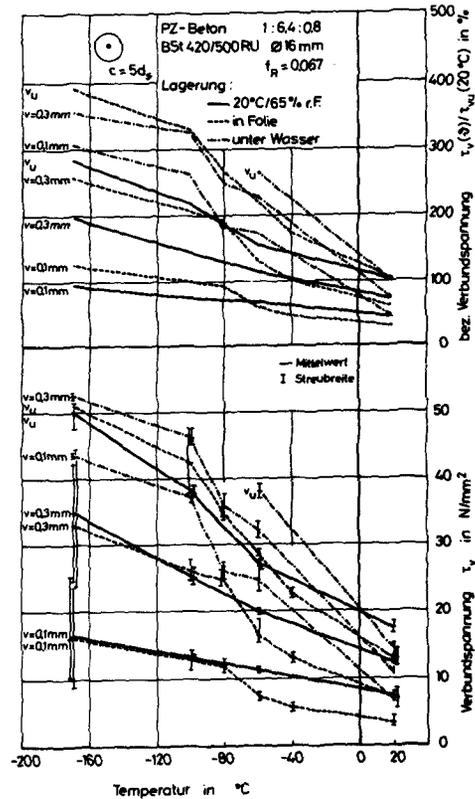


Bild 5.10: Verfestigung des Verbundwiderstands infolge TT in Abhängigkeit von der Feuchte des Betons

-60°C bis -100°C ein Maximum, das um ca. 50% + 60% über dem Wert bei RT liegt. Bis -170°C fallen die Verschiebungen wieder auf den für RT gültigen Wert ab. Die Größe der Verschiebungen v_u bei -170°C werden allerdings i.w. durch die Verschiebungssprünge bestimmt.

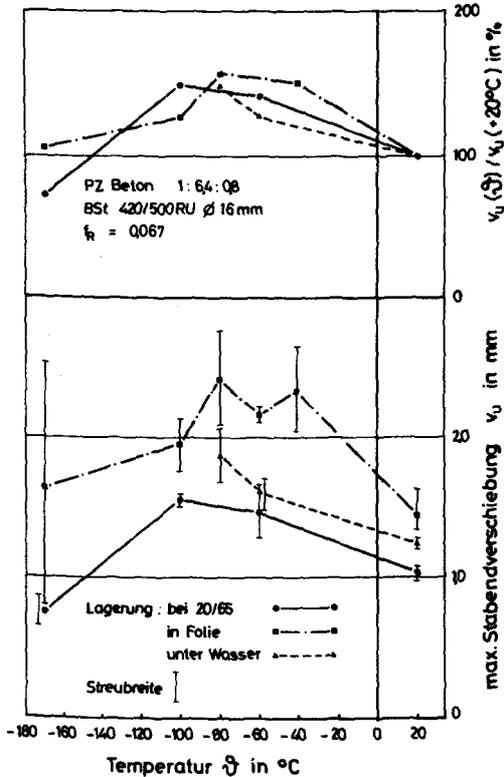


Bild 5.11: Zur Verbundfestigkeit zugehörige Stabendverschiebung in Abhängigkeit von Temperatur und Lagerungsart

5.4.5 Einfluß der Betongüte

Für Normaltemperatur ist die Proportionalität zwischen Betondruckfestigkeit und Verbundwiderstand als gesichert anzusehen. Bei den Verbunduntersuchungen zum Einfluß der Betongüte mußten neben den üblicherweise verwendeten Betonstählen der Güte BSt 420/500 auch hochfeste Stähle verwendet werden, da nur mit ihnen

Ausziehkörper aus Betonen hoher Festigkeiten bis zum Verbundversagen beansprucht werden können. Diese Stähle unterscheiden sich allerdings hinsichtlich Stabdurchmesser und bezogener Rippenfläche. In den Bildern 5.12 und 5.13 sind daher neben dem Einfluß der Betongüte auch gewisse Einflüsse infolge der unterschiedlichen Stahl- und Stabarten zu berücksichtigen. Diese dürften auch den Grund liefern, daß o.g. Gesetzmäßigkeit bei RT von den Versuchen nicht im gesamten Verschiebungsbereich bestätigt wird. Trotz dieser implizierten zusätzlichen Abhängigkeiten kann der prinzipielle Einfluß der Betongüte auf die Verbundverfestigung durch tiefe Temperaturen anhand dieser Versuche dargestellt werden.

Eine höhere Betongüte ist i.d.R. mit der Verringerung des W/Z-Wertes und einer Erhöhung des Zementgehaltes verbunden. Daher besitzt ein Beton hoher Festigkeit eine geringere gefrierbare Betonausgangsfuchte als ein Beton mit niedrigerer Festigkeit /81/. Da die bezogene Verbundverfestigung auch durch die Menge des gefrierbaren Wassers in den Zementporen bestimmt wird, kann bei Verwendung eines Betons B25 ein wesentlich höherer Zuwachs des Verbundwiderstandes infolge tiefer Temperaturen beobachtet werden als bei einem höherfesten Beton, siehe Bild 5.12 und 5.13. Bei extrem tiefen Temperaturen unterscheiden sich die Verbundfestigkeiten unterschiedlicher Betongüten nur noch unwesentlich.

Eine Abhängigkeit der Stabendverschiebung bei Erreichen der Verbundfestigkeit von der Betongüte konnte nicht festgestellt werden. Für die hier untersuchten Betongüten zeigt sich bei versiegelter Lagerung der Versuchskörper ein etwa ähnliches temperaturabhängiges Verformungsvermögen des Verbundes.

Dies entspricht dem bereits im Bild 5.11 dargestellten für Betone unterschiedlicher Feuchtigkeit. Die Verschiebungen v_u bei -60°C bis -100°C fallen um ca. 60% höher aus als bei RT, bis -170°C sinken sie wieder auf den für RT gültigen Wert.

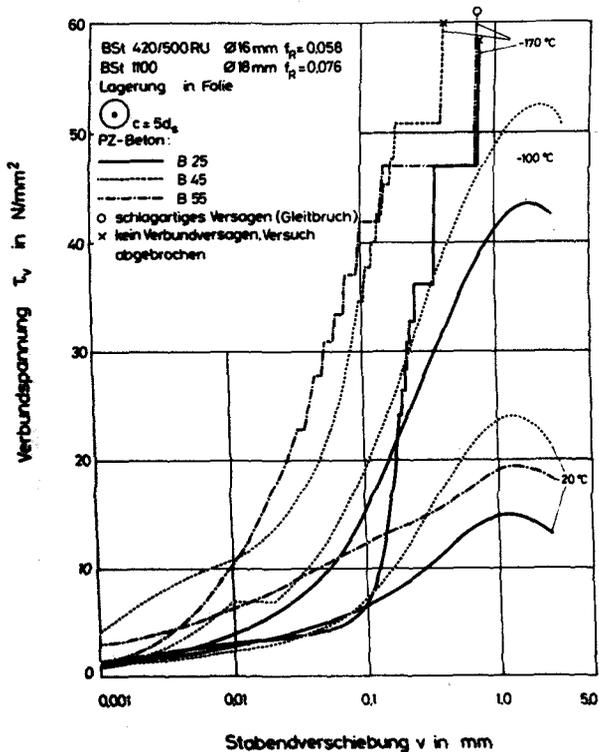


Bild 5.12: Verbundspannung-Verschiebungskurven bei TT in Abhängigkeit von der Betongüte

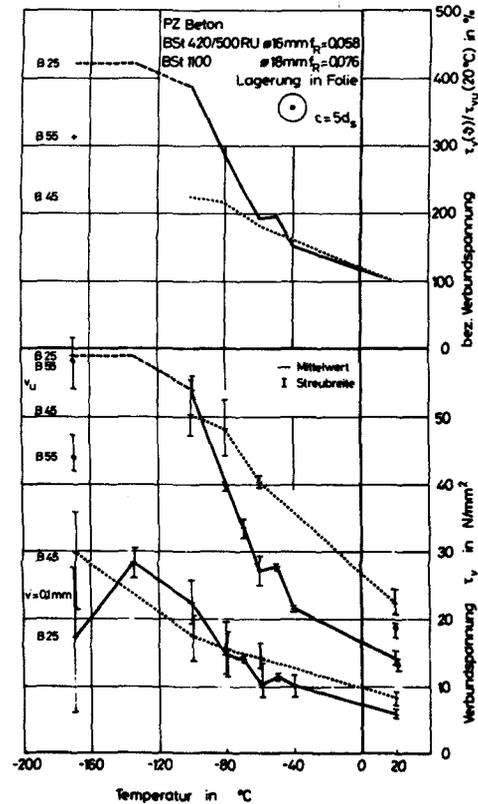


Bild 5.13: Verfestigung des Verbundwiderstands infolge TT in Abhängigkeit vom W/Z - Faktor

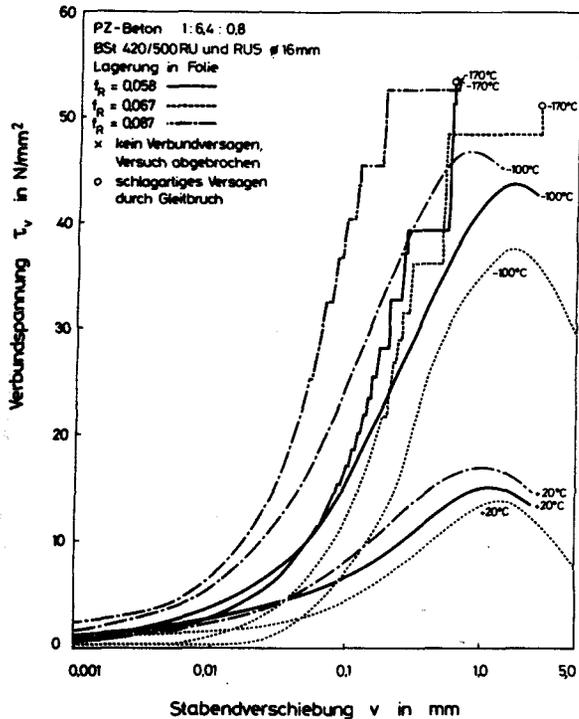


Bild 5.14: Verbundspannung-Verschiebungskurven bei TT in Abhängigkeit von der bezogenen Rippenfläche

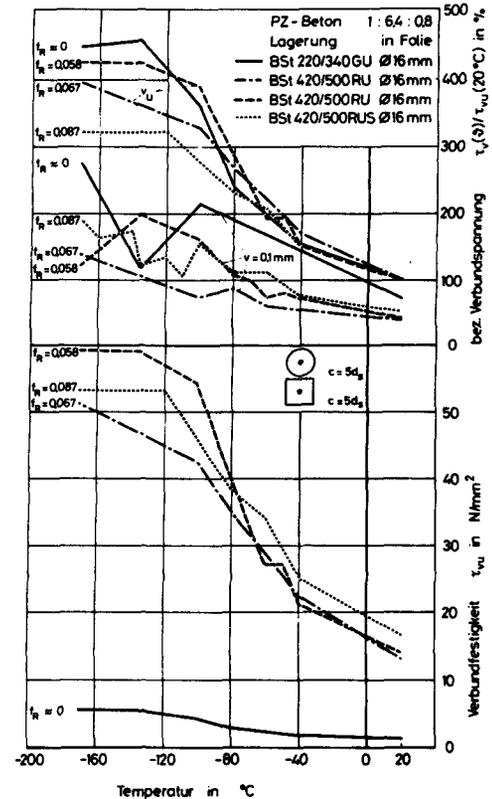


Bild 5.15: Versteifung des Verbundwiderstands bei TT in Abhängigkeit von der bezogenen Rippenfläche

5.4.6 Einfluß der Stahlprofilierung

Der Einfluß der Stahlprofilierung auf das Verbundverhalten bei tiefen Temperaturen wurde an glatten und gerippten Stäben, $d_s = 16$ mm, mit unterschiedlichen bezogenen Rippenflächen ($f_R = 0,058; 0,067$ und $0,087$) untersucht. Die für RT gültige Gesetzmäßigkeit der linearen Zunahme des Verbundwiderstandes bei Vergrößerung der bezogenen Rippenfläche konnte in den Versuchen bei 20°C bei Beachtung der Streuung und der verhältnismäßig geringen Unterschiede der bezogenen Rippenfläche von $0,058$ zu $0,067$ bestätigt werden. Diese Gesetzmäßigkeit bleibt bis zu Temperaturen von etwa -60°C bis -80°C erhalten, siehe Bilder 5.14 und 5.15.

Bei Temperaturen unter -80°C wird die Verbundfestigkeit bei einer niedrigen bezogenen Rippenfläche mehr gesteigert als bei hohen. Das gilt auch für die bezogenen Verbundfestigkeiten. Bei Verbundspannungen im Bereich normaler Verschiebungen $v \leq 0,3$ mm gilt die Proportionalität zwischen Verbundspannung und bezogener Rippenfläche im gesamten Temperaturbereich.

Durch die konzentriertere Einleitung der Verbundspannungen bei hoher bezogener Rippenfläche wird zwar eine Versteifung des Verbundes erreicht, das Verformungsvermögen des Verbundes nimmt

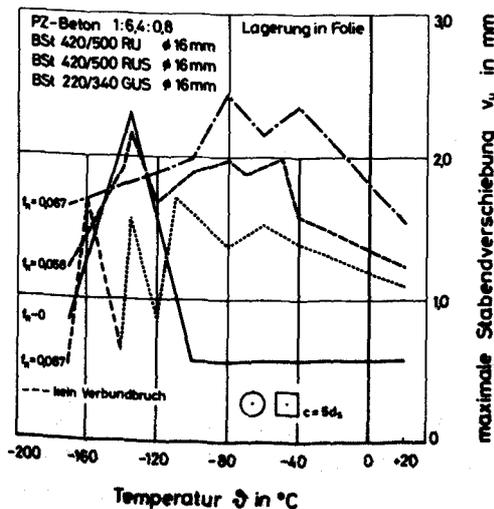


Bild 5.16: Zur Verbundfestigkeit zugehörige Stabendverschiebung in Abhängigkeit von Temperatur und bezogener Rippenfläche

allerdings ab. Diese Tendenz kann über den gesamten Temperaturbereich +20°C bis -170°C beobachtet werden, siehe Bild 5.16. Auffällig ist das nahezu konstante temperaturunabhängige Verformungsvermögen des Verbundes bei glatten Stäben mit Ausnahme des Piks bei -135°C. Eine Erklärung für die Verformungssteigerung bei dieser Temperatur um ca. 400% kann hier nicht gegeben werden.

5.4.7 Einfluß des Durchmessers gerippter Stäbe

Der Stabdurchmesser d_s übt bei RT nur einen geringen Einfluß auf den Verbundwiderstand aus: Mit abnehmenden Stabdurchmessern ergeben sich geringfügig steifere Verbundgesetze und höhere Verbundfestigkeiten /76/. Dies wird durch das günstigere Verhältnis von Mantelfläche zu Querschnitt bei dünnen Stäben erklärt. Die Ergebnisse der Ausziehversuche bei +20°C mit Durchmessern $d_s = 8$ mm und 16 mm zeigen nur geringe Unterschiede und bestätigen die o.g. Tendenz, vgl. Bild 5.17.

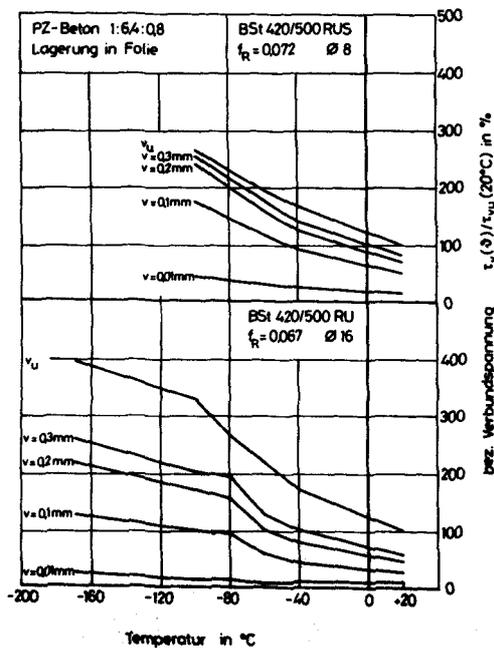


Bild 5.17: Bezogene Verbundspannungen in Abhängigkeit von Temperatur, Stabdurchmesser und Stabendverschiebung

Bei TT-Versuchen treten jedoch deutliche Unterschiede auf. Im anfänglichen Verschiebungsbereich $v \leq 0,3$ mm wird der Verbundwiderstand dünner Stäbe durch tiefe Temperatur stärker versteift als der bei mittleren Stabdurchmessern. Gleiches gilt für die Steigerung der Stabendverschiebung bei Erreichen der Verbundfestigkeit.

Diese Veränderung des Verbundwiderstandes in Abhängigkeit vom Stabdurchmesser wird durch die unterschiedliche Steifigkeit der den Stab umgebenden Betonschale bei gleichem Prüfkörperaußendurchmesser bewirkt. Die Tragfähigkeit der Ausziehkörper mit dünnen Stäben wird zum einen durch die integral höhere Zugfestigkeit gesteigert und zum anderen durch das durch die Steifigkeit erreichte erhöhte Rißauffangvermögen.

5.4.8 Einfluß der Betondeckung und der Lage des Bewehrungsstabes im Prüfkörper

Der Einfluß der Betondeckung und der Lage des Bewehrungsstabes im Prüfkörper auf das Verbundverhalten bei tiefen Temperaturen wurde in 2 Versuchsserien studiert, die sich nur in der bezogenen Rippenfläche der verwendeten Bewehrungsstäbe unterschieden ($f_R = 0,058$ bzw. $0,087$). Die Variation der Betondeckung erfolgte über die Anordnung des Bewehrungsstabes im Ausziehkörper (zentrisch, am Rand, in der Ecke). Die dabei festgelegten Betondeckungen betragen $5 d_s$ und $2 d_s$.

Prinzipiell ergeben sich für beide Versuchsserien ähnliche Ergebnisse. Der bereits in Abschnitt 5.4.6 angegebene Einfluß der bezogenen Rippenfläche bei zentrischer Lage des Bewehrungsstabes kann auf Rand- bzw. Ecklage des Stabes übertragen werden.

Während die Verbundfestigkeit bei RT nur unwesentlich von den hier gewählten Betondeckungen beeinflusst wird, ergibt sich bei TT deren deutliche Abhängigkeit von der Lage des Stabes im Verbundkörper. Diese Steigerung fällt bei zentrischer Lage, $c=5 d_s$, wesentlich größer aus als die bei mittiger Randlage des Stabes; die für Randlage ist größer als bei Ecklage, vgl. Bilder 5.18

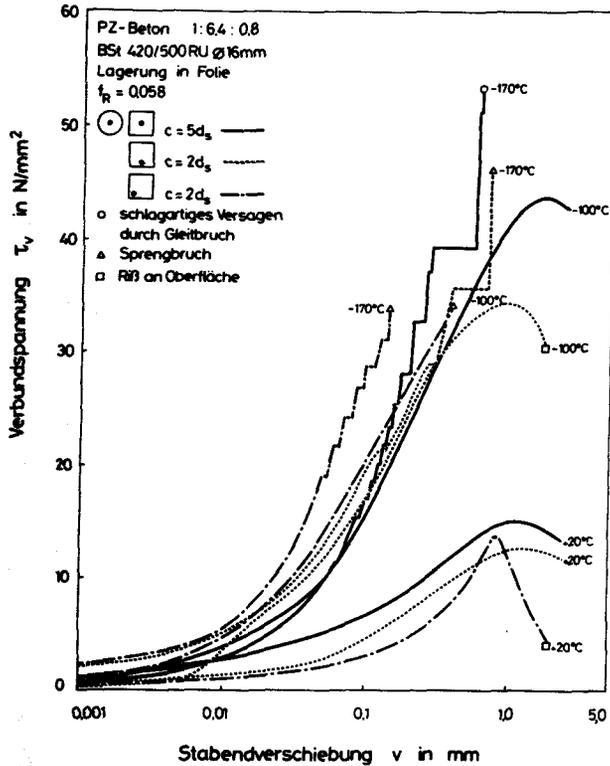


Bild 5.18: Verbundspannung-Verschiebungskurven bei TT in Abhängigkeit von der Lage des Bewehrungsstabes ($f_R=0,058$)

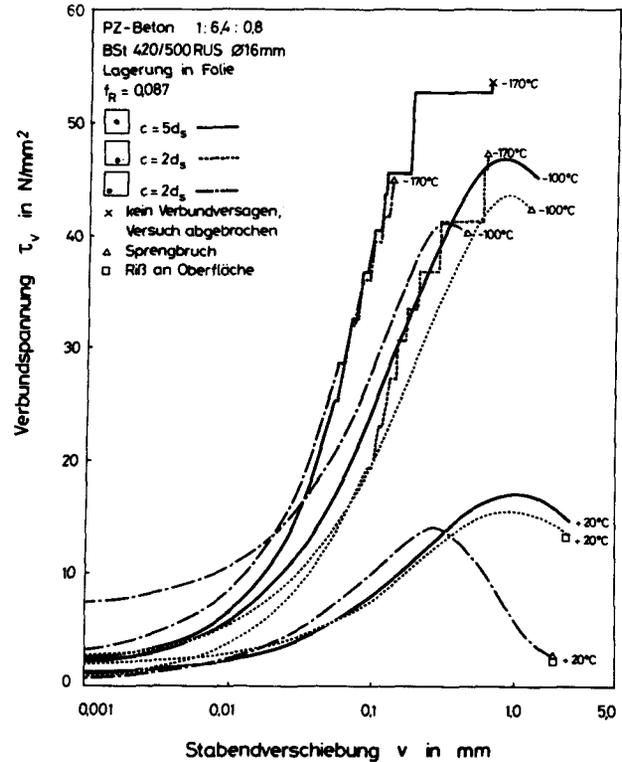


Bild 5.19: Verbundspannung-Verschiebungskurven bei TT in Abhängigkeit von der Lage des Bewehrungsstabes ($f_R=0,087$)

bis 5.20. Die Gründe für die unterschiedlichen Zunahmen der Verbundfestigkeiten bei TT sind in den Versagensarten zu finden. Während das Versagen bei (zentrische Lage) großer Betondeckung $c=5d_s$ im gesamten Temperaturbereich von $+20^\circ\text{C}$ bis -170°C durch Gleitbruch erfolgt, findet bei kleinen Betondeckungen $c=2d_s$ mit sinkenden Temperaturen eine Veränderung der Versagensart, vom Gleit- zum Sprengbruch, statt. Der Übergang hängt von der bezogenen Rippenfläche, von der Lage des Stabes und von der Temperatur ab.

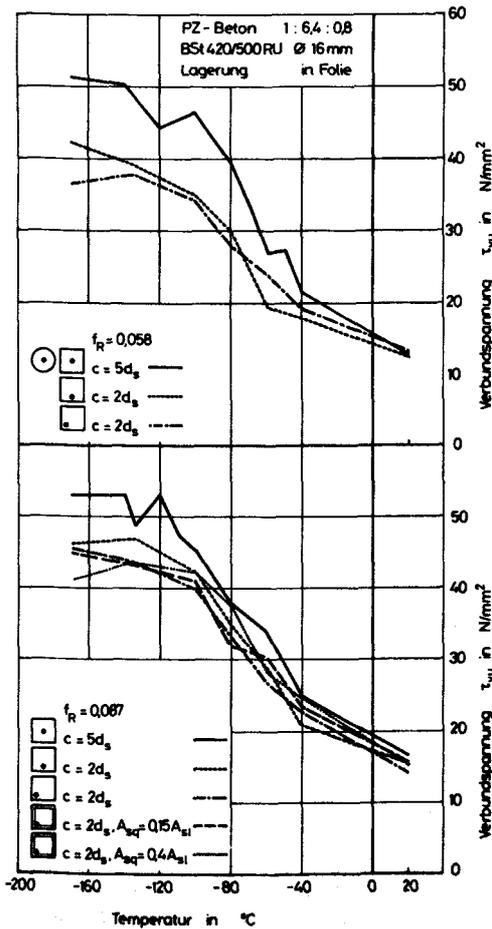


Bild 5.20: Verbundfestigkeit in Abhängigkeit von der Lage des Bewehrungsstabes, der bezogenen Rippenfläche und der Temperatur

Bei Randlage und bei einer bezogenen Rippenfläche $f_R = 0,058$ können unter -80°C Längsrisse an der Oberfläche des Verbundkörpers festgestellt werden, das vollständige Aufsprengen erfolgt unter -135°C . Bei einer höheren bezogenen Rippenfläche $f_R = 0,087$ zeigen sich schon bei RT Längsrisse an der Oberfläche, das Aufsprengen erfolgt ab Temperaturen von -100°C .

Bei Ecklage des Stabes nimmt die Gefahr der Längsrißbildung und des Sprengbruches zu. Bei hoher bezogener Rippenfläche $f_R=0,087$ können schon bei RT vereinzelte Sprengbrüche auftreten, während bei $f_R = 0,058$ nur eine Längsrißbildung entsteht. Bei Temperaturen unter -60°C versagen die Verbundkörper stets durch Sprengbruch.

Wie bereits in Abschnitt 5.4.3 dargestellt, folgt die tiefen-temperaturbedingte Steigerung der Verbundfestigkeit bei großen Betondeckungen nur bis zu Temperaturen von -100°C der der Betondruckfestigkeit. Bei Verringerung der Betondeckung geht diese Kopplung auch bei Temperaturen über -100°C zunehmend ver-

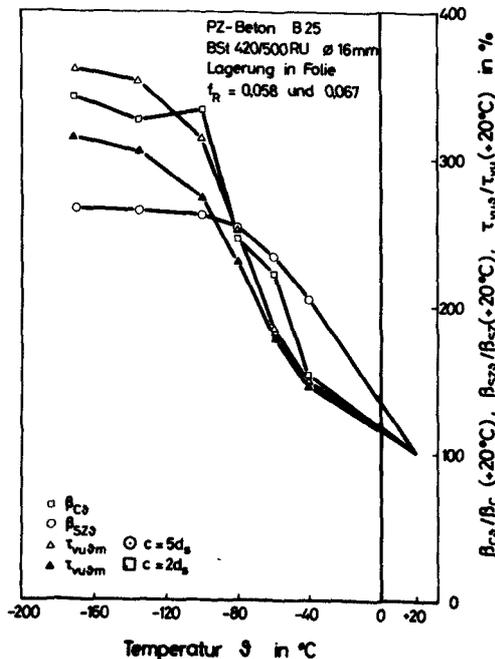


Bild 5.21: Vergleich der Verbundfestigkeit mit der Druck- und Spaltzugfestigkeit von Beton in Abhängigkeit von der Temperatur und der Betondeckung

loren, da die Versagensart(Sprengbruch) und Längsrißbildung zu einer geringeren Verbundfestigkeit führt, siehe Bild 5.21. Zwischen der Zugfestigkeit des Betons und der Verbundfestigkeit bzw. -spannung kann auch bei kleinen Betondeckungen kein unmittelbarer Zusammenhang festgestellt werden.

Die für extrem tiefe Temperaturen typischen Verschiebungssprünge treten sowohl bei großer als auch bei kleiner Betondeckung sowie bei Rand- und Ecklage des Stabes auf. Der in Abschnitt 5.4.3 für zentrisch angeordnete Stäbe beschriebene letzte große Verschiebungssprung tritt bei Rand- und Ecklagen nicht mehr auf, sondern es erfolgt Verbundversagen durch Sprengbruch. Im entsprechenden Maße verringert sich die Stabendverschiebung bei Verbundversagen, siehe Bild 5.22.

Die Bruchverschiebung v_u ist bei RT noch nahezu unabhängig von der Lage des Stabes, bei sinkender Temperatur üben diese allerdings einen deutlichen Einfluß aus. Bei mittiger Lage erreicht die Bruchverschiebung im Temperaturbereich von -60°C bis -100°C ein Maximum und fällt bis -170°C deutlich ab. Bei Randlage liegt dieses Maximum bei ca. -60°C , bei -170°C werden nur noch 50% der bei RT ermittelten Werte erreicht. Bei Ecklage zeigen die Versuchsergebnisse kein Maximum. Das Verformungsvermögen nimmt mit sinkender Temperatur ab und weist bei -170°C nur noch ca. 20% des Wertes bei RT auf.

Während die Verbundspannungen bei kleineren Verschiebungen $v \leq 0,3$ mm nur geringfügig von der Betondeckung und der Lage des Bewehrungsstabes beeinflußt werden, sind bei sinkenden Temperaturen deutliche Abhängigkeiten der Verbundfestigkeit, des Verbundverformungsvermögens und der Versagensart festzustellen.

Diese Veränderungen werden durch die Kraftausstrahlung in der Verbundzone, der daraus resultierenden Ringzug- und Querdruckbeanspruchung, der tieftemperaturabhängigen Betonzugfestigkeit und durch die Lage der Sprengbruchflächen herbeigeführt. Die systematische Auswertung aller Versuchsergebnisse zum Verbundversagen durch Sprengbruch und zum Auftreten von Längsrissen sowie die Entwicklung einer analytischen Beschreibung zur

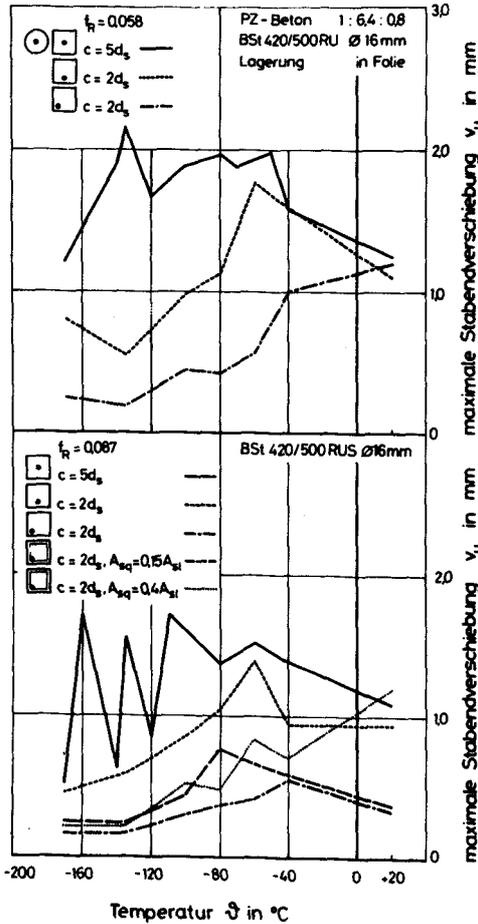


Bild 5.22: Zur Verbundfestigkeit zugehörige Stabendverschiebung in Abhängigkeit von TT und Lage des Bewehrungsstabes

Längsrißbildung unter Einschluß der in den Ausziehversuchen gemessenen Betonquerdehnungen erfolgt in Abschnitt 6.3.

5.4.9 Einfluß einer Querbewehrung

Der Einfluß einer Querbewehrung auf das Verbundverhalten bei tiefen Temperaturen wurde an Ausziehkörpern untersucht, die ein ausgeprägtes Verhalten zur Längsrißbildung mit anschließendem Sprengbruch aufweisen (geringe Betondeckung $c = 2 d_s$, Ecklage des Stabes, hohe bezogene Rippenfläche $f_R = 0,087$). Die Querbewehrung wurde als Bügel ausgebildet, der den Längsstab umschloß

und im unteren Drittelpunkt der Verbundlänge angeordnet war. Der Bügeldurchmesser betrug $d_s = 6 \text{ mm}$ und $d_s = 10 \text{ mm}$.

Eine Veränderung des Verbundwiderstandes durch Anordnung einer Querbewehrung konnte im Tieftemperaturbereich nicht festgestellt werden, siehe Bilder 5.23 und 5.20. Die Versagensart dagegen wird deutlich beeinflusst. Während die Verbundkörper mit Ecklage des Stabes mit $f_R = 0,087$ im gesamten Temperaturbereich bis -170°C durch Sprengbruch versagen, konnte diese Versagensart durch Anordnung einer Querbewehrung in weiten Bereichen verhindert werden. Diese Verbundkörper versagen durch Gleitbruch. Bei Ecklage des Stabes bilden sich Längsrisse, die bei Beanspruchungssteigerung bis zur Betonoberfläche fortschreiten. Ein Bügel bewirkt das Zusammenhalten des den Bewehrungsstab umschließenden eingerissenen Betonzugringes, so daß ein schlagartiges Verbundversagen nicht auftreten kann. Durch das behinderte Öffnen des Längsrisse ergeben sich nach Überwindung der Verbundfestigkeit größere Resttragfähigkeiten.

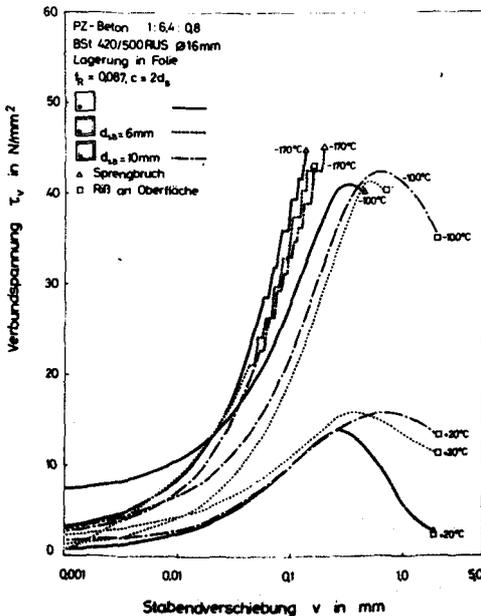


Bild 5.23: Verbundspannung-Verschiebungskurven bei TT in Abhängigkeit von der Querbewehrung

Bei den mit einer Längsrißbildung verbundenen Spannungsumlagerungen und bei der durch das Fortschreiten der Risse bis zur Betonoberfläche auftretenden Veränderungen des inneren Kraftabtrages müssen von der Querbewehrung Anteile der Zugspannungen übernommen werden, die vorher durch die Betonschale aufgenommen wurden. Bei dieser Umlagerung der Zugkräfte muß der Bügelquerschnitt den auftretenden maximalen Betonzugkräften angepaßt werden. Dabei ist die wesentlich höhere Steigerung der Betonzugfestigkeit gegenüber der Streckgrenze des Bewehrungsstahles infolge TT zu beachten. Eine Querbewehrung von 15% der Längsbewehrung war nicht ausreichend, um bei Temperaturen unter -100°C Sprengbrüche zu verhindern. Die äußere Betonschale sprengte ab, wobei die Querbewehrung intakt blieb. Dies liegt, wie in Abschnitt 6.3 noch gezeigt wird, an der Anordnung der Bügel in der Nähe des Bewehrungsstabes, also in der Verbundrißzone. Bei der Bildung von Sprengrissen liegt eine so angeordnete Querbewehrung außerhalb des Einflußbereiches der Betonzugzone, so daß eine Zugspannungsumlagerung nicht erfolgen kann. Hierzu müßten die Querstäbe im noch intakten Zugring angeordnet werden, $c_q \approx 0,3 c_1$. Durch die Anordnung der Bügel in der Nähe des Längsstabes wird eine anfängliche Versteifung der den Bewehrungsstahl umschließenden Betonschale erreicht, so daß die Bildung von Längsrissen in der Verbundzone zu höheren Beanspruchungen hin verzögert wird.

5.4.10 Einfluß zyklischer Tieftemperaturbeanspruchung

Die zyklische Tieftemperaturbeanspruchung der Versuchskörper wurde lastfrei in einer Kältekammer aufgebracht. Die Untertemperatur wurde zu -90°C gewählt, da unter -80°C keine weiteren zyklischen Änderungen der Betonfestigkeit mehr auftreten, vgl. /117/. Die Zulässigkeit dieses Schrittes ist auch aus dem thermischen Dehnverhalten des hier verwendeten Betons ableitbar, siehe /90, 91, 100,/: Unter -80°C tritt nur noch eine lineare Kontraktion auf. Der Ausziehversuch erfolgt im Anschluß an die Zyklen bei RT. Es wird also eine Restfestigkeit gemessen.

Ergebnisse der Versuche nach zyklischer Temperaturbeanspruchung sind in den Bildern 5.24 und 5.25 dargestellt. Der Einfluß von

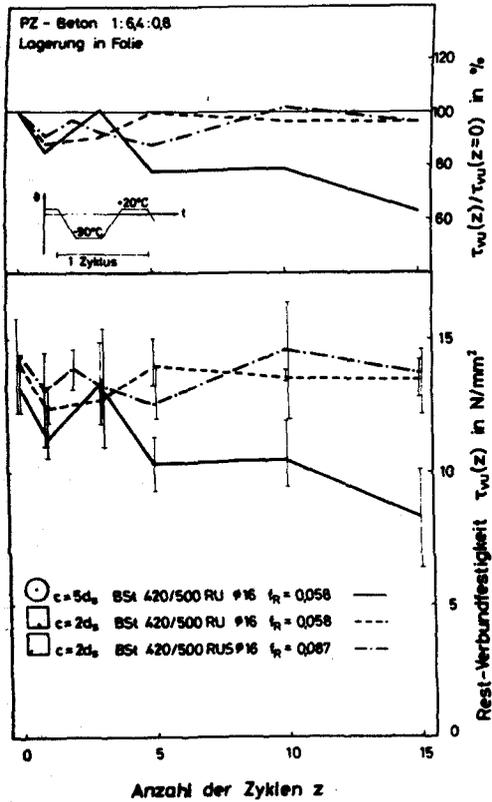


Bild 5.24: Verbundfestigkeit in Abhängigkeit von der Lage des Stabes und von Tieftemperaturzyklen

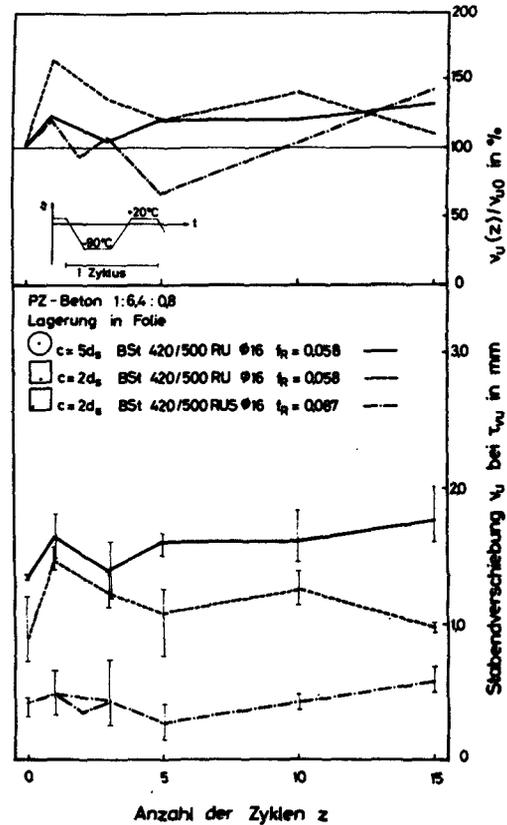


Bild 5.25: Zur Verbundfestigkeit zugehörige Stabverschiebung in Abhängigkeit von Tieftemperaturzyklen

Tiefemperaturzyklen auf den Verbundwiderstand kann durch den Bezug der restlichen Verbundfestigkeit auf die Kurzzeit-Verbundfestigkeit angegeben werden, siehe Bild 5.24. Für Rand- und Ecklage ergibt sich nach 15 Zyklen ein nur unbedeutender Abfall der Verbundfestigkeit. Der bei zentrischer Lage beobachtete Abfall von rd. 35%, darf nicht auf den Einfluß der Betondeckung zurückgeführt werden. Bei der Herstellung der Probekörper mit zentrischer Lage des Bewehrungsstabes mußte zur Erreichung einer ausreichenden Verdichtungsfähigkeit des Betons eine geringfügig höhere Wassermenge zugegeben werden. Die daraus resultierende Erhöhung des W/Z-Faktors von 0,8 auf 0,82 bewirkt, wie in /100/ gezeigt, zwar nur eine geringe Feuchteveränderung des Betons, allerdings treten jetzt im Temperaturbereich -20°C bis -60°C deutliche Expansionen im thermischen Dehnverhalten des Betons auf.

Diese führen bei Abkühlung des Betons zu Gefügezerstörungen /117/ und zu dem bei den zentrischen Verbundkörpern beobachteten Abfall des Verbundwiderstandes mit steigender Temperaturzyklenanzahl.

Die mit der zyklischen Temperaturbeanspruchung verbundenen Beanspruchung des Betongefüges führt zu einer Verweichung der Verbundzone. Die Stabendverschiebung bei Erreichen der Verbundfestigkeit nimmt daher mit steigender Zyklenzahl geringfügig zu. Hier kann eine Korrelation zwischen Abnahme der Verbundfestigkeit und Zunahme der zugehörigen Stabendverschiebung festgestellt werden.

5.4.11 Einfluß einer Vorlast

Verbundkörper wurden bei RT mit 25% der bei 20°C ermittelten Verbundfestigkeit belastet und dann bei konstanter Belastung durch einmalig aufgebrauchte Tiefemperaturen bzw. durch Tiefemperaturzyklen beansprucht. Im Anschluß an die Temperaturbelastung erfolgte der Ausziehversuch bei TT bzw. bei RT. Die Steuerung des Prüfzylinders erlaubt es nicht, direkt vom Vorlastniveau aus die Ausziehungskraft ~~wegeregelt~~ aufzubringen. Daher mußte vor dem Ausziehversuch die Vorlast abgelassen werden, bevor die

weggeregelt Belastung des Versuchskörpers möglich wurde.

In Bild 5.26 sind einige Versuchsergebnisse bei RT und TT mit und ohne Vorlast dargestellt. Der Vergleich zeigt, daß die Vorlast im Vergleich zu den bereits in den vorherigen Abschnitten dargestellten Versuchsergebnissen keinen nennenswerten Einfluß auf die Verbundfestigkeit ausübt. Die im anfänglichen Verschiebungsbereich höhere Verbundsteifigkeit der vorbelasteten Körper wird durch die vorweggenommene Verdichtung des Betons unter den Rippen bewirkt.

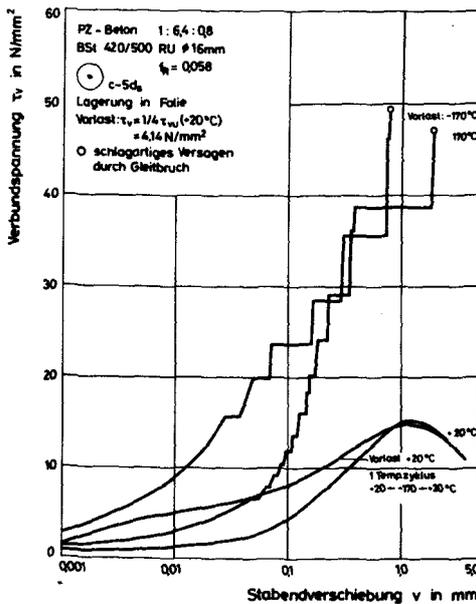


Bild 5.26: Verbundspannung-Verschiebungskurven in Abhängigkeit einer Vorlast

5.5 Zusammenfassung der wesentlichen Versuchsergebnisse

Das Verbundverhalten einbetonierter Rippenstäbe bei tiefen Temperaturen wurde in Ausziehversuchen bestimmt. Neben der systematischen Variation der Prüftemperatur wurden auch zyklische Temperaturbeanspruchungen berücksichtigt. Wegen der Vielzahl der Parameter konnte bei diesen Untersuchungen nur eine Auswahl

wesentlicher Einflußgrößen in das Versuchsprogramm einfließen. Dies waren neben der Tieftemperatur: die Betonfeuchte, die Betongüte, die Stahlprofilierung, der Stabdurchmesser, die Betondeckung, die Lage im Prüfkörper, eine Querbewehrung und eine Vorlast.

Für die verwendeten Baustoffe, Lagerungs- und Versuchsbedingungen können die wesentlichen Versuchsergebnisse wie folgt stichpunktartig angegeben werden:

- Tieftemperaturzyklen beeinflussen die Verbundfestigkeit in nur geringem Maße, wenn die vollständige Sättigung des Porensystems verhindert wird.
- Durch tiefe Temperaturen wird der Verbund zunehmend verfestigt und versteift. Dies geschieht bei Betonen mit geringer Festigkeit ausgeprägter als bei hochfesten Betonen.
- Die Betonfeuchte übt auf die Größe der tieftemperaturbedingten Steigerung des Verbundwiderstandes einen entscheidenden Einfluß aus.
- Unter Temperaturen von -120°C verändert sich das Verbundverhalten grundlegend. Schon bei geringer Beanspruchung treten schlagartige Relativverschiebungen auf, deren Häufigkeit und Größe von der Beanspruchungshöhe und der Betondeckung abhängen. Diese Verschiebungssprünge sind auf die veränderten Verformungsmechanismen der Verbundzone zurückzuführen.
- Das Verformungsvermögen der Verbundzone wird bei großer Betondeckung durch Temperaturabsenkung anfänglich gesteigert und sinkt ab Temperaturen unter -100°C wieder auf die bei RT gültigen Werte. Dabei wird bei extrem tiefen Temperaturen die Größe der maximalen Verschiebung i.w. durch große Verschiebungssprünge bestimmt.
- Die Bildung von Längsrissen und das Verbundversagen durch Sprengbruch wird bei kleinen Betondeckungen durch tiefe Temperaturen deutlich gefördert. Das Verformungsvermögen der Ver-

bundzone nimmt bei kleinen Betondeckungen durch tiefe Temperaturen drastisch ab. Hier ist die Abhängigkeit von der Lage des Bewehrungsstabes zu beachten.

- Eine Querbewehrung kann das Auftreten von Längsrissen nicht verhindern. Sie verschiebt aber das Auftreten von Sprengbrüchen in Abhängigkeit von der Größe dieser Querbewehrung zu tieferen Temperaturen.
- Der bei RT festgestellte Einfluß von Stahlprofilierung und Stabdurchmesser bleibt bei TT erhalten.
- Eine Temperaturbeanspruchung von vorbelasteten Verbundkörpern erbringt keine zusätzlichen Abhängigkeiten.
- Eine direkte Proportionalität zwischen Verbundspannungen und der Betondruckfestigkeit für den Bereich tiefer Temperaturen kann nicht abgesichert angegeben werden. Näherungsweise kann bei großen Betondeckungen zwischen Verbundfestigkeit und Betondruckfestigkeit auch im Tieftemperaturbereich Proportionalität vorausgesetzt werden.
- Ein Bezug zwischen TT-Betonzugfestigkeit und der τ_v -v-Beziehung besteht nicht.

6. MODELL ZUR BESCHREIBUNG DES VERBUNDVERHALTENS BEI TIEFEN TEMPERATUREN

6.1 Überblick

Zur analytischen Beschreibung der Verformungen und der Rißbildung von Stahlbeton- und Spannbetonbauteilen im Zustand II wählt man heute bevorzugt den sogenannten verbundorientierten Weg. Hierzu ist die Vorgabe eines Stoffgesetzes des verschieblichen Verbundes erforderlich. Die bislang verwendeten, finiten Stoffgesetze des Verbundes wurden aus Ausziehversuchen abgeleitet und meist noch gegenüber den Beobachtungen idealisiert.

Die Ableitung eines Stoffgesetzes aus den τ_v - v -Beziehungen von Ausziehversuchen ist aus mehreren Gründen angreifbar: Zum einen, weil man die konstante Verteilung der Verbundspannung über die Verbundlänge voraussetzt und zum anderen, weil sich der Spannungszustand im Ausziehkörper von dem in einem mit Rissen behafteten Stahlbetonbauteil unterscheidet. Trotz dieser Einschränkungen wird auch in dieser Arbeit so vorgegangen; die bisherige Erfahrung zeigt, daß dieses Vorgehen eine brauchbare Abschätzung der Rißbildung und des Verformungsverhaltens erlaubt.

In diesem Abschnitt wird mit einem Arbeitsgesetz des Verbundes $\tau_v = f(v)$ ein Tragmodell entwickelt, mit dem sowohl die Längsrißbildung in Abhängigkeit von der Betondeckung als auch das Verbundversagen infolge Spreng- und Gleitbruch im Temperaturbereich $+20^\circ\text{C}$ bis -170°C vorhergesagt werden kann. Weiter wird die Anwendbarkeit dieses Modells zur Vorhersage von großen Verschiebungssprüngen in den τ_v - v -Linien (bei großen Betondeckungen und extrem tiefen Temperaturen) aufgezeigt. Bei der Entwicklung des Modells zur Beschreibung des Verbundverhaltens bei tiefen Temperaturen stand nicht nur die Abbildung der Versuchsergebnisse durch Rechengesetze im Vordergrund. Vielmehr sollte mit dem Modell eine Basis zur werkstoffphysikalischen Erklärung der tieftemperaturbedingten Änderungen geschaffen werden.

6.2 Verbundgesetz für tiefe Temperaturen

6.2.1 Rechenansatz der τ_v - v -Beziehung

Im folgenden wird von einem für normale Temperaturen gebräuchlichen, finiten Stoffgesetz des verschieblichen Verbundes der Form

$$\tau_v = \beta_w \cdot A \cdot v^N \quad (6.1)$$

ausgegangen /66/, das für tiefe Temperaturen erweitert werden muß. Die Schwächen dieses Ansatzes sind bekannt. Um einige zu nennen:

- a) Es ist zu bezweifeln, ob die Verbundspannung nur von der Verschiebung abhängt. Die örtliche Stahldehnung ist ebenfalls von Einfluß /20, 49/.
- b) Der Ansatz impliziert nichtlineare Elastizität. Dies wird vom Versuch nicht bestätigt.
- c) Der Ansatz vermag nur den ansteigenden Ast der τ_v - v -Linien bis zu Verschiebungen von $v \approx 0,4 + 0,5$ mm zutreffend zu beschreiben. Das Maximum der τ_v - v -Beziehung im verschiebungsgesteuerten Versuch und deren fallender Ast können mit Gl. (6.1) nicht erfaßt werden.
- d) Er vernachlässigt den Haftverbund.

Die Vernachlässigung des Haftverbundes ist bei Tieftemperatur hinnehmbar, weil er zur Verbundfestigkeit einen nur unwesentlichen Beitrag liefert. Auch die eingeschränkte Beschreibung der experimentellen τ_v - v -Linien ist bei TT tolerierbar. Die Versuche zeigen, daß bei den in der Praxis üblichen Betondeckungen bei tiefen Temperaturen $-120^\circ\text{C} \cong \delta \cong -170^\circ\text{C}$ die Bildung von Längsrissen das Tragverhalten bestimmt, Gleitbrüche werden nicht erzielt.

Für die Anpassung des Gesetzes nach Gl. (6.1) an die TT-Versuchsergebnisse sind folgende Ergänzungen erforderlich:

- 1) Der Verbundwiderstand muß auf die temperaturabhängige Betondruckfestigkeit bezogen werden, um so die temperaturbedingte Verfestigung des Betons zu berücksichtigen. Als Bezugsgröße wird hier die Zylinderdruckfestigkeit β_{C_0} , Gl. (3.7), gewählt.
- 2) Die Versuchsergebnisse zeigen, daß die Steigerung des Verbundwiderstandes nur zum Teil über die tieftemperaturbedingte Verfestigung des Betons zu erklären ist. Auch andere Einflüsse infolge TT, wie die veränderten Mechanismen bei der Verbundrißbildung, sind zu berücksichtigen.
- 3) Der Einfluß der Lage des Bewehrungsstabes beim Betonieren in bezug zur Beanspruchungsrichtung wurde nicht untersucht und kann daher nicht erfaßt werden. Das Verbundgesetz wird für beim Betonieren stehende und in Betonierichtung gezogene Stäbe entwickelt.

Das TT-Verbundgesetz wird wie folgt formuliert:

$$\tau_{v\vartheta} = \beta_{C\vartheta} a(\vartheta) v^B(\vartheta) \quad (6.2)$$

Hierin bedeuten:

$$a(\vartheta) = (C_1 + C_2 \cdot f_R) \cdot f_1(\vartheta)$$

C_1 : Reibungsanteil, abhängig von der Oberflächenbeschaffenheit des Bewehrungsstabes zwischen den Rippen

$C_2 \cdot f_R$: Scheranteil, abhängig von der bezogenen Rippenfläche

$$B(\vartheta) = C_3 \cdot f_2(\vartheta).$$

Damit ergibt sich folgende Schreibweise:

$$\tau_{v\vartheta} = \beta_{C\vartheta} (C_1 + C_2 \cdot f_R) f_1(\vartheta) v^{C_3 f_2(\vartheta)} \quad (6.3)$$

Zunächst werden die Koeffizienten und Temperaturfunktionen von Gl. (6.3) auf Grundlage der Versuchsergebnisse nach Abschnitt 5 bestimmt. Im Anschluß an die Entwicklung eines Modells zur Beschreibung der inneren Verbundrißbildung und des Verbundversagens wird der Gültigkeitsbereich des TT-Verbundgesetzes diskutiert.

6.2.2 Anpassung des Rechenansatzes an die Versuchsergebnisse

Die Rechenanalyse zur Ermittlung des TT-Verbundgesetzes auf Basis der Versuchsergebnisse erfolgt in 2 Schritten. Zunächst wird für jeden Ausziehversuch die Rechenfunktion Gl. (6.2) den experimentellen τ_v -v-Beziehungen angepaßt. Im 2. Schritt werden durch lineare Regression aus den Rechenergebnissen $a(\vartheta)$ und $B(\vartheta)$ die Koeffizienten und Temperaturfunktionen der Gl. (6.3) bestimmt.

Wie bereits im Abschnitt 6.2.1 dargestellt, gelingt eine brauchbare Anpassung der Versuchswerte an die gewählte Potenzfunktion nur im anfänglichen Verschiebungsbereich der τ_v -v-Beziehungen. Zur Erzielung einer möglichst zutreffenden Anpassung wird der Beschreibungsbereich auf Verschiebungen $v \leq 0,3$ mm begrenzt. Trat in den Versuchen vor dieser maximalen Stabendverschiebung von 0,3 mm ein Verbundversagen durch Sprengbruch oder ein großer Verschiebungssprung $\Delta v \geq 0,1$ mm ein, so wird die Anpassung der Rechenfunktion nur bis zu dieser Beanspruchung durchgeführt. Einen Überblick über die Beanspruchungszustände, die wegen großer Verschiebungssprünge zu einer Begrenzung des Beschreibungsbereiches auf Verschiebungen $< 0,3$ mm führten, gibt Bild 6.1.

Beispielhaft sind die Ergebnisse dieses 1. Rechenschrittes, die mit Gl. 6.2 gerechneten τ_v -v-Linien, für eine Versuchsserie in Abhängigkeit von der Temperatur in Bild 6.2 dargestellt. Dabei geben die dargestellten Kurven den Mittelwert aus jeweils 3 Versuchen wieder. Es ist eine gute Übereinstimmung mit den Ergebnissen der Ausziehversuche, siehe Bild 5.6, feststellbar. Die Güte der Anpassung zeigt das Bestimmtheitsmaß r^2 , das in jedem Fall $> 0,95$ betrug. Einen Überblick über die ermittelten

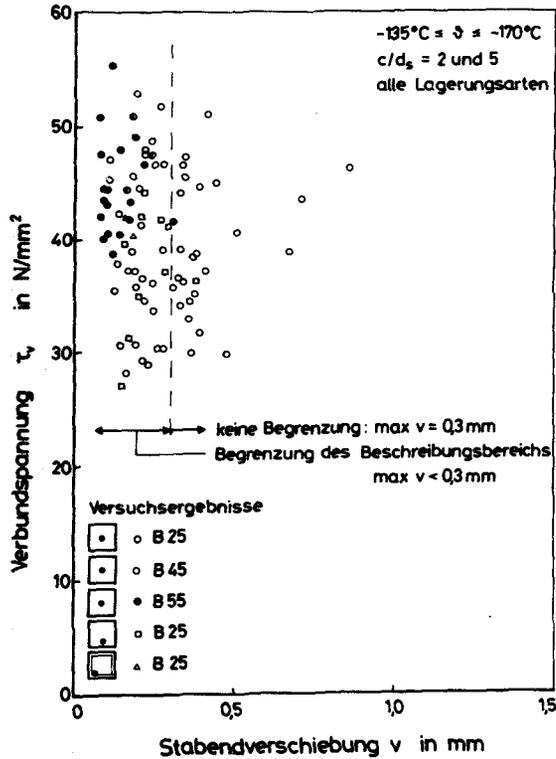


Bild 6.1: Beanspruchungszustand bei Verschiebungssprüngen $\Delta v > 0,1 \text{ mm}$
 ($\vartheta = -135^{\circ}\text{C}$ und -170°C)

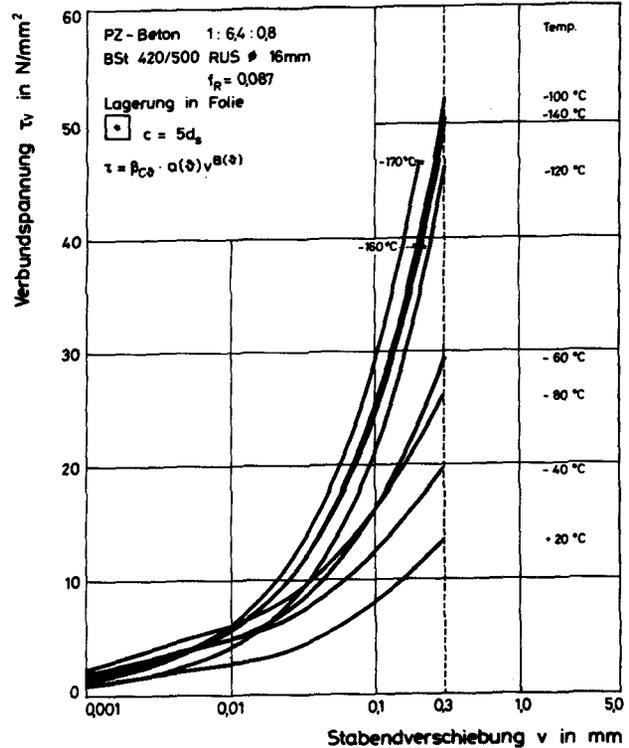


Bild 6.2: Ergebnis der Regressionsrechnung für die Versuche nach Bild 5.6

Koeffizienten für Gl. (6.2) gibt in Abhängigkeit von der bezogenen Rippenfläche Bild 6.3.

Der Faktor $a(\vartheta)$ und der Exponent $B(\vartheta)$ nehmen mit sinkender Temperatur zu. Zwischen der bezogenen Rippenfläche und dem Faktor $a(\vartheta)$ besteht Proportionalität. Die Abhängigkeit dieser Koeffizienten von der Betonfeuchte, von der Lage des Bewehrungsstabes im Ausziehkörper (Betondeckung) und von einer Querbewehrung kann dagegen durch die Regression nicht angegeben werden; die Ergebnisse sind uneinheitlich. Tendenziell ergeben sich für feuchte Betone steifere TT-Verbundgesetze als für Betone mit geringer und mittlerer Feuchte.

Der Einfluß tiefer Temperaturen und der bezogenen Rippenfläche auf die Koeffizienten des Verbundgesetzes wird im 2. Rechenschritt erfaßt. Dabei werden aus den Rechenergebnissen $a(\vartheta)$ und $B(\vartheta)$ über eine lineare Regressionsrechnung die Konstanten C_1 , C_2 und C_3 sowie die Funktionen $f_1(\vartheta)$ und $f_2(\vartheta)$ bestimmt. Da die Versuchsergebnisse beträchtlich streuen, erscheint es nicht sinnvoll, nur das absolute Ergebnis dieser Berechnung anzugeben. Die Mittelwerte der Rechenergebnisse werden deshalb durch eine Bandbreite ergänzt, die mindestens 90% der Versuchswerte erfaßt. Damit ergibt sich folgendes Ergebnis:

$$C_1 = 0,06$$

$$C_2 + \Delta C_2 = 8,64 \pm 2,0$$

$$C_3 + \Delta C_3 = 0,46 \pm 0,10$$

$$f_1(\vartheta) = 1 - 0,68 \frac{\vartheta - 20}{190}$$

$$f_2(\vartheta) = 1 - 0,39 \frac{\vartheta - 20}{190}$$

Bild 6.3 zeigt in Abhängigkeit von Temperatur und bezogener Rippenfläche die Gegenüberstellung der Ergebnisse der beiden Rechenschritte. Die Versuchsergebnisse werden von der Rechnung gut abgedeckt.

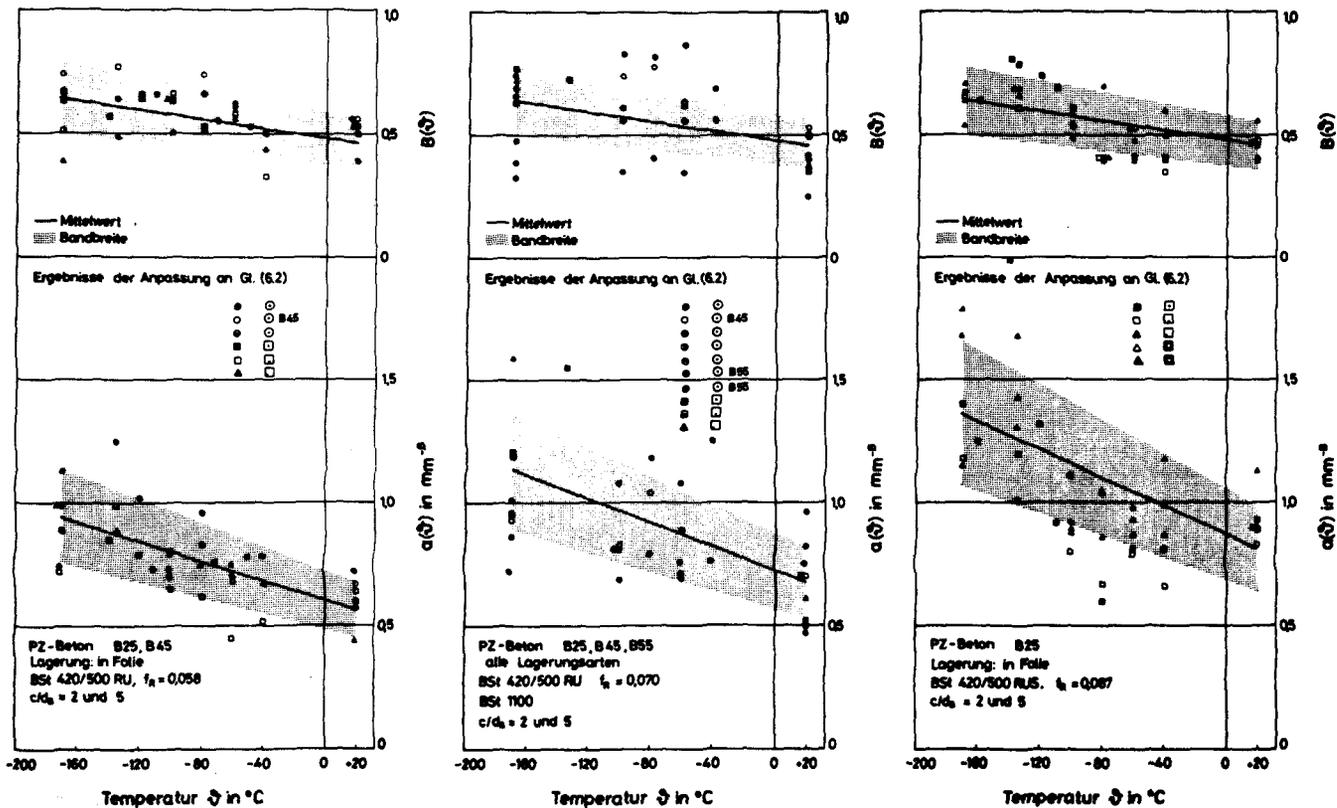


Bild 6.3: Koeffizienten des TT-Verbundgesetzes in Abhängigkeit von der bezogenen Rippenfläche
- Ergebnisse der Regressionsanalyse

Das Verbundgesetz ist nunmehr für den Bereich tiefer Temperaturen angebar:

$$\tau_{v\vartheta} = \beta_{c\vartheta} \left[0,06 \cdot (8,64 \pm 2,0) f_R \right] \left(1 - 0,68 \frac{\vartheta - 20}{190} \right) \cdot v^{(0,46 \pm 0,10) \left(1 - 0,39 \frac{\vartheta - 20}{190} \right)} \quad (6.4)$$

Wie in Abschnitt 5.4.10 aufgezeigt, haben zyklische Tieftemperaturbeanspruchungen bei Betonen mit geringer bis mittlerer Feuchte nur einen sehr geringen Einfluß auf den Verbundwiderstand. Regressionsrechnungen zur Anpassung der Versuchsergebnisse zyklisch temperaturbeanspruchter Ausziehkörper an die gewählte Potenzfunktion erbrachten daher bei Einführung der zugehörigen Betondruckfestigkeit keine Unterschiede zu den bei RT festgestellten Rechenergebnissen. Somit ist auch in diesem Fall Gl. (6.4) gültig, allerdings ist $\vartheta = +20^\circ\text{C}$ und die für zyklische Temperaturbeanspruchungen gültige Betondruckfestigkeit einzuführen.

Das TT-Verbundgesetz gilt mit folgenden Einschränkungen:

- Zugrichtung gleich Betonierrichtung
- Betondeckung $c \geq 2 d_s$
- Stabdurchmesser $8 \text{ mm} \leq d_s \leq 18 \text{ mm}$
- $0,058 \leq f_R \leq 0,087$
- max. Relativverschiebung $\max v \leq 0,3 \text{ mm}$.

Anhand einiger Begleitversuche kann eine Erweiterung der Gültigkeit des TT-Verbundgesetzes auf Betonstähle mit $f_R < 0,058$ angegeben werden. Für glatte Stäbe wurde $C_3 = 0,22$ und für gerippte Spannstähle mit kleinem Stabdurchmesser $C_3 = 0,14$ ermittelt. Die zuvor angegebenen Konstanten C_1 und C_2 und Funktionen $f_1(\vartheta)$ und $f_2(\vartheta)$ behalten auch in diesen Fällen ihre Gültigkeit.

Eine Übertragung des TT-Verbundgesetzes, Gl. (6.4), auf andere Lagen des Bewehrungsstabes - oben bzw. unten liegend, oder stehend in Setzrichtung gezogen - kann in erster Näherung mit den in /61, 101/ angegebenen Verhältnisswerten erfolgen. Dort wird nachgewiesen, daß im Verschiebungsbereich $v = 0$ bis $0,5 \text{ mm}$ die Lage des Bewehrungsstabes einen etwa konstanten Einfluß auf

die Größe des Verbundwiderstandes ausübt.

Die angegebene große Bandbreite des TT-Verbundgesetzes mag bei der Anwendung in konkreten Fällen nicht befriedigen. Eine Einschränkung dieser Bandbreite wird möglich, wenn folgende im Versuch beobachteten Tendenzen beachtet werden:

- bei großen Betondeckungen ($c/d_s = 5,0$) gilt:

$$C_2 = 8,64 + 10,64 \text{ und } C_3 = 0,46$$

- bei kleinen Betondeckungen ($c/d_s = 2,0$) gelten mittlere Koeffizienten

- für Betone mit hoher Festigkeit ergeben sich steife Verbundgesetze:

$$C_2 = 6,84 + 8,64 \text{ und } C_3 = 0,36$$

- bei sehr feuchten Betonen gelten im Tieftemperaturbereich:

$$C_2 = 6,84 \text{ und } C_3 = 0,36.$$

Unter Beachtung dieser Anmerkungen wurde das TT-Verbundgesetz, Gl. (6.4), für die Bedingungen der einzelnen Ausziehversuche ausgewertet. In den Bildern 6.4 und 6.5 sind beispielhaft die Berechnungsergebnisse den Versuchsergebnissen gegenübergestellt. Es zeigt sich eine befriedigende Übereinstimmung. Der gültige Beschreibungsbereich von Gl. (6.4), d.h. die Begrenzung gegenüber Verbundversagen durch Sprengbruch bzw. großen Verschiebungssprüngen, erfolgte in diesen Fällen anhand der einzelnen Versuchsergebnisse.

Durch den Bezug der Verbundspannung auf die temperaturabhängige Betondruckfestigkeit wird eine allgemein gültige Auswertung von Gl. (6.4) möglich. Eine entsprechende Darstellung der τ_{v3}/β_{C3} -v-Linien für RT und -170°C in Abhängigkeit von der bezogenen Rippenfläche (Variation innerhalb der Grenzen von DIN 488) zeigt Bild 6.6, wobei neben den Ergebnissen für die Mittelwerte die für die Grenzwerte der Bandbreite angegeben werden.



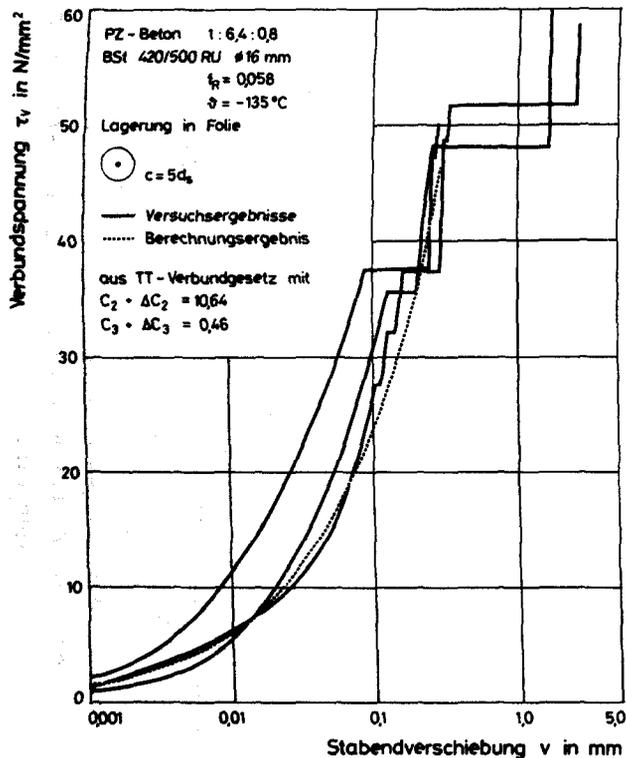


Bild 6.4: Vergleich des Verbundgesetzes mit den Versuchsergebnissen für große Betondeckungen

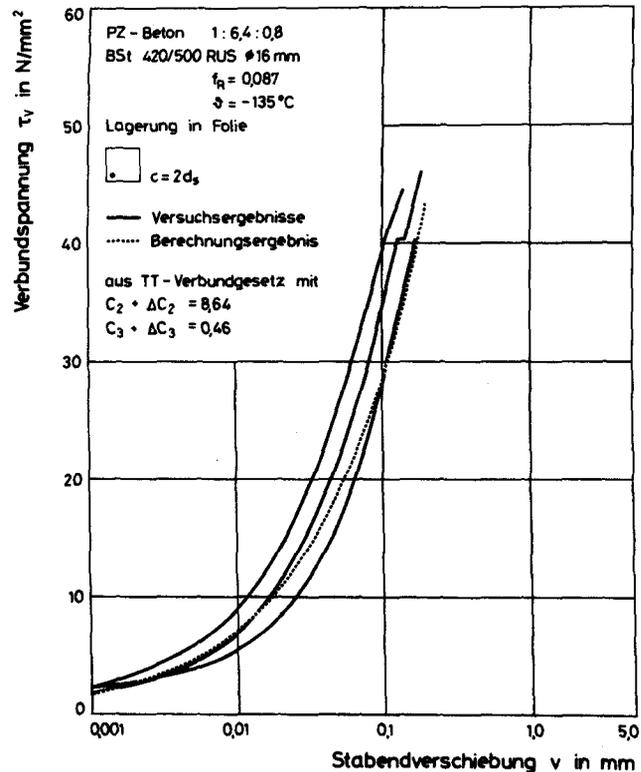


Bild 6.5: Vergleich des Verbundgesetzes mit den Versuchsergebnissen für Ecklage des Bewehrungsstabes

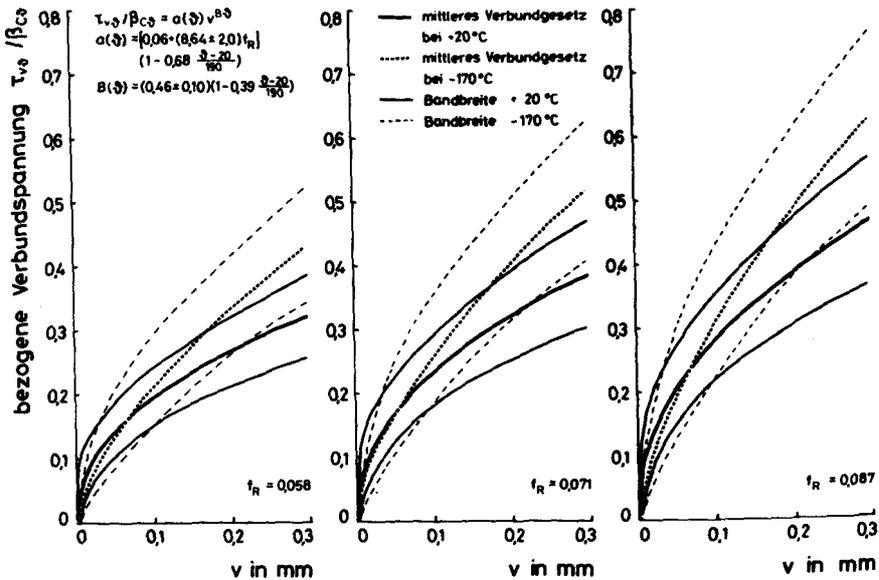


Bild 6.6: Verbundgesetze in Abhängigkeit von der Temperatur und der bezogenen Rippenfläche

Während die dargestellten bezogenen τ_v - v -Linien im definierten Verschiebungsbereich $0 \leq v \leq 0,3$ mm für RT uneingeschränkt Gültigkeit besitzen, gilt dies bei TT nicht mehr. Die in den TT-Versuchen beobachteten Diskontinuitäten in den τ_v - v -Beziehungen und das Verbundversagen durch Sprengbruch erfordern die Einschränkung des Gültigkeitsbereiches auf Werte $v < 0,3$ mm. Eine entsprechende analytische Aufbereitung der Versuchsergebnisse erfolgt in den nächsten Abschnitten.

Eine Gegenüberstellung anderer Verbundgesetze mit dem Mittelwert von Gl. (6.4), $f_R = 0,070$, erfolgt für RT in Bild 6.7. Berücksichtigt man die Versuchsbedingungen - **Betonierichtung**, konsolenförmiger Ausziehkörper-, die den Formulierungen der Verbundgesetze von Martin und Janovic zugrundelagen, so sind die anfänglich steiferen τ_v - v -Beziehungen erklärbar. Im Mittel ordnet sich das TT-Verbundgesetz bei RT bei Beachtung der Verbundbereiche in die bekannten Formulierungen ein.

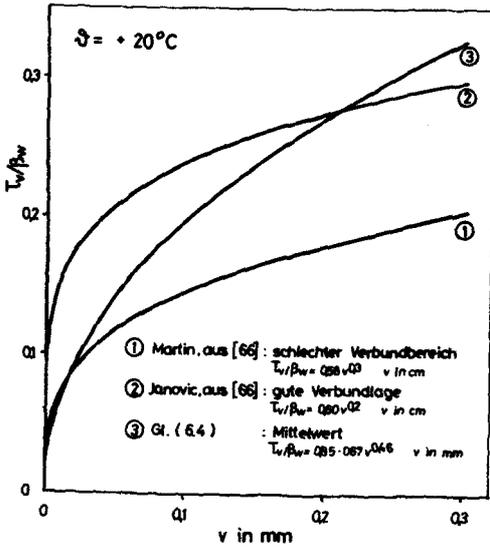


Bild 6.7: Vergleich des TT-Verbundgesetzes bei RT mit anderen Verbundgesetzen

6.3 Längsrißbildung bei tiefen Temperaturen

6.3.1 Allgemeines

Wie bereits in Abschnitt 4.1 dargestellt, wird der Verbundwiderstand im wesentlichen durch die mechanische Verzahnung zwischen Bewehrungsstab und Beton bewirkt. Dabei stützen sich die Rippen des Stabes auf die von ihnen eingeschlossenen Konsolen ab. Die hohen Pressungen bewirken örtliche Zerstörungen des Betongefüges. Infolge der Ausstrahlung der Kräfte in den umgebenden Beton bilden sich innere radiale Verbundrisse (die sogenannten Goto-Risse) und schließlich Risse in Stablängsrichtung. Mit der Entstehung und Auswirkung dieser Risse haben sich in den letzten Jahren zahlreiche Arbeiten befaßt (siehe z.B. /11, 18, 21, 30, 34, 58, 60, 101, 109, 110, 112/). Dabei sollten zum einen die innere Rißbildung experimentell nachgewiesen und zum anderen Tragmodelle und deren analytische Beschreibung entwickelt werden, um so die Vorhersage der Sprengrißbildung zu ermöglichen.

Der experimentelle Nachweis der Verbundrisse ist sehr schwierig, weil die Rißbreiten äußerst gering sind (0,01 mm bis 0,02 mm /112/). Goto /30/ gelang es, die Verbundrißbildung an Dehnkörpern bei hohen Stahlspannungen durch Farbinjektionen aufzuzeigen. Eine Rißbildung auch bei geringem Stahlspannungsniveau konnte in /112/ nachgewiesen werden. Allerdings handelte es sich hierbei um Verbundrisse im Einpreßmörtel, bei dem das Auffinden von Rissen einfacher ist. In beiden Arbeiten wird gezeigt, daß die Verbundrisse von den Rippen ausgehen und eine Neigung von ca. 45° bis 80° zur Stabachse besitzen. Es bildet sich ein kammartiges Tragwerksmodell aus.

Aufgrund des Vergleichs der Hauptspannungsrichtungen an der Kontaktfläche Rippenflanke-Beton vor und nach dem Auftreten der Verbundrisse konnte in /112/ die Neigung der Risse und der Winkel, unter dem die Verbundkraft in den Beton strahlt, angegeben werden, siehe Bild 4.2. Sofern sich noch keine Verbundrisse gebildet haben, sind - infolge der Neigung der Rippenflanken von zumeist 45° - die Hauptdruck- und Hauptzugspannungen betragsmäßig gleich. Sie sind unter $\alpha = \delta = 45^\circ$ zur Stablängsachse geneigt. Erreichen die Hauptspannungen die Betonzugfestigkeit, so wird der Beton normal zur Zugspannungsrichtung von der Rippe her aufreißen. Aus Gleichgewichtsgründen ändert sich aber dann der Ausstrahlungswinkel der schrägen Druckkraft. Er beträgt jetzt $\alpha \approx 35^\circ$, und es stellt sich die Radialdruckspannung σ_{rs} ein. Bei weiterem Rißfortschritt wird sich die Neigung der Verbundrisse wegen der veränderten Spannungsrichtungen aufsteilen ($\delta \rightarrow 90^\circ$).

Die den Stab umgebende Betonschale wirkt wie ein Zugring, der durch den Radialdruck σ_{rs} belastet ist. Erreichen die dabei entstehenden Ringzugspannungen die Betonzugfestigkeit, wird die Betonschale von innen beginnend in Stablängsrichtung einreißen. Ist die Betonschale dick genug, so kann der Längsriß noch aufgefangen werden. Erst bei weiterer Steigerung der Beanspruchung kann er bis zu Betonoberfläche fortschreiten und zum Sprengbruch führen.

Ein Modell zur Vorhersage der Längsrißbildung und des Sprengbruchs wurde in /60/ mit Hilfe der Methode der finiten Elemente entwickelt. Mit Vorgabe der zur Stabachse geneigten Verbundrisse werden in Abhängigkeit von der bezogenen Rippenfläche die im Verbundkörper auftretenden Spannungszustände berechnet. Als Kriterium zur Sprengrißbildung wird angenommen, daß der Zugring dann versagt, wenn die mittlere Ringzugspannung die Spaltzugfestigkeit des Betons erreicht.

Die Berechnung der Längsrißbildung mit Hilfe der FEM ist problematisch, weil das realistische Materialverhalten der Elemente kaum erfaßbar ist. Außerdem wird dieser Weg der tatsächlichen Betonstruktur nicht gerecht. Er wurde deshalb nur vereinzelt verfolgt. Mechanisch überschaubare Verhältnisse ergeben sich, wenn man die Verbundzone durch von Verbundrissen eingeschlossene Kegelstumpfschalen und durch einen Zugring idealisiert, siehe Bild 6.8. Dabei übernimmt die Kegelstumpfschale die Einleitung der Verbunddruckstrebe und der Zugring den nach außen gerichteten Radialdruck. In /101, 109, 110/ gelang mit diesem Modell die Herleitung eines Stoffgesetzes.

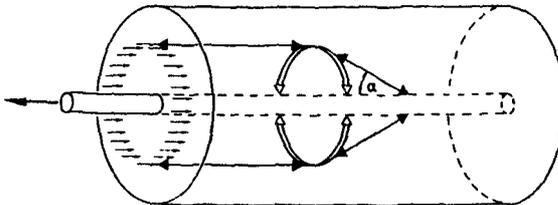


Bild 6.8: Schematische Darstellung des Kraftverlaufs im Ausziehkörper

Zur Vorhersage von Längsrissen muß bei diesem Modell über die Neigung der Betondruckstreben und über die Versagensart des Zugrings verfügt werden. Der Winkel α zwischen Betondruckstrebe und Stabachse wird in der Literatur unterschiedlich, teilweise beanspruchungsabhängig /21/ angenommen. So wird in /110/ $\alpha = 45^\circ$, in /112/ $\alpha = 35^\circ$ und in /21/ $\alpha \approx 25^\circ$ angegeben. Dagegen wird in diesen Arbeiten die Rißbildung im Zugring und dessen Zugversagen einheitlich beschrieben.

Eine analytische Untersuchung zur Längsrißbildung erfolgt in /110/ für drei Grenzzustände. Diese berücksichtigen unterschiedliche Annahmen zum Materialverhalten des Betons auf Zug und zur Verbundrißbildung, siehe Bild 6.9:

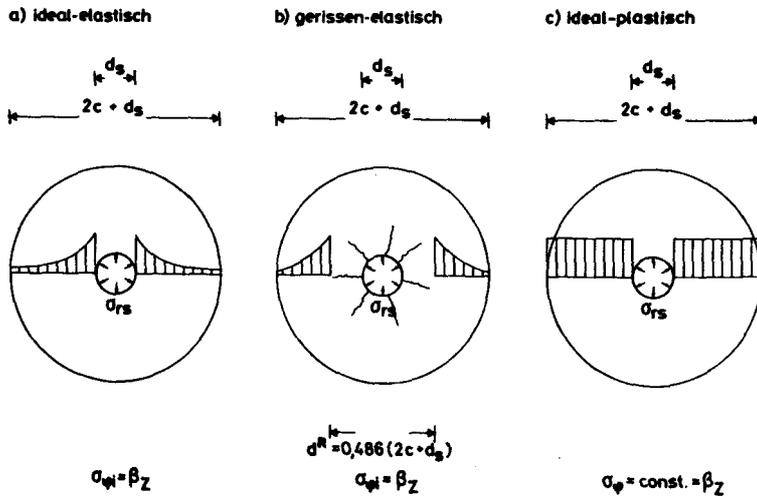


Bild 6.9: Spannungsgrenzzustände einer Betonringscheibe unter Innendruck, /97/

- a) ideal-elastischer Beton frei von Verbundrissen
- b) durch Längsrisse ausgefallener Innenbereich d^R und ideal-elastischer Restring
- c) durch Zugmikrorisse ideal-plastischer Beton.

Die Längsrißbildung (Versagen) setzt ein, wenn die zentrische Betonzugfestigkeit erreicht wird.

6.3.2 Modell zur Vorhersage von Längsrissen bei tiefen Temperaturen

Zur Beschreibung der Längsrißbildung bei TT wird das zuvor beschriebene Modell beibehalten. Dabei ist das infolge TT veränderte Materialverhalten zu berücksichtigen.

Versuche haben gezeigt, daß das plastische Verformungsvermögen des Betons bei extrem tiefen Temperaturen verschwindet. Der Beton versagt makroskopisch betrachtet spröde-elastisch /82, 117/. Die maßgebende Tragfähigkeit des Zugrings liefert bei TT also der Spannungszustand b nach Bild 6.9.

Bei elastischem Materialverhalten weisen die Ringzugspannungen eine steile Spannungsgradienten auf, so daß die zentrische Betonzugfestigkeit nicht mehr als rißauslösende Spannung angesetzt werden darf. In Anlehnung an /60/ wird angenommen, daß die Längsrißbildung einsetzt, sobald an der Innenseite des Zugrings die tieftemperaturabhängige Spaltzugfestigkeit des Betons erreicht ist. Damit wird die in Mikrobereichen entstehende Zugplastifizierung näherungsweise erfaßt. Im folgenden wird das Formelwerk des Grenzzustandes b und das Längsrißkriterium dargestellt.

Mit /59/ kann man die elastische Ringzugspannung σ_{φ} des innen-seitig mit der Ringdruckspannung σ_{rs} beanspruchten und rißfreien dicken Rings angeben. Sie lautet mit (siehe Bild 6.10):

$$w = \frac{b}{a} \quad b = c + \frac{d_s}{2}$$

$$\rho = \frac{r}{a} \quad a = \frac{d_s}{2}$$

$$\sigma_{\varphi} = \sigma_{rs} \frac{1}{\omega^2 - 1} \left[1 + \left(\frac{w}{\rho} \right)^2 \right] \quad (6.5)$$

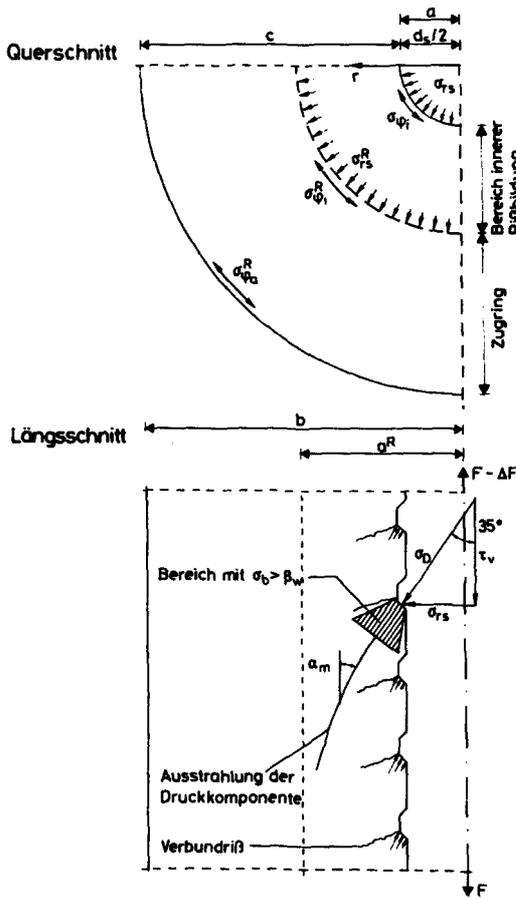


Bild 6.10: Ausstrahlung der Verbundkräfte in der Verbundzone, dargestellt an einer Rippe

Ihr Größtwert tritt an der Ringinnenseite auf:

$$\max \sigma_{\phi} = \sigma_{\phi i} = \sigma_{rs} \frac{\omega^2 + 1}{\omega^2 - 1} \quad (6.6)$$

An der Ringaußenseite beträgt sie:

$$\sigma_{\phi a} = \sigma_{rs} \frac{2}{\omega^2 - 1} \quad (6.7)$$

Die geometrischen Eingangsgrößen der Gln. (6.5) bis (6.7) ändern sich, sobald Verbundrisse auftreten. Bezeichnet man mit a^R den Halbmesser des durch Verbund- und Längsrisse ausgefallenen Innenbereichs, tritt nun an Stelle der Ringdruckspannung σ_{rs} , deren Abhängigkeit von der Verbundspannung τ_v noch gezeigt wird, die auf den noch intakten Zugring der Dicke $b - a^R$ wirkende Ringdruckspannung σ_{rs}^R .

$$\sigma_{rs}^R = \sigma_{rs} \frac{d_s}{2a^R} \quad (6.8)$$

Damit ergibt sich die maximale Ringzugspannung bei Vorhandensein von Verbundrissen im Grenzzustand b:

$$\sigma_{\varphi i}^R = \sigma_{rs} \frac{d_s}{2a^R} \frac{\omega_R^2 + 1}{\omega_R^2 - 1} \quad (6.9)$$

$$\text{mit } \omega_R = \frac{b}{a^R}$$

Durch die Verbundrißbildung wird die Tragfähigkeit des verbleibenden intakten Zugrings gesteigert, weil zum einen die Radialdruckspannung, siehe Gl. (6.8), abnimmt und zum anderen die Verteilung der Ringzugspannung über die Wanddicke völliger wird. Unter Beachtung, daß die innenseitige Ringzugspannung $\sigma_{\varphi i}^R$ die Spaltzugfestigkeit des Betons nicht überschreiten kann, ergibt sich das Maximum der Ringtragfähigkeit mit $d \sigma_r^R / da^R = 0$ bei einem Verhältnis von

$$\frac{a^R}{b} = 0,486 \quad (6.10)$$

Damit erhält man mit

$$\sigma_{rs} = \sigma_{rs}^R 0,486 \left(\frac{2c}{d_s} + 1 \right)$$

die Ringzugspannung an der Innenseite

$$\sigma_{\varphi_i}^R = \sigma_{rs}^R \frac{(1/0,486)^2 + 1}{(1/0,486)^2 - 1} = \sigma_{rs}^R \cdot 1,618 \quad (6.11)$$

bzw. jene an der Außenseite

$$\sigma_{\varphi_a}^R = \sigma_{rs}^R \frac{2}{(1/0,486)^2 - 1} = \sigma_{rs}^R \cdot 0,619 \quad (6.12)$$

Mit dem Druckrißkriterium

$$\sigma_{\varphi_i}^R = \beta_{SZ\vartheta}$$

ist

$$\sigma_{rs\vartheta}^R = 0,618 \beta_{SZ\vartheta} \quad (6.13)$$

sowie

$$\sigma_{rs\vartheta}^R = 0,3 \beta_{SZ\vartheta} \left(\frac{2c}{d_s} + 1 \right) = \beta_{SZ\vartheta} (0,6 \frac{c}{d_s} + 0,3) \quad (6.14)$$

Die radiale Druckspannung $\sigma_{rs\vartheta}^R$ hängt von der Druckstrebenneigung ab. Ihr Neigungswinkel an der Rippe beträgt $\alpha \approx 35^\circ$. Aus dem Aufsteilen der Verbundrisse kann man schließen, daß der Winkel α mit zunehmendem Abstand von der Staboberfläche flacher wird. In Anlehnung an /21/ kann die mittlere Neigung in guter Näherung mit $\alpha_m \approx 26^\circ$ angenommen werden, vgl. Bild 6.10. Damit beträgt die bei Längsrißbildung (untere Grenze für den Sprengbruch) wirkende Verbundspannung mit:

$$\sigma_{rs\vartheta}^R = \tan \alpha \tau_{V\vartheta}^R \approx 0,5 \tau_{V\vartheta}^R \quad (6.15)$$

$$\tau_{V\vartheta}^R = \beta_{SZ\vartheta} (1,2 \frac{c}{d_s} + 0,6) \quad (6.16)$$

Für den Ausziehkörper (Verbundlänge $l_v = n d_s$) kann mit der oben aufgeführten Verbundspannung, bei der die Betonschale durchreißt, die Stahlspannung am Beginn der Verbundlänge ausgedrückt werden:

$$\sigma_{s0}^R = \beta_{SZ0} \cdot n \cdot 4,8 \left(\frac{c}{d_s} + 0,5 \right) \quad (6.17)$$

Wird die Spaltzugfestigkeit nach /96/ in die zentrische Zugfestigkeit umgerechnet, so ist ein direkter Vergleich von Gl. (6.16) mit den in /110/ angegebenen Modellen und Versuchsergebnissen zum Eintreten von Längsrissen möglich, vgl. Bild 6.11. Zu beiden Seiten der mit der mittleren Spaltzugfestigkeit des Betons gerechneten Geraden nach Gl. (6.16) sind die Linien für die 5%- und 95%-Fraktile angegeben. Es ergibt sich eine gute Übereinstimmung zwischen den Versuchswerten und den Rechenwerten nach Gl. (6.16).

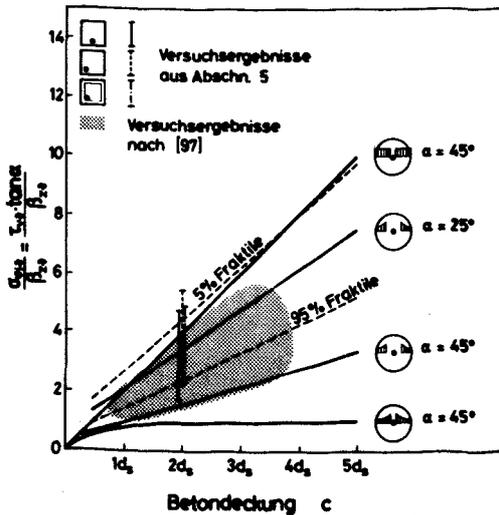


Bild 6.11: Vergleich von Gl. (6.16) mit /97/ zur Sprengrißbildung

6.3.3 Begrenzung des Längsrißkriteriums in Abhängigkeit von der Betondeckung

Das Kriterium der Längsrißbildung nach Gl. (6.16) und (6.17) besitzt natürlich nicht für beliebig große Betondeckungen Gültigkeit. Hier haben die Verbunduntersuchungen ausgewiesen, daß bei einer Betondeckung $c = 5 d_s$ im Temperaturbereich $+20^\circ\text{C}$ bis -170°C keine Längsrisse an den Oberflächen der Ausziehkörper auftraten. Die äußere Betonschale war dick genug, um den Fortschritt der inneren Verbund- und Längsrisse aufzufangen. Bei diesen Probekörpern trat Verbundversagen durch Gleitbruch ein.

Die Bestimmung der Verbundfestigkeit, bei der ein Verbundversagen durch Gleitbruch (ohne Längsrisse) eintritt, kann somit die obere Gültigkeitsgrenze von Gl. (6.16) liefern. Die temperaturabhängige Verbundfestigkeit bei großer Betondeckung kann, wie bereits in Abschnitt 5.4.8 aufgezeigt, näherungsweise auf die Betondruckfestigkeit bezogen werden, vgl. Bild 5.21. Der Bezug zwischen der in den Ausziehversuchen ermittelten Verbundfestigkeit τ_{vu}^G (Verbundversagen durch Gleitbruch) und der Zylinderdruckfestigkeit des Betons ist in Bild 6.12 in Abhängigkeit von der Temperatur für unterschiedliche bezogene Rippenflächen dargestellt. Die bezogenen Versuchsergebnisse ordnen sich im betrachteten Temperaturbereich mit nur geringer Streubreite um folgenden Mittelwert:

$$\tau_{vu}^G \approx 0,47 \beta_{cs} \quad (6.18)$$

mit β_{cs} nach Gl. (3.7).

Die Prüftemperatur, die Betongüte und die bezogene Rippenfläche des Bewehrungsstabes üben nur einen geringen Einfluß auf die bezogene Verbundfestigkeit aus. Da dieser außerdem uneinheitlich ist, konnte mit einer durchgeführten Regressionsanalyse keine verbesserte Beschreibung der Verbundfestigkeit τ_{vu}^G erreicht werden.

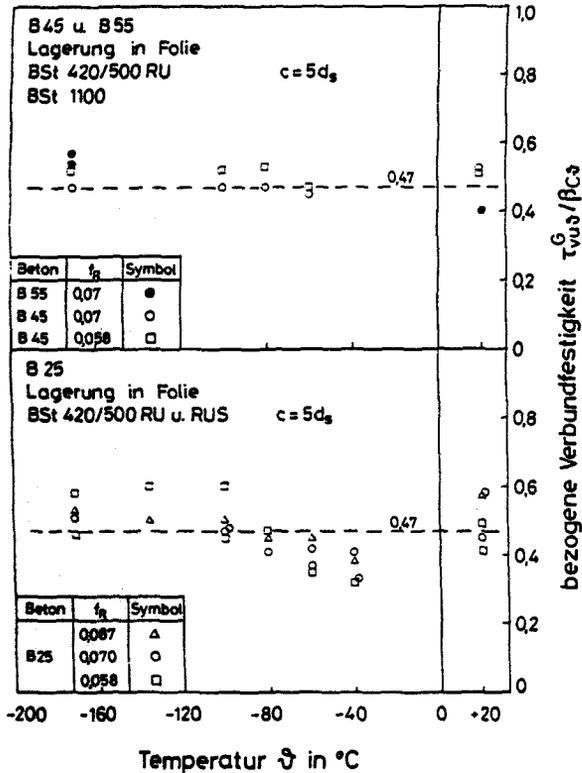


Bild 6.12: Bezogene Verbundfestigkeit, bei der in Ausziehversuchen Verbundversagen durch Gleitbruch eintritt

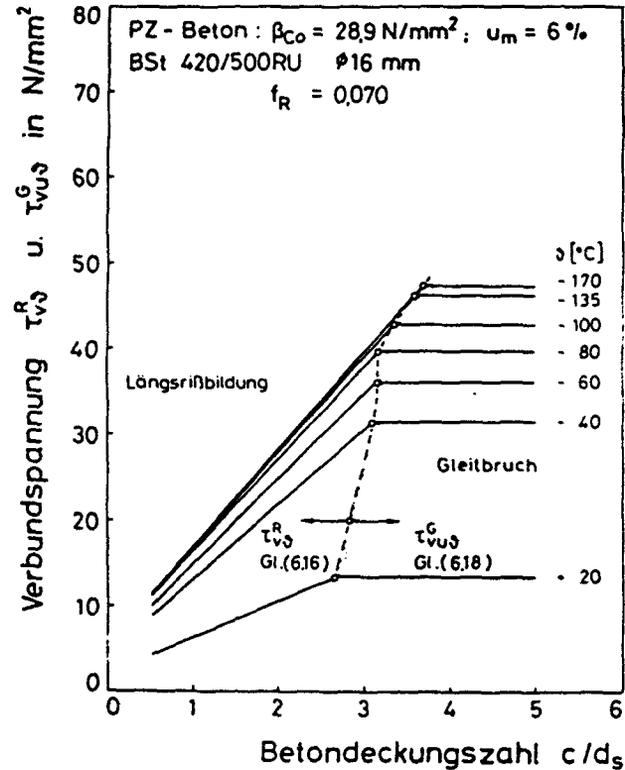


Bild 6.13: Längsrißbildung in Abhängigkeit von der Temperatur und der Betondeckung

Mit Gln. (6.16) und (6.18) ist nunmehr in Abhängigkeit von der Betongüte und der Tieftemperatur jene Betondeckung bestimmbar, bei der das Durchschlagen von Längsrissen an die Betonoberfläche ausgeschlossen werden kann. Die Auswertung dieser Gleichungen für einen Beton mittlerer Güte und Feuchte ist in Bild 6.13 dargestellt. Demnach bilden sich für diesen Beton bei Betondeckungen größer als rd. $3 d_s$ keine durchgehenden Längsrisse, Verbundversagen tritt durch Gleitbruch ein. Dies steht im Einklang mit den in /97/ für hohe Temperaturen ermittelten Sprengbruchspannungen. Bei diesen Temperaturen trat Sprengbruch nur bei Betondeckungen $c < 3 d_s$ auf.

6.3.4 Überprüfung des Längsrißkriteriums durch Versuche

Die direkte Messung der Betonquerdehnungen im Inneren von Ausziehkörpern an der Spitze der fortschreitenden Längsrisse ist beim heutigen Stand der Meßtechnik bei tiefen Temperaturen nicht möglich. Die Querkzugbeanspruchung der Ausziehkörper konnte somit nur an der Oberfläche bestimmt werden. Dazu waren auf den Außenflächen normal zur Zugrichtung und symmetrisch zur Stabachse am lastseitigen Rand der Verbundlänge tieftemperaturgeeignete DMS angeordnet worden.

Mit Hilfe der Betondehnungen ϵ_{bqa} kann die Zugbeanspruchung der Betonschale, insbesondere bei Längsrißbildung, angegeben werden. Der schematische Verlauf der Betonquerdehnung ϵ_{bqa} , abhängig von der Ausziehkraft F , ist in Bild 6.14 dargestellt. Die F - ϵ_{bqa} -Kurve weist bei anfänglicher Belastung einen nahezu linearen Verlauf auf. Dann erfolgt ein Abweichen von der elastischen Linie. Mit sinkender Temperatur wird dieses Abweichen immer geringer. Das Abkrümmen der F - ϵ_{bqa} -Kurve wird durch Mikrorisse im Bereich des DMS bewirkt, die sich allerdings noch nicht zu einem Einzelriß vereinigt haben /10, 19/. Bei der Bildung eines Einzelrisses zeigen die DMS einen Dehnungssprung und zerreißen letztendlich. Die Kraft F^R , bei der Längsrisse zur Oberfläche des Verbundkörpers vordringen, ist der Dehnung krit ϵ_{bqa} zugeordnet.

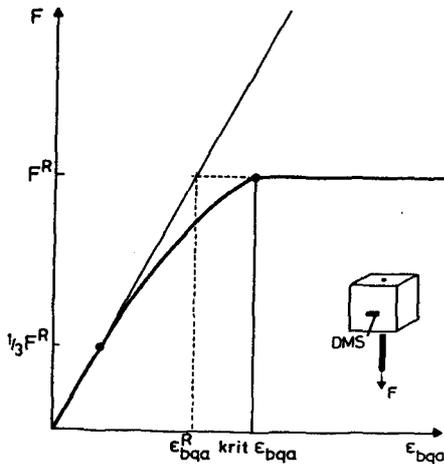


Bild 6.14: Schematische Darstellung der gemessenen Betonquerdehnung abhängig von der Ausziehkraft

Diese in den Ausziehversuchen gemessenen Werte (Verbundspannung und Betonquerdehnung bei Durchreißen der Betonschale) sind in Bild 6.15 in Abhängigkeit von der Prüftemperatur dargestellt (MW aus 3 Versuchen). Die Verbundspannung bei Längsrißbildung wurde dabei auf die jeweilige Verbundfestigkeit bezogen. Es zeigen sich - nahezu unabhängig von der Tieftemperatur - einheitliche Tendenzen. Bei rd. 90% der Verbundfestigkeit sind die Längsrisse bis zur Betonoberfläche vorgedrungen. Bis zum Versagen durch Sprengbruch ist also noch eine gewisse Beanspruchungssteigerung möglich. Im Temperaturbereich -40°C bis -80°C sollte von dieser Belastungssteigerung kein Gebrauch gemacht werden.

Die Verhältnisse nach zyklischer Temperaturbeanspruchung sind ähnlich den bei $+20^\circ\text{C}$ festgestellten, vergleiche Bild 6.16. Im weiteren kann daher der Einfluß zyklischer Temperaturbeanspruchung unberücksichtigt bleiben, da dieser bei praktischer Betonfeuchte äußerst gering ist, vgl. Abschnitt 5.4.10 und 5.4.11.

Aus den gemessenen Betonquerdehnungen können unter Voraussetzung elastischen Materialverhaltens von Beton bei Zug die äußeren Ringzugspannungen ermittelt werden. Der hierzu benötigte Elastizitätsmodul des Betons unter Berücksichtigung des Einflusses

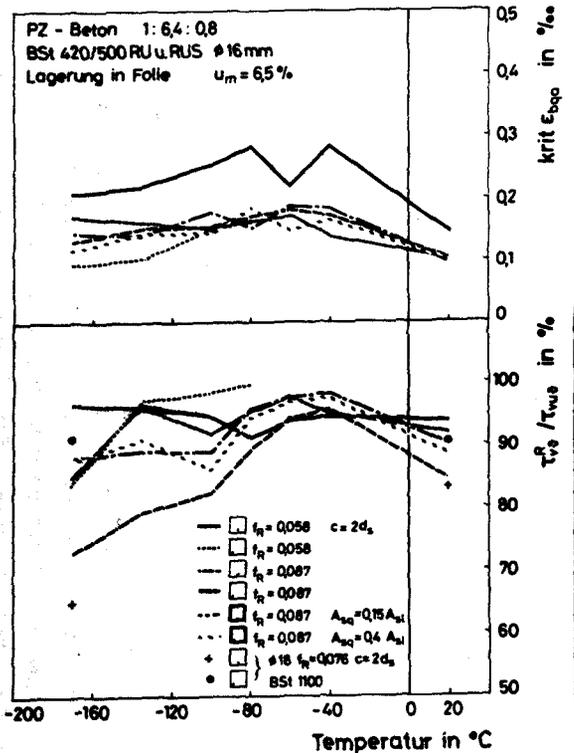


Bild 6.15: Bezogene Verbundspannung und äußere Betonquerdehnung bei Längsrißbildung an der Oberfläche in Abhängigkeit von der Temperatur

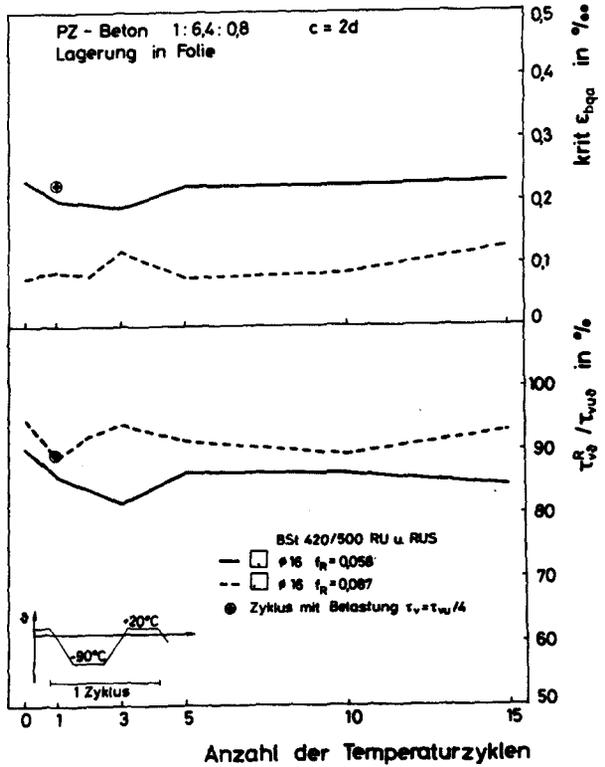


Bild 6.16: Bezogene Verbundspannung und äußere Betonquerdehnung bei Längsrißbildung an der Oberfläche in Abhängigkeit von Tieftemperaturzyklen

tiefer Temperaturen kann für Druckbeanspruchung mit Tabelle 5.1 und Gl. (3.10) berechnet werden. Daß der Beton-Elastizitätsmodul bei Zug auch bei tiefen Temperaturen in guter Näherung durch den Druck-E-Modul beschrieben wird, ist in /85/ nachgewiesen worden. Somit ergibt sich mit ϵ_{bqa}^R nach Bild 6.14, die äußere Betonringzugspannung bei Sprengrißbildung zu:

$$\sigma_{\varphi a \vartheta}^R = \epsilon_{bqa}^R \cdot E_{b \vartheta} \quad (6.19)$$

mit $\epsilon_{bqa}^R \leq \text{krit } \epsilon_{bqa}$

Die mit Gl. (6.19) ermittelten Betonringzugspannungen sind absolut und auf die Spaltzugfestigkeit bezogen in Bild 6.17 angegeben. Die aus den Versuchsergebnissen abgeleiteten Werte der bezogenen äußeren Betonringzugspannung können im gesamten Temperaturbereich +20°C bis -170°C durch einen einheitlichen Mittelwert gut angenähert werden:

Versuch: i.M. $\sigma_{\varphi a \vartheta}^R / \beta_{sz \vartheta} \approx 0,40$

Mit dem Modell von Abschnitt 6.3.2 ist auch die Herleitung der Ringzugspannungen auf der Außenseite des Betonzugrings bei Längsrißfortschritt bis zur Oberfläche auf analytischem Wege möglich, vgl. Gln. (6.12) und (6.13). Die Ringzugspannungen an der Außenseite lauten dann:

$$\text{Rechnung: } \sigma_{\varphi a \vartheta}^R / \beta_{sz \vartheta} = 0,382 \quad (6.20)$$

Dieser Wert steht im Einklang mit dem im Versuch ermittelten, siehe Bild 6.17.

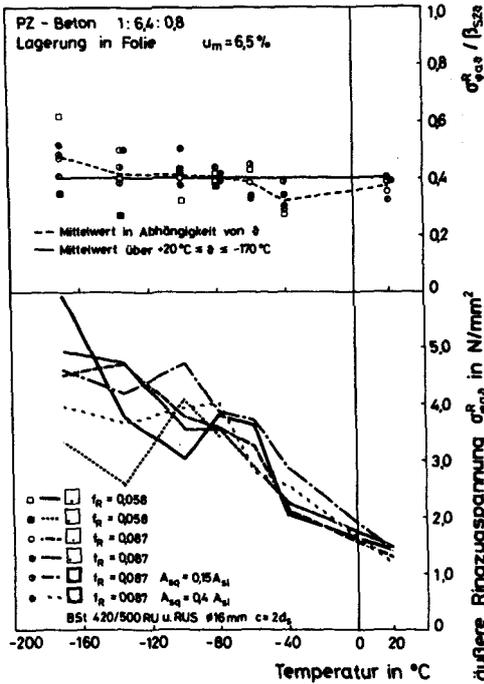


Bild 6.17: Äußere tangentielle Betonzugspannung bei Längsrißbildung an der Oberfläche in Abhängigkeit von der Tieftemperatur (Versuchsergebnisse)

6.4 Verbundversagen durch Sprengbruch

Wie bereits in den Abschnitten 5.4.8 und 5.4.9 dargestellt, werden die Verbundspannungen bei kleineren Verschiebungen nur geringfügig von der Stablage im Prüfkörper bzw. von der Betondeckung sowie von einer Querbewehrung beeinflusst. Es ist daher zur Darstellung des Verbundversagens gerechtfertigt, die τ_v -v-Kurven der Ausziehversuche mit unterschiedlichen Stablagen im anfänglichen Verschiebungsbereich zusammenzufassen und nur im Bereich der Verbundfestigkeit die mit der Versagensart verbundenen Unterschiede zu berücksichtigen. (Dieses Versuchsergebnis wurde bereits auch bei der Formulierung des TT-Verbundgesetzes benutzt). Eine entsprechend idealisierte Darstellung der Versuchsergebnisse enthalten die Bilder 6.18 und 6.19 in Abhängigkeit von der Tieftemperatur und der bezogenen Rippenfläche.

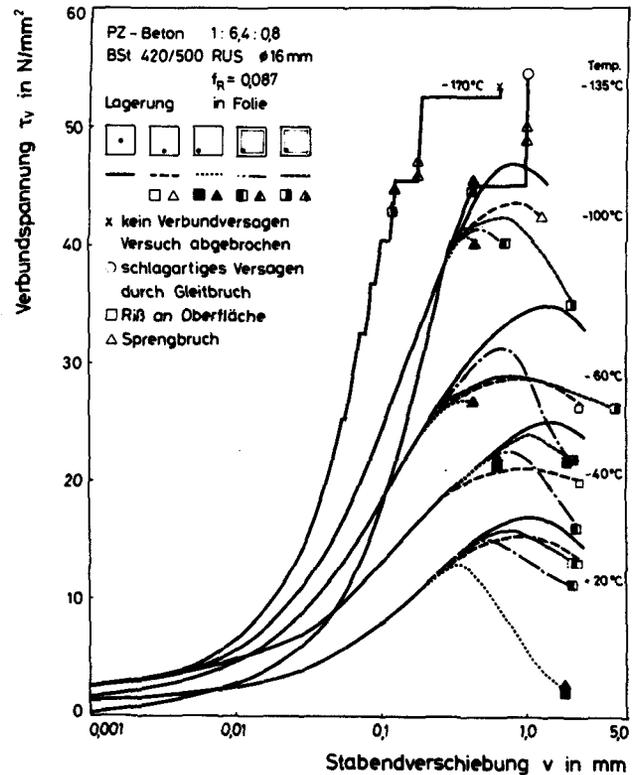
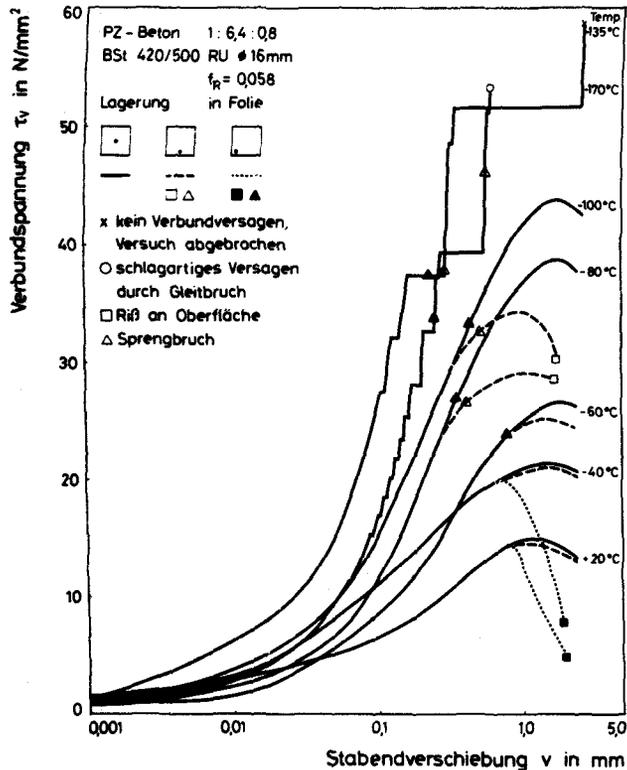


Bild 6.18: Prinzipielle Darstellung der $\tau_v - v$ - Kurven unter Berücksichtigung der Verbundversagensart für $f_R = 0,058$

Bild 6.19: Prinzipielle Darstellung der $\tau_v - v$ - Kurven unter Berücksichtigung der Verbundversagensart für $f_R = 0,087$

Bis zur Oberfläche durchgehende Längsrisse und Sprengbrüche wurden nur bei den Versuchen mit exzentrischer Stablage festgestellt. Bei zentrischer Lage, Betonbedeckung $c = 5 d_s$, versagten alle Ausziehkörper durch Gleitbruch, siehe auch Bild 6.13.

Längsrisse, die bis zur Betonoberfläche fortgeschritten sind, aber nicht zum Sprengbruchversagen führen, verweichen den Verbundwiderstand im Bereich hoher Beanspruchungen. Auch die Verbundfestigkeit nimmt deutlich ab. Tiefe Temperaturen und Querbewehrung mindern diese Verweichung. Beim Versagen durch Sprengbruch tritt diese Verweichung i.d.R. nicht ein. Die Verbundfestigkeit wird bereits vorzeitig erreicht. Allerdings hatten sich auch bei diesen Versuchen - vor dem Versagen bei ca. 90% der Verbundfestigkeit - durchgehende Längsrisse gebildet, vgl. Bild 6.15.

Bei Prüftemperaturen von -80°C und -100°C wurde bei Randlage des Bewehrungsstabes sowohl Sprengbruch- wie Gleitbruchversagen mit vorheriger Längsrißbildung festgestellt. Diese uneinheitliche Versagensart bei diesen Temperaturen ist in Bild 6.18 und 6.19 angedeutet.

Eine analytische Beschreibung des Beanspruchungszustandes, bei dem Verbundversagen durch Sprengbruch eintritt, kann mit dem in Abschnitt 6.3 beschriebenen Modell nicht gelingen. Durch die bis zur Oberfläche reichenden Längsrisse wird das Tragverhalten der jetzt wirksamen Verbundzone nicht mehr mit den idealisierenden Annahmen - Zugring und Kegelstumpfschale - zutreffend abgebildet. Ein analytischer Nachweis wäre nur unter Berücksichtigung des sich einstellenden unsymmetrischen 3-dimensionalen Spannungszustandes möglich. Da, wie in Abschnitt 6.3.1 aufgezeigt, bei einer Nachweisführung mit Hilfe der FEM die Abbildung des realistischen Materialverhaltens der Verbundzone noch nicht gelungen ist, wird bei der Vorhersage von Sprengbrüchen empirisch vorgegangen.

Die Ergebnisse der Ausziehversuche zeigen, daß sich vor dem Versagen durch Sprengbruch i.d.R. bei 90% der Verbundfestigkeit durchgehende Längsrisse gebildet haben, vgl. Bild 6.15. Im Tem-

peraturbereich -40°C bis -80°C ist der Abstand zwischen den Beanspruchungen, die zum Sprengbruch bzw. zu durchgehenden Längsrissen führen, allerdings nur sehr gering. Auf Grundlage dieser Ergebnisse kann die Vorhersage von Sprengbrüchen in Abhängigkeit von der Temperatur an die von Längsrißbildung gekoppelt werden. Bei Temperaturen $+20^{\circ}\text{C}$ bis -40°C und -80°C bis -170°C kann somit die Verbundspannung $\tau_{vu\vartheta}^S$ - diese führt zum Sprengbruch - mit den um 10% vergrößerten Rechenwerten von Gl. (6.16) bestimmt werden:

$$\tau_{vu\vartheta}^S = 1,1 \tau_{vu\vartheta}^R = \beta_{SZ\vartheta} \cdot 0,66 \left(2 \frac{c}{d_s} + 1 \right) \quad (6.21)$$

gültig für $+20^{\circ}\text{C} \cong \vartheta \cong -40^{\circ}\text{C}$
 $-80^{\circ}\text{C} \cong \vartheta \cong -170^{\circ}\text{C}$

Bei Temperaturen -40°C bis -80°C gilt Gl. (6.16) auch für die Verbundspannung $\tau_{vu\vartheta}^G$, vgl. Bild 6.15:

$$\tau_{vu\vartheta}^S = \tau_{vu\vartheta}^R \quad (6.22)$$

Eine Gegenüberstellung der Gln. (6.21) und (6.22) mit den Versuchsergebnissen zum Sprengbruchversagen erfolgt in den Bildern 6.20 und 6.21. Dabei sind die Verbundspannungen $\tau_{vu\vartheta}^S$ über die entsprechenden Stabendverschiebungen v_u aufgetragen und zwar zum einen für extrem tiefe Temperaturen, zum anderen für den Temperaturbereich $+20^{\circ}\text{C}$ bis -100°C .

Für Prüftemperaturen von -135°C bis -170°C können die Versuchsergebnisse zum Sprengbruchversagen durch Stabendverschiebungen $v_u \cong 0,1 \text{ mm}$ und Verbundspannungen $\tau_{vu\vartheta}^S \cong 29 \text{ N/mm}^2$ eingegrenzt werden. Die Begrenzung wird i.w. durch die Versuchsergebnisse der Ausziehkörper mit Ecklage des Bewehrungsstabes bestimmt. Mit Querbewehrung bzw. bei Randlage des Stabes treten Sprengbrüche tendenziell bei größeren Beanspruchungen auf, sowohl bei größeren Verbundspannungen als auch bei größeren Verschiebungen.

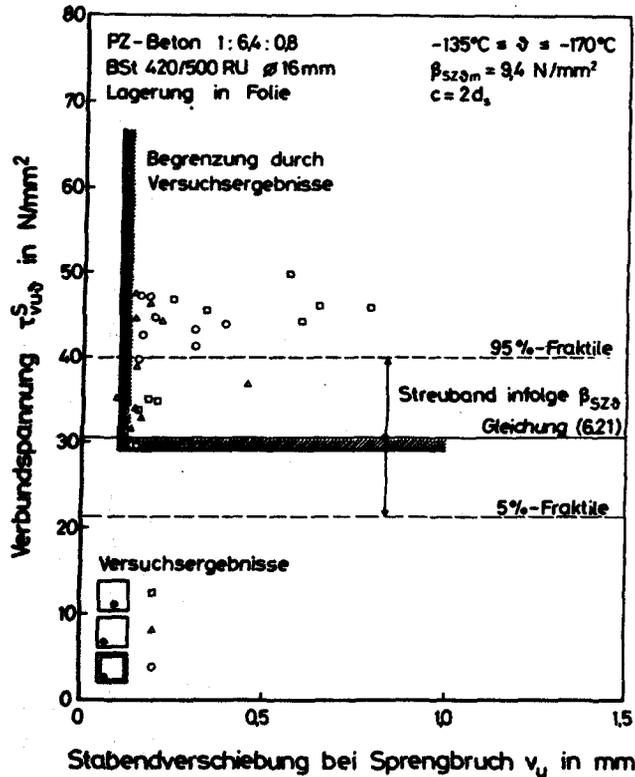


Bild 6.20: Beanspruchungszustand der Verbundkörper bei Sprengbruchversagen für $\Delta \in [-135^\circ\text{C}$

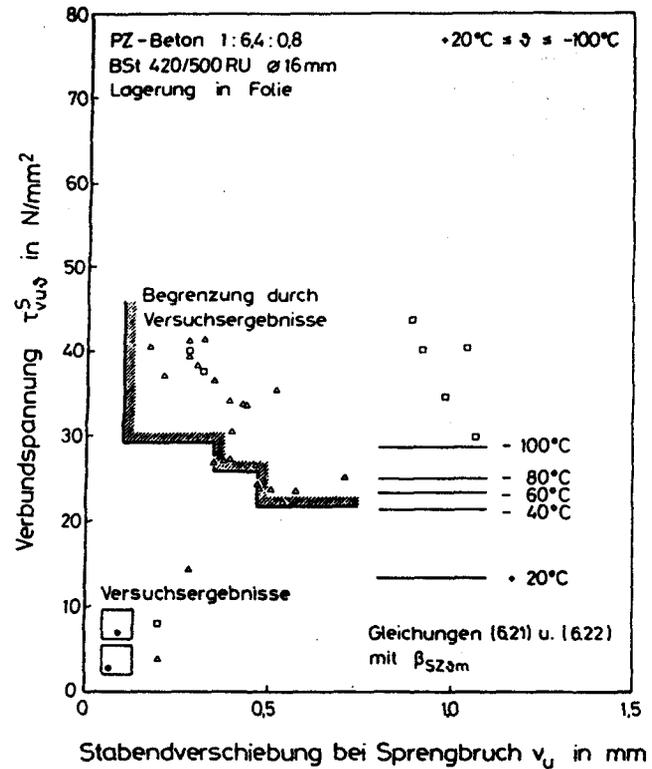


Bild 6.21: Beanspruchungszustand der Verbundkörper bei Sprengbruchversagen für $+20^\circ\text{C} \leq \Delta \leq -100^\circ\text{C}$

Unter Verwendung der mittleren Spaltzugfestigkeit des Betons nach Gl. (3.12) und den dort angegebenen Fraktilen sind die Ergebnisse von Gl. (6.21) in Bild 6.20 dargestellt. Für die mittlere Betonzugfestigkeit zeigt Gl. (6.21) eine gute Übereinstimmung mit der o.g. Eingrenzung der Versuchsergebnisse.

Im Temperaturbereich +20°C bis -100°C ist eine einheitliche Begrenzung des Beanspruchungszustandes zur Verhinderung des Sprengbruchversagens nicht möglich. Die Verbundspannungen τ_{vu}^S , die zum Sprengbruch führen, weisen in diesem Temperaturbereich eine deutliche Temperaturabhängigkeit auf - niedrige Temperaturen führen zu höheren Verbundspannungen τ_{vu}^S . Zusätzlich wird mit sinkenden Temperaturen das Verformungsvermögen des Verbundes deutlich reduziert. Sprengbruch tritt bei niedrigen Temperaturen schon bei geringeren Stabendverschiebungen ein. Eine Eingrenzung der Beanspruchung, die zum Sprengbruch führt, ist anhand der Versuchsergebnisse nur mit einer Treppenkurve möglich, vgl. Bild 6.21. Dabei wird die Begrenzung durch Versuchsergebnisse von Ausziehversuchen mit Ecklage des Bewehrungsstabes gebildet. Versuche mit Randlage des Stabes weisen Versagen durch Sprengbruch bei deutlich größeren Stabendverschiebungen auf. Bei Anordnung einer Querbewehrung trat in diesem Temperaturbereich kein Sprengbruchversagen ein.

Auch Gln. (6.21) und (6.22) weisen in diesem Temperaturbereich kein einheitliches Berechnungsergebnis aus, da die Spaltzugfestigkeit zwischen $\vartheta = 20^\circ\text{C}$ und -100°C den wesentlichen Teil der Tieftemperaturverfestigung erfährt, vgl. /90/. Die Ergebnisse von Gln. (6.21) und (6.22) für mittlere Spaltzugfestigkeiten sind in Bild 6.21 in Abhängigkeit von der Tieftemperatur eingezeichnet. Diese stehen im Einklang mit der Begrenzungslinie der Versuchsergebnisse.

6.5 Verschiebungssprünge bei extrem tiefen Temperaturen

6.5.1 Vorbemerkungen

Die Versuchsergebnisse der Ausziehversuche bei tiefen Temperaturen, vgl. Abschnitt 5, zeigen, daß bei Temperaturen unter -120°C , unabhängig von den berücksichtigten Parametern, schlagartige Verschiebungssprünge in den τ_v -v-Beziehungen auftreten. Die Verschiebungssprünge müssen somit als ein das Verbundverhalten im Temperaturbereich $-120^{\circ}\text{C} > \vartheta \geq -170^{\circ}\text{C}$ charakteristisches Merkmal gewertet werden. Die Anzahl dieser Sprünge bis zum Versagen und deren Größe zeigen deutliche Abhängigkeiten: Die Zahl der Sprünge wird i.w. von der Temperatur und weniger von der Betongüte und -feuchte beeinflusst; die Größe der Verschiebungssprünge hängt von der Beanspruchungshöhe und von der Betondeckung ab.

Aus den Ergebnissen der Ausziehversuche nach Abschnitt 5 kann eine werkstoffphysikalische Erklärung für das Auftreten der Verschiebungssprünge nicht abgeleitet werden. Dieser Fragestellung wurde in einer besonderen Versuchsserie nachgegangen. Anhand der dabei ermittelten zusätzlichen Informationen wird eine Deutung des Verformungsmechanismus bei extrem tiefen Temperaturen möglich.

6.5.2 Versuchsergebnisse zum Auftreten von Verschiebungssprüngen

Zur Aufklärung des Mechanismus der Verschiebungssprünge wurden Ausziehversuche mit zentrischer Lage sowie mit Rand- und Ecklage des Bewehrungsstabes durchgeführt. Mit innerhalb der Verbundlänge in einer Nut des Stabes angeordneten DMS wurde die Stahlspannungsverteilung während des Versuchs kontinuierlich aufgezeichnet. Hieraus wurden dann die Verbundspannungen bei Verschiebungssprüngen bestimmt.

Die Berechnungsmethode zur Ermittlung der Verbundspannungen und die prinzipielle Verteilung der Verbundspannungen entlang der Verbundlänge wurden bereits in Abschnitt 5.4.2 dargestellt und diskutiert, so daß sich an dieser Stelle die Auswertung der

Versuche auf die Erklärung der Phänomene beim Auftreten von Verschiebungssprüngen beschränken kann.

Bild 6.22 zeigt τ_v - v -Kurven dieser Versuche. Die Kreise geben jene Beanspruchung an, an denen die Darstellung der Stahl- und Verbundspannungsverläufe entlang der Verbundlänge erfolgt. Im Vergleich mit den in Abschnitt 5 dargestellten Versuchsergebnissen zeigen diese τ_v - v -Kurven die typischen temperaturabhängigen Verläufe und Versagensarten, so daß eine allgemein gültige Aussage möglich ist.

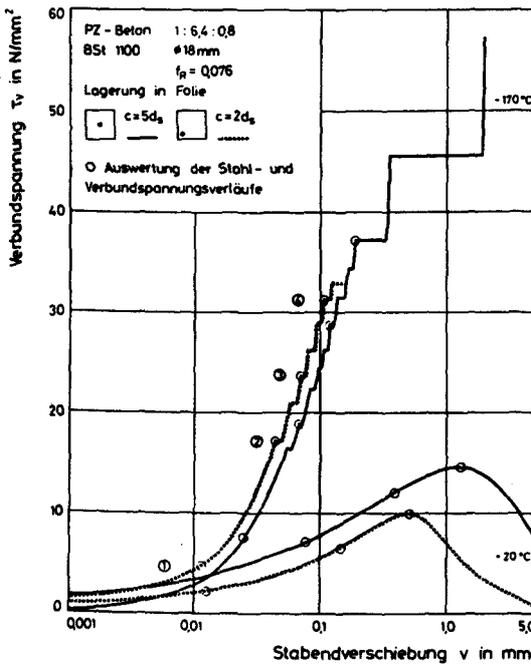


Bild 6.22: Zugehörige τ_v - v -Kurven der in den Bildern 5.4, 5.5 und 6.23 bis 6.25 dargestellten Stahl- und Verbundspannungsverläufe

Durch die Schrägstellung der Rippen und der damit in Längs- und Umfangsrichtung des Stabes verbundenen ungleichmäßigen Eintragung der Verbundkräfte ergeben sich in den Querschnitten des Stabes Dehnungsgradienten. Da nur eine Aussage über das mittlere Verbundverhalten entlang der Stabachse erfolgen kann, wurde der in Umfangsrichtung des Stabes unterschiedliche Verbundabtrag

nicht weiter verfolgt. Für die Auswertung wurden die aus den Dehnungsmessungen berechneten Stahlspannungen der jeweils gegenüberliegenden DMS gemittelt.

Die Stahlspannungen entlang der Verbundlänge sind für -170°C , mittige Lage des Stabes mit $c = 5 d_s$ und Ecklage mit $c = 2 d_s$, in Bild 6.23 dargestellt. Die gestrichelt gezeichneten Linien geben gegenüber den durchgezogenen die bei den dargestellten Laststufen beobachteten Spannungsabnahmen bzw. -zunahmen an. Die Versuchsprotokolle (Zeitschrieb) zeigen, daß diese Spannungsänderungen schlagartig ablaufen.

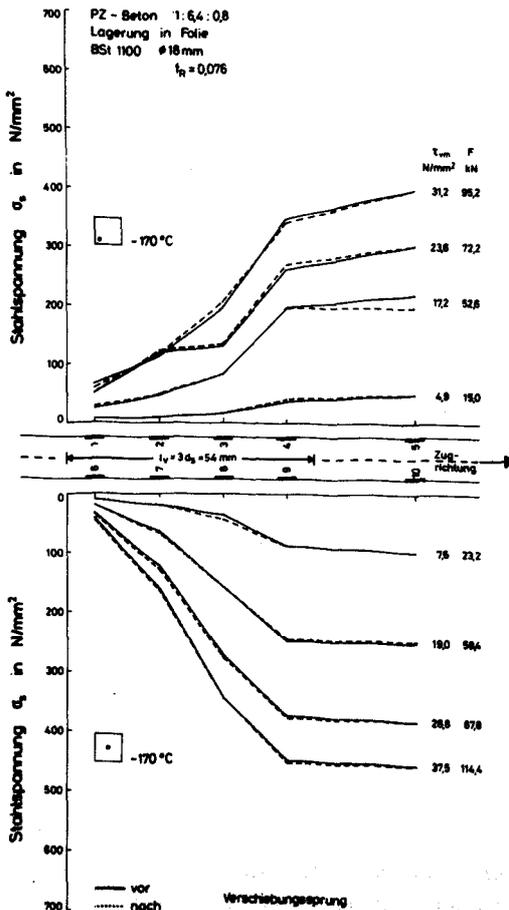


Bild 6.23: Stahlspannungsverlauf entlang der Verbundlänge in Abhängigkeit von der Betondeckung, $T = -170^{\circ}\text{C}$

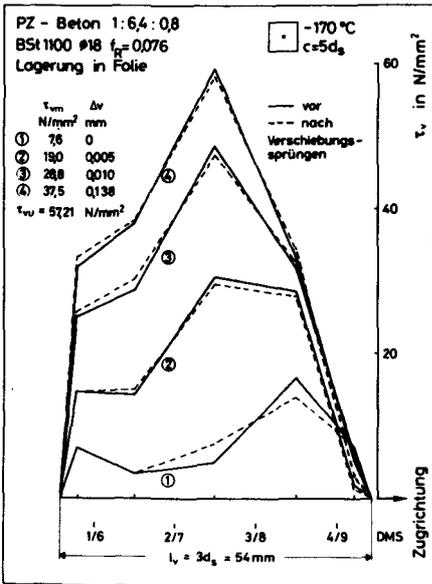


Bild 6.24: Verbundspannungsverlauf innerhalb der Verbundlänge vor und nach Verschiebungssprüngen bei zentrisch bewehrten Verbundkörpern, $\vartheta = -170$ °C

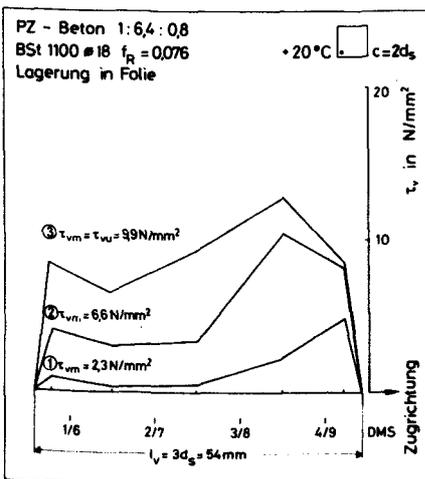


Bild 6.25: Verbundspannungsverlauf innerhalb der Verbundlänge bei RT und Ecklage des Stabes

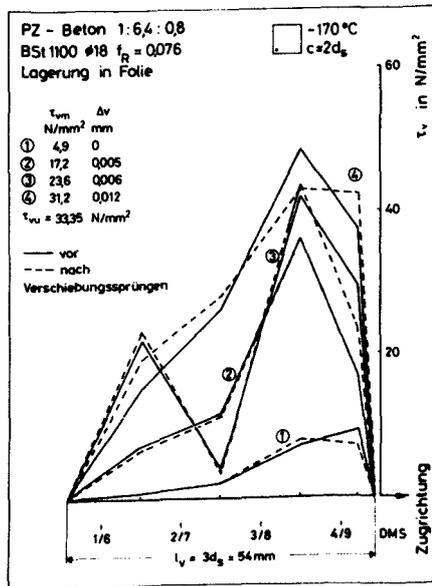


Bild 6.26: Verbundspannungsverlauf innerhalb der Verbundlänge vor und nach Verschiebungssprüngen bei Ecklage des Bewehrungsstabes, $\vartheta = -170$ °C

Die aus den Spannungsdifferenzen zwischen den Meßstellen ermittelten Verbundspannungen sind für Versuche mit zentrischer und exzentrischer Lage des Stabes sowohl bei RT als auch bei TT in den Bildern 5.4 und 6.24 bis 6.26 dargestellt.

Sprunghafte Veränderungen der Verbundspannungen konnten bei den RT-Versuchen nicht festgestellt werden.

Bei TT dagegen sind schon bei geringer Beanspruchung sprunghafte Änderungen in der Verbundspannungsverteilung festzustellen, siehe Bild 6.24 und 6.26, die vermutlich auf einzelne radiale Verbundrisse zurückzuführen sind. Diese führen noch zu keinem Verschiebungssprung, da nicht angerissene Betonkonsolen dies verhindern. Erst bei vermehrter radialer Rißbildung kann es zu Sprüngen kommen. Die Verbundspannung wird dann über der gesamten Verbundlänge verändert. Da aber die Verbundrisse schmal sind, werden Größe und Verteilung der Verbundspannungen kaum beeinflußt. Der Verschiebungssprung bleibt klein. Große Verschiebungssprünge treten erst bei hohen Beanspruchungen auf. Die Verbundspannung wird dadurch auf der gesamten Verbundlänge verändert.

In Bild 6.26 ist im mittleren Bereich der Verbundlänge bei steigender Beanspruchung ein örtlicher Abfall der Verbundspannung zu erkennen. Ein Versagen der Konsolen in diesem Bereich kann nicht unterstellt werden, da bei weiterer Belastung wieder das volle Mittragen dieses Bereiches vorliegt. Hier ist vor Laststufe 3 örtlich eine verhältnismäßig große Verformung der Verbundzone eingetreten, durch Lunker o.ä., die zu der Entlastung des Mittenbereiches geführt haben.

Ein Einfluß der Lage des Bewehrungsstabes im Ausziehkörper auf den Verbundspannungsverlauf innerhalb der Verbundlänge vor und nach Verschiebungssprüngen kann aus den Versuchsergebnissen nicht abgeleitet werden.

6.5.3 Deutung des Verformungsmechanismus

Wie bereits in Abschnitt 6.3.1 dargelegt, kommt es bei steigender Beanspruchung zu örtlichen Gefügezerstörungen des Betons unter den Rippen und zu von den Rippen ausgehenden radialen Verbundrissen. Bei weiterer Beanspruchung entstehen Längsrisse, die vom Bewehrungsstab nach außen fortschreiten. Die Bildung der Verbund- und Längsrisse erfolgt bei RT nicht schlagartig. Das Entstehen von Mikrorissen bewirkt einen weichen Übergang vom ungerissenen zum gerissenen Zustand. In einigen Arbeiten wird dieser weiche Übergang als Zugplastizität des Betons bezeichnet.

Bei tiefen Temperaturen verschwindet dieser weiche Übergang. So zeigen die σ - ϵ -Diagramme von Beton bei mittigem Druck und Tieftemperatur ein nahezu ideal-elastisches Verhalten. Dies gilt auch für Zug. Die bei RT infolge der Rißbildung parallel zur Belastungsrichtung bewirkte Verweichung des Druckwiderstandes wird bei TT durch die temperaturbedingte höhere Festigkeit der Einzelkomponenten des Betons und durch die erhöhte Haftzugfestigkeit zwischen Matrix und Zuschlag verhindert. Bei TT zerbersten die Druckproben bei Erreichen der Festigkeit schlagartig. Ein "strain-softening" mit fallendem Spannungsast wird bei TT nicht beobachtet.

Der Verformungsmechanismus von Druckproben bei TT ist auch auf die Verbundzone übertragbar. Bei extrem tiefen Temperaturen werden die durch die Kraftausstrahlung bewirkten Verbundrisse nicht aus dem stetigen Zusammenschluß von Mikrorissen entstehen, sondern diese werden sich nach Überwinden der Haftfestigkeit zwischen Matrix und Zuschlag bzw. der Zugfestigkeit der Einzelkomponenten vermutlich schlagartig ausbreiten. Die durch die Bildung weniger Einzelrisse bewirkte plötzliche Verweichung der Verbundzone führt zu einer plötzlichen Verschiebungszunahme des Bewehrungsstabes.

Die Verschiebungssprünge bei TT können somit auf die Verformungen und Risse in der Verbundzone zurückgeführt werden. Die anfänglich kleinen Verschiebungssprünge werden durch die plötz-

liche Bildung radialer Verbundrisse bewirkt. Die großen Verschiebungssprünge bei hoher Beanspruchung können der plötzlichen Bildung und dem Fortschritt von Längsrissen zugeordnet werden.

6.5.4 Begrenzung des Verbundwiderstandes gegenüber Verschiebungssprüngen

Die anfänglich kleinen Verschiebungssprünge, die durch radiale Verbundrisse bewirkt werden, verändern die Charakteristik des Verbundwiderstandes nur geringfügig. Sie können daher bei der rechnerischen Erfassung der τ_v -v-Beziehungen in der Regel vernachlässigt werden. Bild 6.27 gibt einen Überblick über die Beanspruchungszustände, bei denen im Versuch der erste kleine Verschiebungssprung ($\Delta v < 0,1$ mm meist $\ll 0,1$ mm) beobachtet wurde. Mit dem Modell nach Abschnitt 6.3 kann die untere Grenze τ_{v0}^R bestimmt werden, mit der Verschiebungssprünge auf die einsetzende Längsrißbildung zurückgeführt werden können. Eine entsprechende Auswertung (Spannungszustand a nach Bild 6.9) der Gln. (6.6) und (6.15) für unterschiedliche Ausstrahlungswinkel α unter Berücksichtigung der Streubreite der Spaltzugfestigkeit des Betons ist ebenfalls in Bild 6.27 enthalten. Ob Verschiebungssprünge, die bei Beanspruchungen oberhalb dieser Grenzen auftraten, ausschließlich auf Längsrißbildung zurückzuführen sind, bleibt spekulativ, da ein Kriterium zur Verbundrißbildung nicht bekannt ist.

Große Verschiebungssprünge können bei der Beschreibung des Verbundwiderstandes auch in Näherung nicht unberücksichtigt bleiben. Beim Auftreten dieser großen Sprünge verliert das TT-Verbundgesetz, Gl. (6.4), seine Gültigkeit. Da diese Sprünge der plötzlichen Bildung und dem Fortschritt der Längsrißbildung zugeordnet werden können, kann eine Begrenzung des Verbundwiderstandes mit dem im Abschnitt 6.3 hergeleiteten Modell erfolgen.

Die Zulässigkeit der Anwendung des Modells auch bei großen Betondeckungen kann durch den Vergleich der Ergebnisse bei großer und kleiner Betondeckung nachgewiesen werden. Dazu werden die Verbundspannungen bei großen Verschiebungssprüngen jenen bei

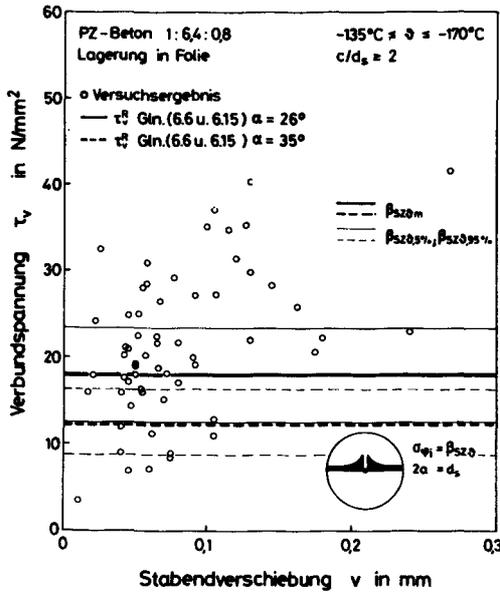


Bild 6.27: Beanspruchungszustand beim 1. Verschiebungssprung ($\vartheta = -135^\circ\text{C}$ und -170°C)

Sprengbrüchen in Bild 6.28 gegenübergestellt. Bei großer Betondeckung sind die großen Verschiebungssprünge mit den ungefähr gleichen Verbundspannungen und Stabendverschiebungen verbunden wie die Sprengbrüche bei kleiner Betondeckung. Somit muß der zum Sprengbruch gehörige Verformungsmechanismus, vergleiche Abschnitt 6.4, auch für große Verschiebungssprünge zutreffen. Der dort beschriebene Längsrißfortschritt kann bei kleinen Betondeckungen von der äußeren Betonschale nicht aufgefangen werden, bei großen Betondeckungen liegt dagegen eine noch genügend große Steifigkeit der Betonschale vor, siehe Bild 6.13. Die Verbundspannung τ_{vu}^S nach Gl. (6.21), mit der der Sprengbruch vorhergesagt wird, ist für $\vartheta \leq -120^\circ\text{C}$ also auch jene, bei der große Verschiebungssprünge auftreten.

6.6 Zusammenfassung und Gültigkeitsbereich des TT-Verbundgesetzes

Mit Gl. (6.4) ist für den Bereich tiefer Temperaturen $+20^\circ\text{C} \geq \vartheta \geq -170^\circ\text{C}$ der Bezug zwischen der Verbundspannung und der Relativverschiebung zwischen Beton und Bewehrungsstahl durch ein

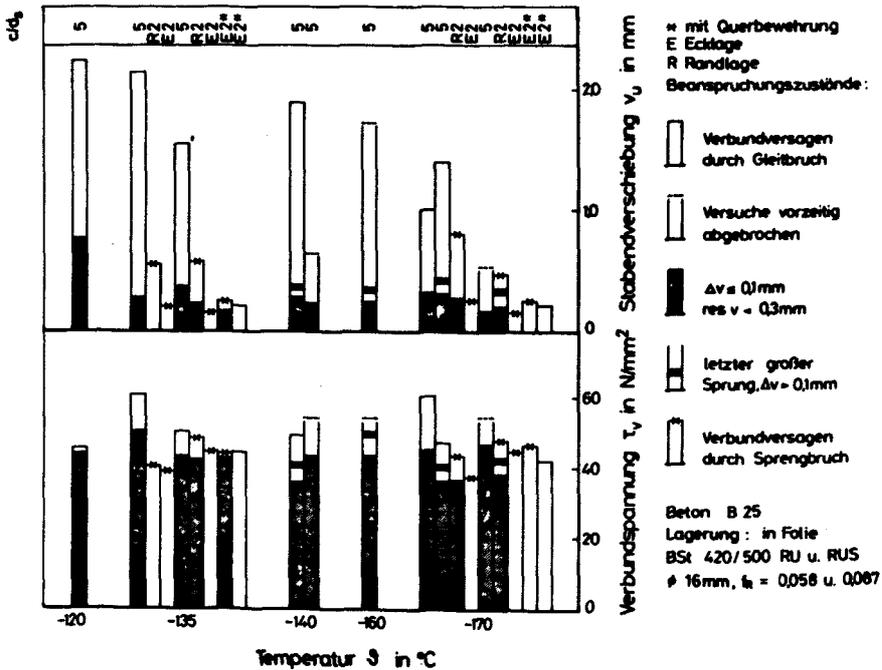


Bild 6.28: Beanspruchungszustände bei großen Verschiebungssprüngen und bei Sprengbrüchen

mittleres Verbundgesetz formuliert worden. Bei der Regressionsanalyse konnten nicht die vollständigen, im Versuch ermittelten τ_v - v -Kurven zugrundegelegt werden, da die Leistungsfähigkeit des gewählten Rechenansatzes und die z.T. diskontinuierlichen Kurvenverläufe Begrenzungen erforderlich machten. Des weiteren grenzt das Verbundversagen bei TT den vorgesehenen Beschreibungsbereich des Verbundgesetzes ein, denn bei kleinen Betondeckungen tritt schon bei geringen Stabendverschiebungen Verbundversagen durch Sprengbruch ein.

Unter Berücksichtigung des Trag- und Verformungsverhaltens der Verbundzone bei tiefen Temperaturen wurde ein Modell entwickelt, mit dem die Längsrißbildung bei kleinen Betondeckungen beschrieben werden kann. Unter Zugrundelegung der Versuchsergebnisse nach Abschnitt 5 konnte nachgewiesen werden, daß mit diesem Modell auch die Vorhersage von Sprengbrüchen und großen Verschie-

bungssprüngen möglich wird. Somit kann der Gültigkeitsbereich des TT-Verbundgesetzes Gl. (6.4) mit folgenden Berechnungsgleichungen ermittelt werden:

- Versagen durch Gleitbruch: Gl. (6.18)
- Begrenzung gegenüber großen Verschiebungssprüngen bei $\vartheta \leq -120^{\circ}\text{C}$: Gl. (6.21)
- Versagen durch Sprengbruch: Gln. (6.21) und (6.22)
- Längsrisse: Gl. (6.16)

Kleine Verschiebungssprünge erfordern keine Begrenzungen.

Der Einfluß einer Querbewehrung auf diese Begrenzungen des Beschreibungsbereiches des TT-Verbundgesetzes konnte anhand der Versuchsergebnisse quantitativ nicht nachgewiesen werden. Allerdings zeigen diese folgende Tendenzen auf:

- Die Querbewehrung hat für die Längsrißbildung nur untergeordnete Bedeutung, vgl. /21/ und Bilder 6.15 und 6.17. Somit kann Gl. (6.16) auch für diesen Fall in guter Näherung angewendet werden.
- Das Sprengbruchversagen wird durch eine Querbewehrung nachhaltig beeinflusst. In Abhängigkeit von der Größe der Querbewehrung wird der Übergang vom Gleit- zum Sprengbruch zu tieferen Temperaturen verschoben. Somit ist hier die Gültigkeit der Gln. (6.21) und (6.22) nicht uneingeschränkt gegeben. Dies gilt im verstärkten Maße für den Temperaturbereich $+20^{\circ}\text{C}$ bis -100°C . Bei Temperaturen unter -100°C treten Gleit- oder Sprengbrüche bei den Ausziehversuchen mit und ohne Querbewehrung bei etwa gleichen Beanspruchungen auf, vgl. Bild 6.19, so daß Gl. (6.21) auch bei Anordnung einer Querbewehrung in diesem Temperaturbereich als Begrenzung des Verbundgesetzes dienen kann.

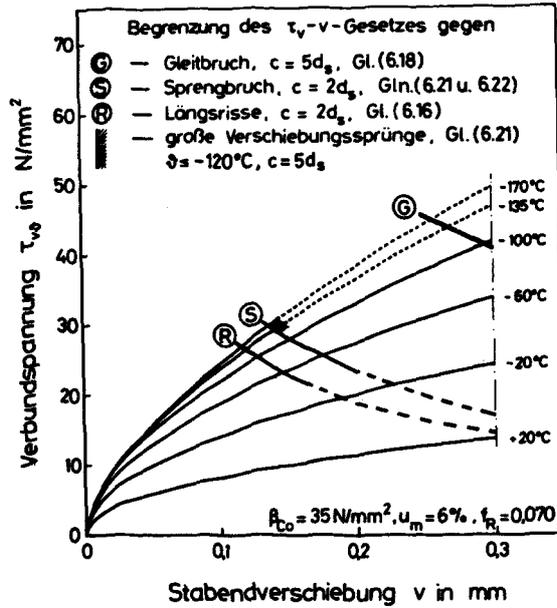


Bild 6.29: Gültigkeitsbereich des mittleren TT-Verbundgesetzes bei Berücksichtigung der Versagensbedingungen

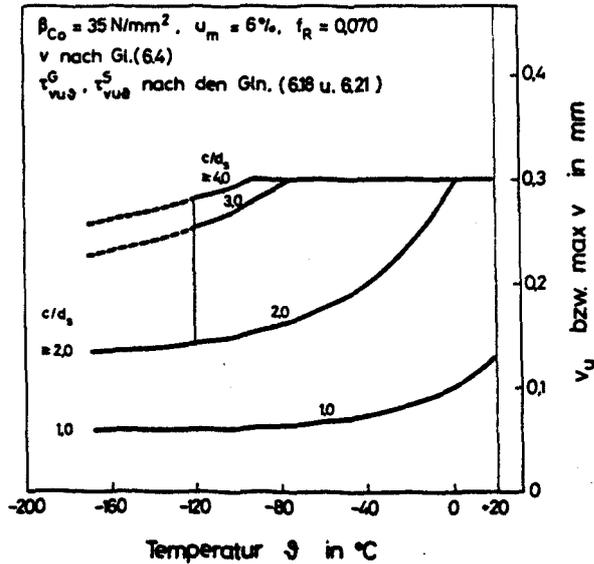


Bild 6.30: Zulässige Verschiebungen des mittleren TT-Verbundgesetzes in Abhängigkeit von der Betondeckung

Unter Beachtung der Begrenzungen kann der Anwendungsbereich des TT-Verbundgesetzes, Gl. (6.4), angegeben werden. Dies zeigen beispielhaft für einen Beton mittlerer Festigkeit und Feuchte sowie für einen Bewehrungsstahl nach DIN 488 die Bilder 6.29 und 6.30. Zum einen sind die Grenzen der τ_v -v-Beziehungen in Abhängigkeit von der Tieftemperatur dargestellt und zum anderen die maximal zulässigen Verschiebungen in Abhängigkeit von der Betondeckung und der Tieftemperatur. Mit Gl. (6.4) sind im Tieftemperaturbereich bei kleinen Betondeckungen die τ_v -v-Beziehungen bis zur Verbundfestigkeit (Sprengbruch) beschreibbar. Dies gelingt bei großen Betondeckungen nicht. Bei Temperaturen unter -120°C bewirken große Verschiebungssprünge die vorzeitige Begrenzung.

Bei Entlastung und Wiederbelastung kann im Definitionsbereich des TT-Verbundgesetzes ein starr-plastisches Verbundverhalten angenommen werden. Bei Überschreiten der Verbundfestigkeit (Gleit- oder Sprengbruch) fällt im TT-Bereich die Verbundspannung schlagartig auf Null ab. Es existiert kein definiertes Resttragvermögen.

7. ANWENDUNG DES TT-VERBUNDGESETZES AUF FRAGESTELLUNGEN DES STAHLBETONBAUS

7.1 Überblick über die hier bearbeiteten Fragestellungen

Während über das Zusammenwirken von Beton und Bewehrungsstahl über Verbund und über das Riß- und Verformungsverhalten von Stahl- und Spannbetonbauteilen bei normaler Temperatur zunehmende Erkenntnisse vorliegen, existieren für den Tieftemperaturbereich nur einzelne, problemorientierte Arbeiten /44, 46, 98, 116, 119/. Eine allgemein gehaltene Lösung ist nur möglich, wenn die Beantwortung folgender Fragen gelingt:

- a) Läßt sich das Grundgesetz des Verbunds bei Tieftemperatur bei Stahlbeton- und Spannbetonbauteilen im Zustand II anwenden?
- b) Wie werden Rißbildung und Rißbreiten durch tiefe Temperaturen beeinflußt?

Im folgenden wird diesen Fragestellungen nachgegangen. Dabei wird der Einfluß tiefer Temperaturen auf den Spannungs- und Verformungszustand von Stahlbetonbauteilen aufgezeigt. Dies geschieht für die Beanspruchungen aus dem inneren thermischen Zwang infolge des unterschiedlichen thermischen Dehnverhaltens von Beton und Stahl bei Abkühlung und für Beanspruchungen aus äußeren zentrischen Zugkräften bei Tieftemperatur.

Durch Vergleich mit Versuchsergebnissen wird aufgezeigt, daß die Übertragung des TT-Verbundgesetzes auf Stahlbetonbauteile bei diesen Beanspruchungen zulässig ist.

Anhand von Ergebnissen, die aus Versuchen an zentrisch gezogenen Stahlbetonstäben ermittelt werden, kann der Einfluß tiefer Temperaturen auf die Rißbildung und die Rißbreiten prinzipiell angegeben werden. Mit diesen Ergebnissen können auch die bei RT gültigen Berechnungsgleichungen zur Beschreibung des Rißabstandes und der Rißbreite auf ihre Aussagefähigkeit im

Tiefemperaturbereich hin überprüft werden. Zur Erklärung der bei tiefen Temperaturen veränderten Mechanismen der Rißbildung werden die Spannungs- und Dehnungszustände von Dehnkörpern durch FE-Berechnungen untersucht. Diese sollen neben Kriterien zur Rißbildung auch den Nachweis liefern, daß mit dem TT-Verbundgesetz auch komplexere Fragestellungen zuverlässig lösbar sind.

7.2 Innerer thermischer Zwang

7.2.1 Problemstellung

Zwischen den thermischen Dehnungen von Beton und Bewehrungsstahl besteht mit abnehmender Temperatur ein zunehmender Unterschied, vgl. Bilder 3.3 und 3.9. Neben der Tieftemperatur bestimmt die Feuchte des Betons i.w. die Größe dieser Dehnungsdifferenz. Somit muß für den Tieftemperaturbereich die für den Bereich normaler Temperaturen gültige Voraussetzungen fallengelassen werden, daß im Stahlbeton- und Spannbetonbau vom identischen Temperaturdehnverhalten des Betons und des mit ihm im Verbund liegenden Bewehrungsstahls ausgegangen werden darf.

Der zuverlässige Verbund zwischen Bewehrungsstab und dem umgebenden Beton ist eine wesentliche Grundlage des Stahlbetonbaus. Im Inneren von ungerissenen Stahlbetonbauteilen werden die o.g. thermischen Dehnungsdiskrepanzen durch die Wirkung des Verbundes behindert, hier können keine Relativverschiebungen auftreten. Die Behinderung der freien thermischen Dehnung erzeugt einen inneren Zwangzustand, der sich über Einleitungsbereiche zu den Enden eines Stahlbetonbauteils oder zu den Rissufern hin abbaut. Diese Zwangbeanspruchung bewirkt, daß in Stahl- und Spannbetonbauteilen bei Abkühlung eine Vorbelastung des Verbundes, zusätzliche Zugspannungen im Bewehrungsstahl (Selbstvorspannung) und entsprechende Druckspannungen im Beton hervorgerufen werden. Der Beanspruchungszustand gleicht dem in Spannbetonbauteilen mit Vorspannung im Spannbett.

Die analytische Beschreibung der Zwangspannungen und -dehnungen erfordert neben der Kenntnis der TT-Materialeigenschaften ein

für tiefe Temperaturen gültiges Verbundgesetz. Mit Ausnahme der thermischen Dehnung von sehr feuchten Betonen und der von vorbe-lasteten (vorgespannten) Betonen können die erforderlichen Werkstoffkenngrößen mit den in Abschnitt 3 und 6 hergeleiteten Ansätzen berechnet werden. Somit kann ein Rechenmodell entwickelt werden, das eine allgemeine Beschreibung des inneren thermischen Zwangs für einen weiten Anwendungsbereich ermöglicht. Eingangsgrößen bleiben i.w. Materialkonstanten, die durch Prüfung bei RT ermittelt werden können.

Die Überprüfung dieses Modells sowie der Nachweis, daß in diesem Fall die aus Begleitversuchen hergeleiteten Material- und Verbundgesetze für TT auf Bauteile übertragen werden können, erfolgt anhand von Versuchsergebnissen aus /88, 90, 91/.

7.2.2 Modell zur Beschreibung des inneren thermischen Zwangs

7.2.2.1 Voraussetzungen

Bei der Beschreibung des inneren Zwangs werden zur Unterscheidung die in Bild 7.1 beispielhaft für die thermischen Dehnungen angegebenen Bezeichnungen verwendet. Der Index 0 bezeichnet den zwangsfreien Zustand, Z steht für Zwang.

Die Herleitung des Rechenmodells beruht auf folgenden Voraussetzungen:

- ideal-elastisches Materialverhalten
- Dehnungsebenheit der Querschnitte
- starrer Verbund für den Bereich mit Zustand I
- keine Einflüsse aus Einleitung äußerer Kräfte

Diese Voraussetzungen werden in der Regel bei tiefen Temperaturen und bei gleichmäßig mit Bewehrung durchsetzten Stahlbetonbauteilen erfüllt. Auf massige Bauteile mit an den Oberflächen konzentrierter Bewehrungsführung sind die folgenden Berechnungsgleichungen nicht ohne weiteres übertragbar. Neben der Berücksichtigung einer durch den inneren Zwang effektiv beeinflussten

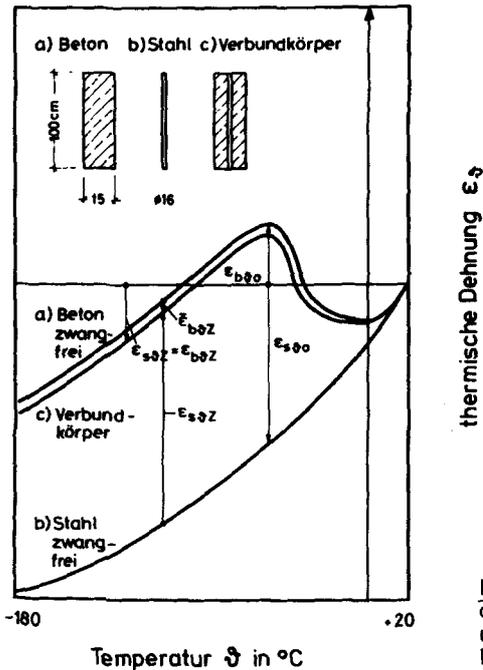


Bild 7.1: Schematische Darstellung der thermischen Dehnungen von Beton und Stahl, zwangsfrei und im Verbundkörper

Betonzone sind auch die in den Verbundeinleitungsbereichen auftretenden Betondehnungsgradienten zu berücksichtigen, vgl. Abschnitt 7.3.6.

7.2.2.2 Thermischer Zwang bei starrem Verbund

Starrer Verbund liegt bei einem Stahlbetonstab außerhalb der Einleitungsbereiche vor. Dieser kann für die Beanspruchung infolge unterschiedlicher thermischer Dehnungen von Stahl und Beton bei einem langgestreckten Stahlbetonstab im Mittenbereich vorausgesetzt werden. Für den thermischen Eigenspannungszustand gelten hier die folgenden Bedingungen:

a) Gleichgewicht: $A_s \sigma_{s\theta Z} = -A_b \sigma_{b\theta Z}$ (7.1)

b) Verträglichkeit: $\epsilon_{s\theta Z} = \epsilon_{b\theta Z}$ (7.2)

Mit den thermischen Zwangdehnungen des Bewehrungsstabes $\bar{\epsilon}_{s\vartheta Z}$, und denen des Betons $\bar{\epsilon}_{b\vartheta Z}$, die als Differenz der freien thermischen Dehnung $\epsilon_{s\vartheta 0}$, $\epsilon_{b\vartheta 0}$ und der resultierenden Dehnung im Zwangkörper $\epsilon_{s\vartheta Z}$, $\epsilon_{b\vartheta Z}$ angeschrieben werden können, siehe auch Bild 7.1, ergeben sich die Zwangspannungen zu

$$\sigma_{s\vartheta Z} = \bar{\epsilon}_{s\vartheta Z} \cdot E_{s\vartheta} = (\epsilon_{s\vartheta 0} - \epsilon_{s\vartheta Z}) \cdot E_{s\vartheta} \quad (7.3)$$

$$\sigma_{b\vartheta Z} = \bar{\epsilon}_{b\vartheta Z} \cdot E_{b\vartheta} = (\epsilon_{b\vartheta 0} - \epsilon_{b\vartheta Z}) \cdot E_{b\vartheta} \quad (7.4)$$

Durch Einsetzen der Gln. (7.1) und (7.2) in (7.3) und (7.4) ergeben sich die Zwangspannungen zu:

$$\sigma_{s\vartheta Z} = \frac{E_{s\vartheta}}{1 + \mu \cdot n_{\vartheta}} [\epsilon_{b\vartheta 0} - \epsilon_{s\vartheta 0}] \quad (7.5)$$

bzw.

$$\sigma_{s\vartheta Z} = \frac{E_{s\vartheta}}{1 + \mu \cdot n_{\vartheta}} (\vartheta - 20) [\alpha_{b\vartheta} - \alpha_{s\vartheta}] \quad (7.6)$$

und

$$\sigma_{b\vartheta Z} = -\sigma_{s\vartheta Z} \cdot \mu \quad (7.7)$$

Mit den Gln. (7.3.), (7.4) und (7.7) ist der Zusammenhang zwischen den Beton- und Stahlzwangdehnungen anschreibbar:

$$\bar{\epsilon}_{b\vartheta Z} = -\bar{\epsilon}_{s\vartheta Z} \cdot \mu n_{\vartheta} \quad (7.8)$$

7.2.2.3 Thermischer Zwang bei verschieblichem Verbund

Die Eigenspannungen werden zum Rand von Stahlbetonbauteilen bzw. zu Rissen hin auf Null abgebaut. Die Dehnungen von Beton und Stahl verändern sich von der resultierenden Zwangdehnung $\epsilon_{s\vartheta Z} = \epsilon_{b\vartheta Z}$ im Inneren zum Rand hin auf die freie thermische Dehnung $\epsilon_{s\vartheta 0}$ bzw. $\epsilon_{b\vartheta 0}$. Der Beton atmet hier quasi auf, während der Stahl sich in den Betonkörper hineinzieht. In diesem Einleitungsbereich liegt also ein verschieblicher Verbund vor. Die

Relativverschiebung zwischen Beton und Stahl nimmt zum Rand hin progressiv zu; sie ist mit der Verbundspannung gekoppelt.

Zur Beschreibung der Verläufe der Spannungen, Dehnungen und Verschiebungen im Einleitungsbereich sind neben der Kenntnis der Zwangbeanspruchung bei starrem Verbund, vgl. Abschnitt 7.2.2.2, auch für den Tieftemperaturbereich gültige Verbundgesetze erforderlich. Den qualitativen Verlauf der Spannungen, Dehnungen und Verschiebungen infolge unterschiedlichen thermischen Dehnverhaltens von Beton und Stahl zeigt Bild 7.2.

Aus Gleichgewichtsbetrachtungen am Stabdifferential können die Änderungen der Stahl- und Betonspannungen angeschrieben werden:

$$d\sigma_s = \tau_v(\bar{x}) \frac{\pi d_s}{A_s} d\bar{x} \quad (7.9)$$

$$d\sigma_b = \tau_v(\bar{x}) \frac{\pi d_s}{A_b} d\bar{x} \quad (7.10)$$

Die Änderung der Stahl- und Betondehnung ergibt sich mit Annahme von elastischem Materialverhalten zu

$$\Delta \epsilon_s = \tau_v(\bar{x}) \frac{\pi d_s}{E_s A_s} d\bar{x} \quad (7.11)$$

$$\Delta \epsilon_b = \tau_v(\bar{x}) \frac{\pi d_s}{E_b A_b} d\bar{x} \quad (7.12)$$

Für den Tieftemperaturbereich gültige Verbundgesetze können in der Form

$$\tau_v(\vartheta, x) = A(\vartheta) v(x)^{B(\vartheta)} \quad (7.13)$$

formuliert werden, vgl. Abschnitt 6.

Mit den in Bild 7.2 angegebenen Formulierungen für Spannungen, Dehnungen und Verschiebungen und mit den Gln. (7.9) bis (7.13) ist nunmehr auch für den Einleitungsbereich die Zwangsbeanspruchung infolge unterschiedlichen thermischen Dehnverhaltens von Beton und Stahl beschreibbar. In Anlehnung an /66/ und unter Berücksichtigung der veränderten Randbedingungen und der veränderten Integrationsrichtung x ergibt sich die Einleitungslänge

$$l_1(\vartheta) = \left[\frac{1 \cdot B(\vartheta)}{1 - B(\vartheta)} \frac{d_s \sigma_s \vartheta Z}{4 A(\vartheta)} \left(\frac{E_s \vartheta}{(1 - B(\vartheta)) \cdot \sigma_s \vartheta Z} \right)^{B(\vartheta)} \right] \frac{1}{B(\vartheta) \cdot 1} \quad (7.14)$$

Weiter ist die Stahlspannung entlang des Bewehrungsstabes

$$\sigma_s(x, \vartheta) = \sigma_s \vartheta Z \left[1 - \left(\frac{l_1 - x}{l_1} \right)^{\frac{1 \cdot B(\vartheta)}{1 - B(\vartheta)}} \right] \quad (7.15)$$

und die Betonspannung entlang des Stahlbetonstabs unter Voraussetzung der Gültigkeit der Bernoulli-Hypothese:

$$\sigma_b(x, \vartheta) = \sigma_b \vartheta Z \left[1 - \left(\frac{l_1 - x}{l_1} \right)^{\frac{1 \cdot B(\vartheta)}{1 - B(\vartheta)}} \right] \quad (7.16)$$

sowie die Relativverschiebung zwischen Beton und Stahl und die Verbundspannung:

$$v(x, \vartheta) = [1 - B(\vartheta)] \cdot l_1 \cdot \frac{\sigma_s \vartheta Z}{E_s \vartheta} \left(\frac{l_1 - x}{l_1} \right)^{\frac{2B(\vartheta)}{1 - B(\vartheta)}} \quad (7.17)$$

$$\tau_v(x, \vartheta) = \frac{1 \cdot B(\vartheta)}{1 - B(\vartheta)} \frac{d_s \sigma_s \vartheta Z}{4 l_1} \left(\frac{l_1 - x}{l_1} \right)^{\frac{2B(\vartheta)}{1 - B(\vartheta)}} \quad (7.18)$$

7.2.2.4 Thermischer Zwang in Stahlbetonbauteilen bei Berücksichtigung äußerer Lasten

Mit den Voraussetzungen von Abschnitt 7.2.2.1 können die Spannungen und Dehnungen infolge inneren thermischen Zwangs und infolge äußerer Last superponiert werden. Eine schematische Darstellung der Spannungs- und Dehnungsverläufe bei TT für den gerissenen und ungerissenen Zustand eines zentrisch bewehrten Stahlbeton-Dehnkörpers zeigt Bild 7.3.

Mit den für Dehnkörper bekannten Beziehungen zwischen äußerer Normalkraft und Spannungen bzw. Dehnungen sowie mit den Berechnungsgleichungen (7.5) bis (7.16) sind die dargestellten Spannungs- und Dehnungsverläufe beschreibbar. Folgende Besonderheiten bei der Ribbildung zentrisch bewehrter Dehnkörper, die ausschließlich aus der Wirkung des inneren thermischen Zwangs hervorgerufen werden, werden kurz erläutert:

- Erstrißkraft wird um den Betrag der Betonzwangskraft erhöht. In Abhängigkeit von der Temperatur erreicht sie folgende Größe:

$$N_{RZ}^1 = \left[\beta_{ZD} + \frac{\mu E_{sD}}{1+n_D\mu} (\epsilon_{bD0} - \epsilon_{sD0}) \right] \frac{A_s}{\mu} (1+n_D\mu) \quad (7.19)$$

- Einen entsprechenden Zuwachs erfährt die Stahlspannung im Rib:

$$\sigma_{sRD}^1 = \frac{N_{RZ}^1}{A_s} = \frac{1+n_D\mu}{\mu} (\beta_{ZD} - \sigma_{bDZ}) \quad (7.20)$$

- im Rib fällt die Betonzwangspannung auf 0 ab: $\sigma_{bDZR} = 0$
- Außerhalb der beidseitig anschließenden Einleitungsbereiche l_1 herrscht wieder Zustand I. Der Stahlspannungssprung im Rib wird durch den Zwang nicht beeinflusst:

$$\Delta \sigma_{sD} = \sigma_{sRD}^1 - \sigma_{sD}^I = \frac{\beta_{ZD}}{\mu} \quad (7.21)$$

- Mit fortschreitender Rißbildung werden die Zwangspannungen entlang der Stabachse zunehmend abgebaut.

7.2.3 Bestimmung der Zwangbeanspruchung

7.2.3.1 Versuchsergebnisse

Bereits im Zuge der Erforschung der Eigenschaften von Beton und Stahl im Bereich tiefer Temperaturen wurde in zahlreichen Forschungsarbeiten auf den beträchtlichen Unterschied im thermischen Dehnverhalten dieser Baustoffe hingewiesen, der insbesondere bei sehr feuchtem Beton ausgeprägt ist. Auf die durch die Dehnungsdiskrepanz entstehenden Eigenspannungen wird zwar hingewiesen, Experimente oder analytische Beschreibungen sind jedoch bislang nicht durchgeführt worden.

Der bei Abkühlung von Stahlbetonbauteilen infolge des unterschiedlichen thermischen Dehnverhaltens von Beton und Stahl entstehende Eigenspannungszustand wurde in einigen Versuchsserien experimentell bestimmt, wobei die wesentlichen Parameter berücksichtigt wurden. Diese waren: die Betonfeuchte, die sowohl durch unterschiedliche W/Z-Faktoren als auch über die Lagerungsbedingung variiert wurde; der Bewehrungsgrad und Stabdurchmesser, die bezogene Rippenfläche und die Lage des Stabes im Prüfkörper.

Als Prüfkörper wurden Zylinder (\varnothing 15 cm, h = 1,00 m) mit mittig angeordnetem Bewehrungsstab und Prismen ($20 \times 20 \times 100$ cm³) mit konzentriert in den Ecken und am Rand angeordneten Stäben gewählt. Die Baustoffe und deren Eigenschaften entsprachen weitgehend denen der Verbunduntersuchungen, vg. Tab. 5.1 bis 5.4.

Die Prüfkörper wurden langsam und gleichmäßig in Temperaturstufen abgekühlt, so daß Eigenspannungen infolge von Temperaturgradienten vernachlässigbar gering blieben ($\max \Delta \vartheta \leq 10^\circ\text{C}$). Während der Abkühlung und im anschließenden stationären Zustand wurden die Stahl- und Betondehnungen entlang der Stablänge mit tieftemperaturgeeigneten DMS gemessen.

Beispielhaft wird der Einfluß unterschiedlicher Betonfeuchten, bewirkt durch unterschiedliche Lagerungsbedingungen, anhand der in Bild 7.4 dargestellten Versuchsergebnisse aufgezeigt. Bilder

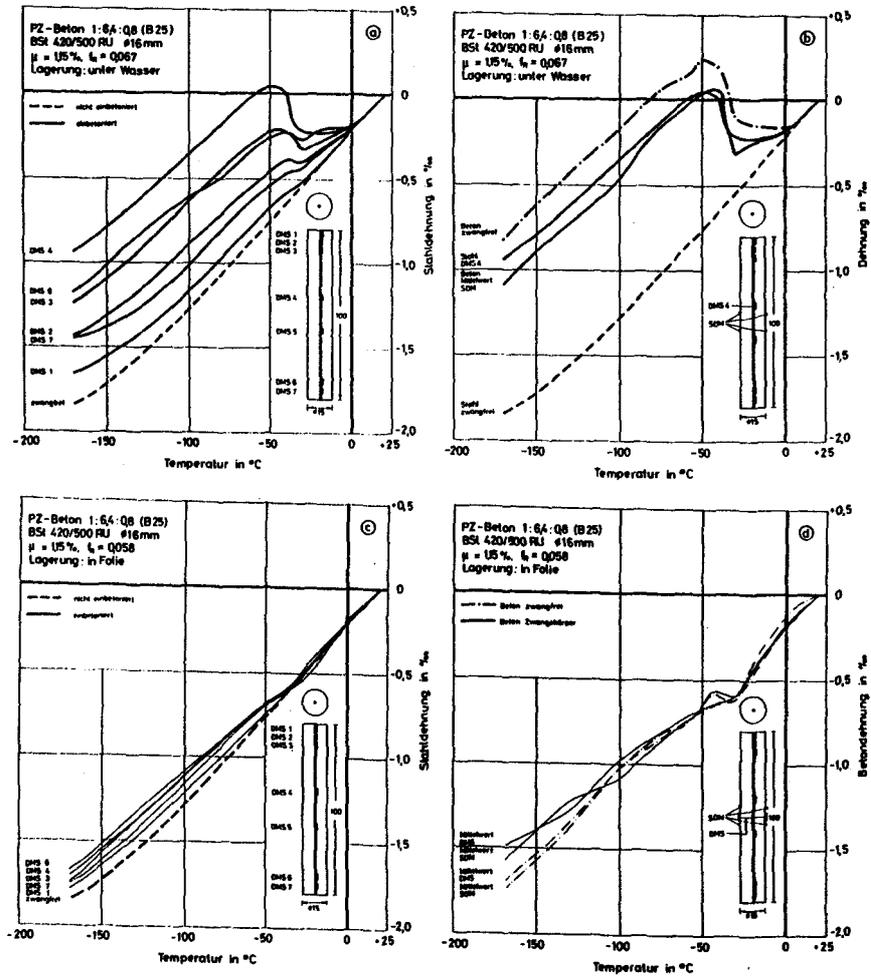


Bild 7.4: Thermische Zwangdehnungen und freie thermische Dehnungen von Stahl und Beton bei unterschiedlichen Lagerungsarten und unterschiedlichen bezogenen Rippenflächen des Bewehrungsstahls

7.4 a und c zeigen die thermischen Dehnungen der Bewehrungsstäbe. Die gestrichelten Linien gelten für den nichteinbetonierten, zwangsfreien Stahl und die durchgezogenen Linien für die im

Verbundkörper gemessenen Stahldehnungen. Entgegen der bei Abkühlung nahezu linearen Verkürzung des nichteinbetonierten Bewehrungsstahls, wird dem Bewehrungsstab im Verbundkörper durch die Expansion des Betons im Temperaturbereich -20°C bis -60°C eine positive Dehnung aufgezwungen. Die Größe dieses Zwangs ist abhängig von der Betonfeuchte: je feuchter der Beton, desto größer der Zwang. Der Größtwert ergibt sich in Körpermitte. Hier liegt der Bewehrungsstab mit dem Beton in starrem Verbund. Zu den Stirnflächen hin verringert sich der Zwang und verschwindet dort. Dieser Zwangabbau erfolgt durch Relativverschiebungen zwischen Beton und Stahl - verschieblicher Verbund.

Bild 7.4b zeigt das zwangsfreie, thermische Dehnverhalten des Bewehrungsstahls und des wassergelagerten Betons sowie die für den Mittenbereich des Verbundkörpers maßgebende mittlere Zwangdehnung des Stahls und des Betons. Zwischen der an der Betonoberfläche der Verbundkörper gemessenen Betondehnung und der mittleren Dehnung des Bewehrungsstahles ergibt sich eine befriedigende Übereinstimmung. Dies zeigt an, daß im Mittenbereich der Verbundkörper starrer Verbund und Dehnungsebenheit vorliegt.

In Bild 7.4d sind die resultierenden Betondehnungen dargestellt, die bei versiegelten Probekörpern mit DMS und Setzdehnungsmessern an der Oberfläche des Verbundkörpers und des unbewehrten Betonzyinders gemessen wurden. Wegen des nur geringen inneren Zwanges bei versiegelten Körpern fallen die Meßergebnisse für die zwangsfreie Betondehnung und die Betonzwangdehnung fast zusammen. Ein Unterschied war bei den Betondehnungen nicht immer meßbar. Unterschiede ergaben sich nur infolge der Meßmethoden, bedingt durch unterschiedliche Meßlängen von DMS und Setzdehnungsmesser.

Die detaillierte Beschreibung der Versuchs- und Meßtechnik sowie die vollständige Darstellung der Versuchsergebnisse erfolgte in Forschungsberichten /88, 90, 91/. Die Ergebnisse können wie folgt zusammengefaßt werden:

Ein Einfluß der untersuchten Stabdurchmesser ($d_s = 8$ und 16 mm) und Stabprofilierungen (in den Grenzen der DIN 488) auf den

thermischen Zwangszustand konnte nicht festgestellt werden. Die Feuchte des Betons dagegen, und hier besonders die durch die Lagerungsbedingung bewirkte Feuchteänderung, bestimmt in entscheidendem Maße die Größe der auftretenden Zwangkräfte. Der Einfluß des W/Z-Faktors und des Bewehrungsgrades ist dagegen gering.

Bei sehr feuchten Proben (Lagerung unter Wasser) erreichen die max. Stahlzugspannungen Werte von 180 bis 220 N/mm², die max. Betondruckspannungen liegen um -2,5 N/mm². Wird dagegen bei der Lagerung der Proben kein zusätzliches Wasser im Beton eingelagert, so verringert sich der Zwang entscheidend. Die Stahlspannungen erreichen nur noch rd. 60 N/mm² und die max. Betondruckspannungen sind kleiner als 1,0 N/mm².

7.2.3.2 Vergleich zwischen Versuch und Berechnung

Der Spannungszustand infolge der behinderten thermischen Dehnungen kann mit den Gln. (7.3) und (7.4) ermittelt werden. Die Beanspruchungen verbleiben im elastischen Bereich. Die E-Module liefern Gln. (3.4) und (3.10) sowie Tab. 5.1 und 5.4.

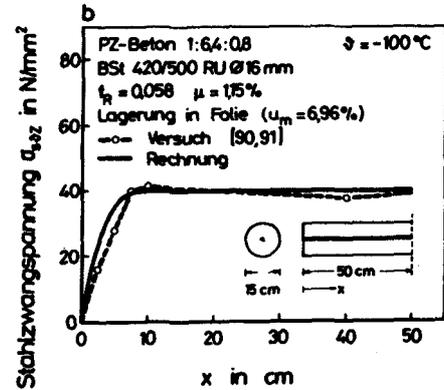
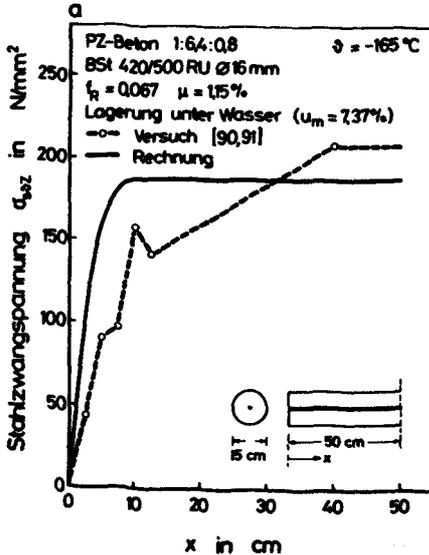
Auf Grundlage von in Begleitversuchen bestimmten Materialkenngrößen kann die Berechnung der thermischen Zwangspannungen bei starrem Verbund mit Gln. (7.5) und (7.7) erfolgen. Bis auf das thermische Dehnverhalten von Beton in Abhängigkeit seiner Feuchte können alle erforderlichen Kenndaten bei RT ermittelt werden. Der Einfluß tiefer Temperaturen kann mit den Gleichungen von Abschnitt 3 berücksichtigt werden.

Eine Gegenüberstellung der Versuchsergebnisse mit den Berechnungsergebnissen ist für die Stahlzwangspannung in Tab. 7.1 gezeigt. Die dabei verwendete Stahlzwangdehnung $\epsilon_{s,z}$ und die freie thermische Dehnung des Betons $\epsilon_{b,0}$ wurden /88, 90, 91/ entnommen, die Materialkenngrößen bei RT den Tab. 5.1, 5.3 und 5.4. Vorhandene, zumeist geringe Diskrepanzen können auf die begrenzte Lagerungszeit der Versuchskörper zurückgeführt werden, so daß sich vermutlich die Gleichgewichtsfeuchte noch nicht vollständig eingestellt hat. Geringe Feuchteunterschiede können

schon zu unterschiedlichen thermischen Dehnungen führen, vgl. Bild 3.9 und /91/.

Tab. 7.1: Zwangspannungen des Bewehrungsstahls bei starrem Verbund -Vergleich Versuch und Rechnung ($\vartheta = -100^\circ\text{C}$ und -165°C)

Prüfkörper	Lagerung	Betongüte	Bewehrungsgrad	Feuchte	$\sigma_{sZ}(-100^\circ\text{C})$ N/mm ²		$\sigma_{sZ}(-165^\circ\text{C})$ N/mm ²	
			%	u_m %	Versuch	Rechnung	Versuch	Rechnung
EZ 1	unter Wasser	B 45	1,15	6,44	194,3	206,5	204,3	222,3
EZ 3	in Folie	B 45	1,15	5,54	14,2	44,1	6,4	59,5
EZ 5	unter Wasser	B 25	1,15	7,37	197,0	180,5	208,5	186,5
EZ 7	in Folie	B 25	1,15	6,75	31,4	40,0	32,2	52,9
EZ 9	unter Wasser	B 25	1,15	7,54	218,2	180,5	239,3	186,5
EZ 10	in Folie	B 25	1,15	6,96	37,5	40,0	34,5	52,9
EP 1	in Folie	B 25	0,51	6,84	22,4/31,6	41,3	19,4/53,0	54,4
EP 2	in Folie	B 25	1,53	6,80	52,2/45,0	39,2	54,7/54,9	52,1
EP 4	20/65	B 25	0,51	5,06	58,5/65,7	53,6	63,9/83,9	60,6
EP 5	20/65	B 25	1,53	4,65	59,8/63,4	50,0	75,9/86,4	57,1



Berechnungsgrundlagen nach [90,91] und Tabelle 51:

Bild	Lagerungsart	u_m	ϑ	σ_{sZ}	f_{co}
a	unter Wasser	7,37%	-165°C	187 N/mm ²	30 N/mm ²
b	in Folie	6,96%	-100°C	40 N/mm ²	29 N/mm ²

Bild 7.5: Thermische Zwangspannungen des Bewehrungsstahls bei tiefen Temperaturen in Abhängigkeit der Betonfeuchte - Vergleich Versuch und Rechnung

Mit Gl. (7.15) ist der Verlauf der Stahlzwangspannungen auch im Bereich verschieblichen Verbunds möglich. Ein Vergleich der Versuchsergebnisse von Bild 7.4 mit den Berechnungswerten erfolgt in Bild 7.5. Als Verbundgesetz wurde Gl. (6.4) mit den in Abschnitt 6.2.2 angegebenen Tendenzen zur Beschränkung der Bandbreite benutzt. Zwischen Rechnung und Versuch zeigt sich eine befriedigende Übereinstimmung.

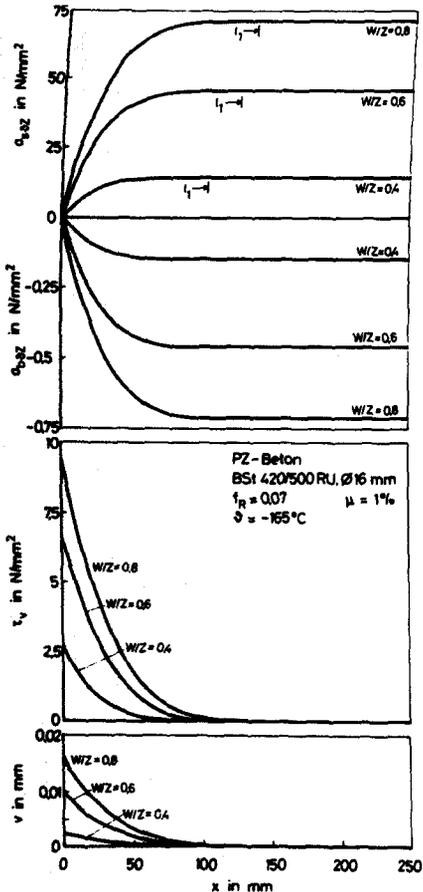
7.2.3.3 Eigenspannungszustand in Abhängigkeit vom W/Z-Faktor

Der Eigenspannungszustand infolge unterschiedlichen thermischen Dehnverhaltens wird i.w. von der Betonfeuchte bestimmt. Die anderen Einflußgrößen, wie Bewehrungsgrad, Bewehrungsdurchmesser, Bewehrungsprofilierung und Betonüberdeckung, spielen hier nur untergeordnete Rollen. Der W/Z-Faktor liefert einen Teilbeitrag zur sich einstellenden Betonfeuchte, sein Einfluß auf die Größe der Eigenspannungen kann auf Basis des in Abschnitt 7.2.2.2 und 7.2.2.3 hergeleiteten Rechenmodells aufgezeigt werden. Dies ist allerdings nur möglich, wenn die funktionale Beschreibung sowohl des thermischen Dehnverhaltens des Betons als auch des Verbundverhaltens in Abhängigkeit von der Tieftemperatur gelingt.

Werden nur Betone mit baupraktischer Feuchte betrachtet, so kann dessen thermisches Dehnverhalten mit Gln. (3.13) und (3.14) analytisch bestimmt werden. Als baupraktische Feuchten sind hier die Feuchten definiert, die sich in Betonprobekörpern bei Lagerung bei 20/65 bzw. versiegelt in Folie einstellen. Diese Lagerungsbedingungen idealisieren die Verhältnisse von dicken Bauteilen an deren freien Oberfläche bzw. im Inneren, wo langfristig keine Feuchteveränderungen auftreten /117/. Für PZ-Betone ergeben sich bei diesen Lagerungsbedingungen in Abhängigkeit vom W/Z-Faktor die nachstehenden Grenzfeuchten /100/:

W/Z = 0,4	:	u_m	≙	4,0%
W/Z = 0,6	:	u_m	≙	6,0%
W/Z = 0,8	:	u_m	≙	7,5%

Mit diesen Grenzfeuchten können alle Materialkennwerte des Betons für den Tieftemperaturbereich analytisch bestimmt werden, siehe Abschnitt 3. Das noch erforderliche Verbundgesetz liefert



Eingangswerte für die Berechnung:

W/Z	GT	0,4	0,6	0,8	1)
grenz. u_m	%	4,0	6,0	7,5	vgl. /100/
β_{Co}	N/mm^2	55,0	42,0	29,0	Tab. 5.1
E_{bo}	kN/mm^2	42,0	26,7	23,3	Tab. 5.1
E_{so}	kN/mm^2	205,7	205,7	205,7	Tab. 5.4

1) Betonzusammensetzung

Ermittlung der temperaturabhängigen Materialkenngrößen:

- E_s nach Gl. (3.4)
- α_s nach Gl. (3.5)
- E_b nach Gl. (3.10)
- α_b nach Gl. (3.14)
- β_{Co} nach Gl. (3.7)
- $\tau_{v\delta}$ nach Gl. (6.4)

Berechnung der Zwangbeanspruchung:

- $\sigma_{s,z}$ nach Gl. (7.6) und (7.15)
- $\sigma_{b,z}$ nach Gl. (7.7) und (7.16)
- $\tau_{v,z}$ nach Gl. (7.18)
- v_z nach Gl. (7.17)

Bild 7.6: Rechengang und Berechnungsergebnisse des Eigenspannungszustands in Stahlbetonkörpern mit baupraktischer Betonfeuchte bei -165°C in Abhängigkeit vom W/Z - Faktor

Gl. (6.4), für dessen Koeffizienten im Folgenden die angegebenen Mittelwerte verwendet werden. Der Eigenspannungszustand infolge unterschiedlicher thermischer Dehnungen von Beton und Stahl bei Abkühlung ist nun geschlossen lösbar.

Unter Anwendung der in Bild 7.6 angegebenen Eingangswerte (Baustoffe und Materialkennwerte bei RT) und Berechnungsgleichungen wurde der Eigenspannungszustand in Abhängigkeit vom W/Z-Faktor berechnet. Bild 7.6 zeigt die rechnerischen Verläufe der Stahl- und Betonspannungen sowie die der Relativverschiebungen und Verbundspannungen. Weiterhin sind die ermittelten Einleitungslängen l_1 angegeben. Wie zu erwarten ist, steigt mit zunehmendem W/Z-Faktor der Zwang an. Während dieser für niedrige W/Z-Faktoren vernachlässigbar gering ist, ergeben sich bei höheren W/Z-Faktoren ($W/Z \approx 0,6$) schon bedeutendere Einflüsse. So erfährt durch den thermischen Zwang der Stahl eine Vorspannung von ca. 50 N/mm^2 , während der Beton eine geringe Druckbeanspruchung von ca. $-0,5 \text{ N/mm}^2$ aufweist. Die Beanspruchung des Verbundes in bezug zur Tieftemperaturfestigkeit, vgl. Abschnitt 5, ist dagegen bei allen hier untersuchten W/Z-Werten gering.

7.2.4 Zusammenfassung

Unter Berücksichtigung der wesentlichen Einflußgrößen wurde ein Rechenmodell entwickelt, das anhand der in Prüfungen bei $+20^\circ\text{C}$ bestimmten Materialwerte die Ermittlung der Zwangbeanspruchung in Stahlbetonbauteilen infolge unterschiedlichen thermischen **Dehnverhaltens** von Beton und Stahl auf analytischem Wege erlaubt. Die Gültigkeit des Rechenmodells wurde mit Versuchsergebnissen überprüft. Zwischen Versuch und Rechnung zeigt sich sowohl für Bereiche mit starrem Verbund wie für die mit verschieblichem Verbund eine befriedigende Übereinstimmung. Die Zulässigkeit der Anwendung des TT-Verbundgesetzes, Gl. (6.4), sowie der Berechnungsgleichungen für die TT-Materialkonstanten, nach Abschnitt 3, zur Berechnung von Spannungs- und Verformungszuständen in Stahlbetonbauteilen konnte für diesen Beanspruchungsfall aufgezeigt werden.

Da die thermische Dehnung bei TT für sehr feuchte Betone noch nicht zuverlässig beschreibbar ist, kann das Modell nur für Betone mit geringer bis mittlerer Feuchte angewendet werden. Anderenfalls ist die freie thermische Betondehnung in TT-Versuchen zu bestimmen. Eine Anwendung des Modells auf Spannbetonbauteile ist möglich, wenn das thermische Dehnverhalten des Betons im Tieftemperaturbereich unter der vorgegebenen Vorspannung bekannt ist.

7.3 Zentrisch gezogene Stahlbetonstäbe bei tiefen Temperaturen

7.3.1 Allgemeines zu den eigenen Dehnversuchen

Bei Normaltemperatur werden der mittlere Endrißabstand und die Rißbreite üblicherweise in Abhängigkeit von Stabdurchmesser, Bewehrungsgrad und Betondeckung formuliert. Dies geschieht oft durch halbempirische Ansätze auf Basis der Versuchsbeobachtung. Durch sogenannte k-Faktoren wird der Einfluß der Belastungsart (Biegung oder Zug, Form der Spannungen im Zustand I) und der Einfluß der Betonzugfestigkeit sowie der mittleren Verbundspannung im Rißquerschnitt (β_{zm}/τ_{vm}) bei Rißbildung berücksichtigt. Bild 5.21 zeigt, daß mit sinkender Temperatur der Verbundwiderstand und die Betonzugfestigkeit unterschiedliche, temperaturbedingte Verfestigungen erfahren. Somit liegt der Schluß nahe, daß die für RT gültigen Gesetze zur Beschreibung des Rißabstands und der Rißbreite nicht ohne weiteres im Tieftemperaturbereich angewendet werden dürfen.

Der Einfluß tiefer Temperaturen auf die Rißentstehung und -entwicklung bis hin zum abgeschlossenen Rißbild wurde an zentrisch gezogenen Stahlbeton-Dehnkörpern studiert. Diese Versuche lieferten auch Aussagen über die Veränderung der Vorformungen und der Dehnfestigkeit infolge tiefer Temperaturen. Neben dem Einfluß der Temperatur interessierte dabei auch der des Bewehrungsgrades. Folgende Versuchsvariablen wurden berücksichtigt:

- Prüftemperatur: $\vartheta = +20^{\circ}\text{C}; -100^{\circ}\text{C}; -165^{\circ}\text{C}$
- Bewehrungsgrad: $\mu = 1,01\%; 1,53\%; 1,94\%, \mu = \text{tot. } A_S/A_D$
- Stabdurchmesser: $d_S = 16 \text{ mm}; 22 \text{ mm};$
- Lagerung: versiegelt in Folie

Die Dehnkörper wiesen eine Länge von 3,50 m und einen Querschnitt von 20x40 cm² auf. Die prinzipielle Ausbildung der Dehnkörper zeigt Bild 7.7. Die mechanischen Kenndaten der verwendeten Baustoffe entsprechen im wesentlichen den in Tab. 5.1 bis 5.4 angegebenen. Lediglich die Betonfeuchte lag etwas höher (B25; $u_m = 7,7\%$). Zur Beobachtung der Rißbildung und der Rißbreitenentwicklung in der geschlossenen Kältekammer waren innerhalb des inneren Meßbereichs je Dehnkörper 2 Sollrißstellen vorgesehen.

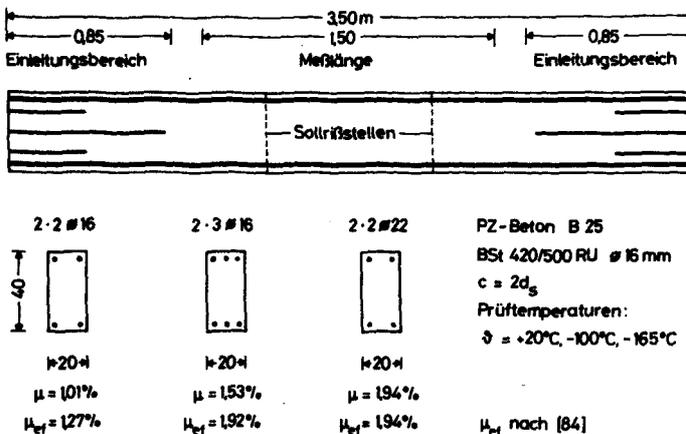


Bild 7.7: Ausbildung der Dehnkörper (ohne Anschlußkonstruktion)

Die Dehnkörper wurden in einer Kältekammer (5,0x1,0x1,0 m³) kontinuierlich mit 0,2°C/min abgekühlt. Bei dieser Abkühlgeschwindigkeit traten nur geringe Temperaturgradienten ($\Delta\vartheta \leq 10^{\circ}\text{C}$) auf, so daß hieraus resultierende Eigenspannungen vernachlässigt werden konnten. Sobald die Dehnkörper eine homogene Temperatur

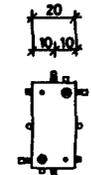
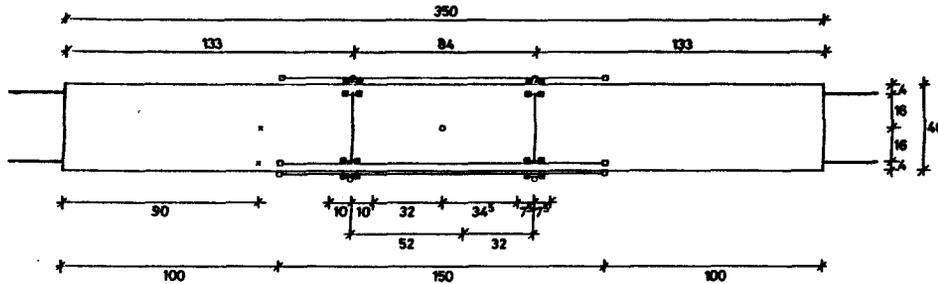
aufwiesen, wurden sie in der Kältekammer bei konstanter Prüftemperatur in vorgegebenen Laststufen belastet. Folgende Messungen wurden durchgeführt:

- Temperaturverteilung im Betonquerschnitt und die Temperatur an den Meßstellen der Bewehrungsstäbe mit Thermoelementen,
- Normalkraft an der Krafteinleitung und am Widerlager mit Kraftmeßdosen,
- Gesamtdehnung des Dehnkörpers über die Meßbasis von 1,50 m an 4 diagonalversetzten Meßstellen mit induktiven Wegaufnehmern,
- Stahldehnung im Bereich der Sollrißquerschnitte und außerhalb dieser Bereiche mit TT-geeigneten DMS,
- Entwicklung der Rißbreite an den Sollrissen mit TT-geeigneten Clips und die
- Rißbildung innerhalb der Meßlänge von 1,50 m mit Rißdetektoren.

Einen Überblick über die Meßsysteme gibt Bild 7.8. Nähere Einzelheiten zur Ausbildung der Dehnkörper, der Versuchsdurchführung, der Meßtechnik sowie eine detaillierte Aufbereitung der Versuchsergebnisse enthält der Forschungsbericht /90/.

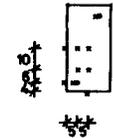
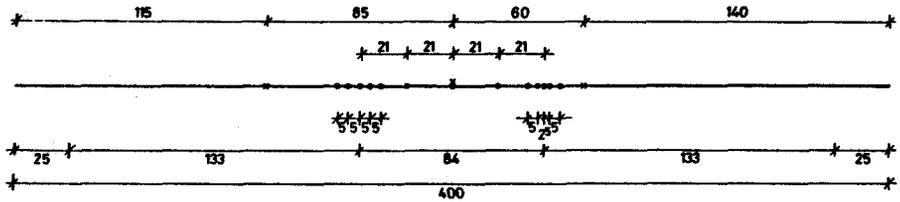
Im folgenden wird aufbauend auf bei RT gültigen Berechnungsmodellen, vgl. z.B. /16, 55, 63, 79/, eine Beschreibung von Stahlbetonstäben bei Längszug und tiefen Temperaturen entwickelt. Berechnungsgleichungen, die bei RT mechanisch begründete Zusammenhänge beschreiben, müssen auch für den Tieftemperaturbereich Gültigkeit besitzen. Allerdings ist der Einfluß tiefer Temperaturen auf die mechanischen Kennwerte der verwendeten Baustoffe zu berücksichtigen. Dies kann z.B. durch die Beziehungen von Abschnitt 3 erfolgen. Bei empirisch ermittelten Berechnungsmodellen werden die verwendeten Koeffizienten den TT-Versuchsergebnissen angepaßt, wodurch deren Temperaturabhängigkeit aufgezeigt werden kann. Die Güte der analytischen Beschreibung wird durch Gegenüberstellung mit den Versuchsergebnissen von /90/ aufgezeigt.

Meßstellen am Beton

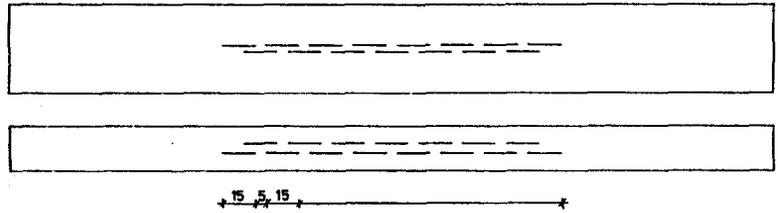


Lage der Instrumentierung DK im Querschnitt

Meßstellen am Bewehrungsstahl Meßstab (A) $\phi 16$ 4x



Lage der Thermoelemente im Querschnitt



Instrumentierung

- x Thermoelement
- Wegaufnehmer
- Risswellenmessung
- Beton DMS
- Kyowa DMS KFL-1-C1-II
- Meßstab (A) $\phi 16$
- Rifidektoren an Vorder- und Oberseite

Bild 7.8: Verwendete Meßsysteme bei den TT - Dehnversuchen

7.3.2 Zentrische Betonzugfestigkeit

Die analytische Beschreibung von Stahlbetonstäben bei Längszug kann nur gelingen, wenn eine zutreffende Formulierung der zentrischen Betonzugfestigkeit zur Verfügung steht. Schon bei RT gestaltet sich die Messung der zentrischen Betonzugfestigkeit schwierig, da versuchstechnische Randbedingungen, die Ausbildung der Probekörper u.a.m. das Versuchsergebnis beeinflussen /19/. Tiefe Temperaturen verstärken die versuchstechnischen Probleme, so daß wegen fehlender Versuchsergebnisse die Abschätzung der Veränderung der zentrischen Betonzugfestigkeit infolge tiefer Temperaturen mit Hilfe der Spaltzugfestigkeit geführt werden muß. Diese kann mit Gl. (3.12) für den Tieftemperaturbereich in Abhängigkeit von der Zylinderdruckfestigkeit bei RT und der Betonfeuchte beschrieben werden.

Die Umrechnung der mittleren Spaltzugfestigkeit über die Würfeldruckfestigkeit in die mittlere zentrische Zugfestigkeit von Beton kann mit den in /96/ angegebenen Beiwerten erfolgen, wobei auch die Streuung der Betonzugfestigkeit berücksichtigt werden kann (5%- und 95%-Fraktile). Bei der Formulierung der zentrischen Zugfestigkeit von Betonbauteilen muß darüber hinaus der Einfluß der Bauteilgröße beachtet werden. Bei Bauteilabmessungen in der Größe von 40 cm sinkt die Zugfestigkeit des Bauteils gegenüber der von üblichen Probekörpern um 25% ab, vgl. /56, 96/. Unter Berücksichtigung dieser Einflüsse und Beiwerte kann die zentrische Zugfestigkeit von Beton auf Grundlage von Gl. (3.12) in Abhängigkeit von der Tieftemperatur mit β_{∞} der mittleren Zylinderdruckfestigkeit des Betons wie folgt beschrieben werden:

$$\beta_{Z\varnothing,5\%} = 0,174 \beta_{c\varnothing}^{2/3}$$

$$\beta_{Z\varnothing,m} = 0,284 \beta_{c\varnothing}^{2/3}$$

(7.22)

$$\beta_{Z\varnothing,95\%} = 0,394 \beta_{c\varnothing}^{2/3}$$

Die Verläufe des unteren charakteristischen Werts der Betonzugfestigkeit sowie des Mittelwerts, berechnet nach Gl. (7.22), sind in Bild 7.9 den aus den TT-Versuchen an Dehnkörpern ermit-

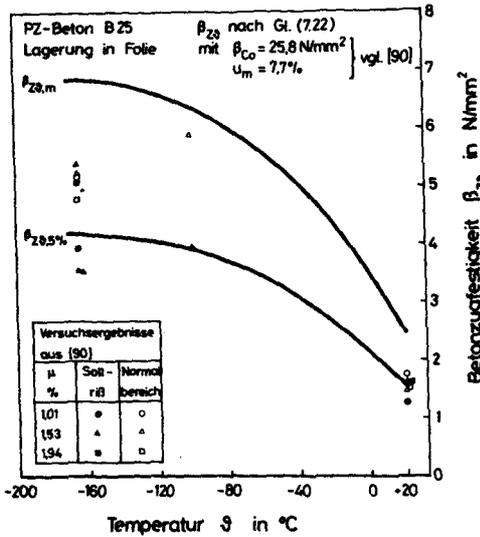


Bild 7.9: Zentrische Betonzugfestigkeit in Abhängigkeit von der Tieftemperatur

telten Betonzugfestigkeiten gegenübergestellt. Die Versuchsergebnisse können mit der 5%-Fraktile der Betonzugfestigkeit in guter Näherung beschrieben werden. Hier sollte allerdings nicht unerwähnt bleiben, daß die Ermittlung der Betonzugfestigkeit aus den Versuchen einige Ungenauigkeiten beinhaltet. Zum einen kann nur mit geringer Wahrscheinlichkeit angenommen werden, daß Sollriß und Ort der geringsten Zugfestigkeit im Dehnkörper zusammenfallen. Zum anderen muß bei der Trennrißbildung im Normalbereich, besonders bei den TT-Versuchen, die vorausgegangene Einrißbildung beachtet werden, die u.U. eine Berücksichtigung von Spannungsgradienten bei der Bestimmung der Betonfestigkeit erforderlich macht, vgl. Abschnitt 7.3.6.

Trotz dieser Ungenauigkeit soll hier ein Vorschlag zur Beschreibung der Erstrißbildung für Dehnkörper mit dem 5%-Fraktilenwert der Gl. (7.22) formuliert werden. Mit bekannter zentrischer Zugfestigkeit sowie der Kenntnis über den Spannungszustand infolge des inneren thermischen Zwangs, vgl. Abschnitt 7.2, kann die Stahlspannung bei Erstrißbildung in Abhängigkeit der Temperatur wie folgt berechnet werden:

$$\sigma_{sRS}^1 = \frac{1 + n_s \mu}{\mu} (0,174 \beta_{c\theta}^{2/3} - \sigma_{b\theta Z}) \quad (7.23)$$

7.3.3 Mitwirkung des Betons

7.3.3.1 Normalkraft-Dehnungsverlauf

Die Mitwirkung des Betons bei zentrisch gezogenen Stahlbetonstäben kann durch die Verläufe der Zugkräfte über den mittleren Dehnungen (über die Risse hinweg) aufgezeigt werden. Der Dehnungsunterschied zwischen mittlerer Dehnung und der Dehnung des "nackten" Stahls $\Delta \epsilon = \epsilon_s - \epsilon_m$ gibt die Mitwirkung des Betons auf Zug zwischen den Rissen an.

Die Bilder 7.10 und 7.11 zeigen die gemessenen $N/A_s - \epsilon_m$ -Linien in Abhängigkeit von der Tieftemperatur und vom Bewehrungsgrad bei TT. Die $\sigma_s - \epsilon_s$ -Linien des Bewehrungsstahls sind in diesen Bildern gestrichelt eingezeichnet. Der Wert N/A_s hat streng genommen erst im Zustand II eine mechanische Bedeutung.

Die Mitwirkung des Betons auf Zug nimmt mit zunehmender Beanspruchung der Dehnkörper ab. Nach abgeschlossener Ribbildung nähern sich die $N/A_s - \epsilon_m$ -Linien den $\sigma_s - \epsilon_s$ -Linien der Bewehrung. Der bei RT bekannte Zusammenhang, daß die Mitwirkung des Betons auf Zug zwischen den Rissen mit abnehmendem Bewehrungsgrad steigt, gilt auch für TT. Allerdings fällt dieser Einfluß bei TT wesentlich ausgeprägter aus. Generell führen tiefe Temperaturen zu einer deutlichen Steigerung der Mitwirkung des Betons und der Steifigkeit der Dehnkörper. Diese Steigerung ist bei $\vartheta = -100^\circ\text{C}$ schon nahezu vollständig erreicht, eine weitere Temperaturabsenkung hat nur noch einen geringen Einfluß. Dies steht im Einklang mit der temperaturabhängigen Veränderung der Betonzugfestigkeit, deren tieftemperaturbedingte Steigerung schon bei Temperaturen von -80°C weitgehend abgeschlossen ist, vgl. Bild 5.21.

Die $N/A_s - \epsilon$ -Linie erfährt durch tiefe Temperaturen keine qualitative Veränderung. Mit Erreichen der Betonzugfestigkeit in einem der Sollrißquerschnitte endet der Zustand I. Trennrisse in Stabbereichen mit normalem, ungeschwächten Querschnitt treten erst bei deutlich höheren Kräften auf. Aus der Steigung der Belastungsäste der $N/A_s - \epsilon_m$ -Linien, die bei Belastungssteigerung und der damit verbundenen fortschreitenden Ribbildung immer

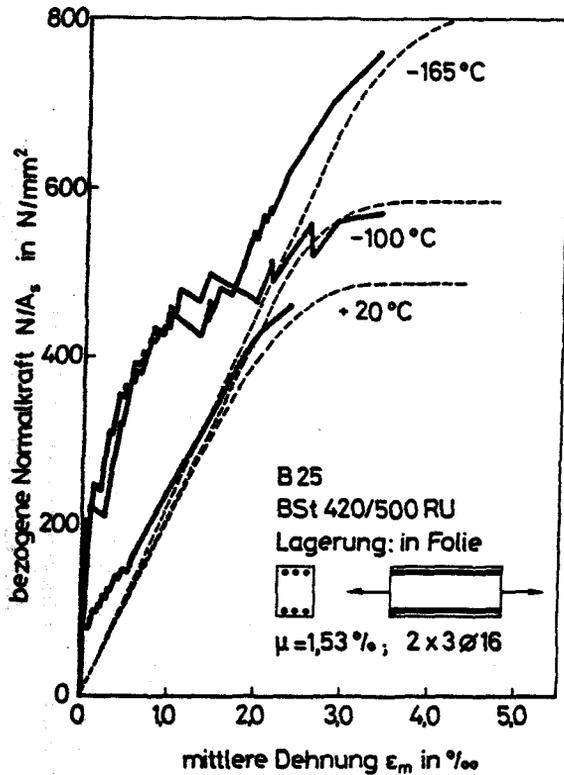


Bild 7.10: Einfluß tiefer Temperaturen auf den Normalkraft - Dehnungsverlauf

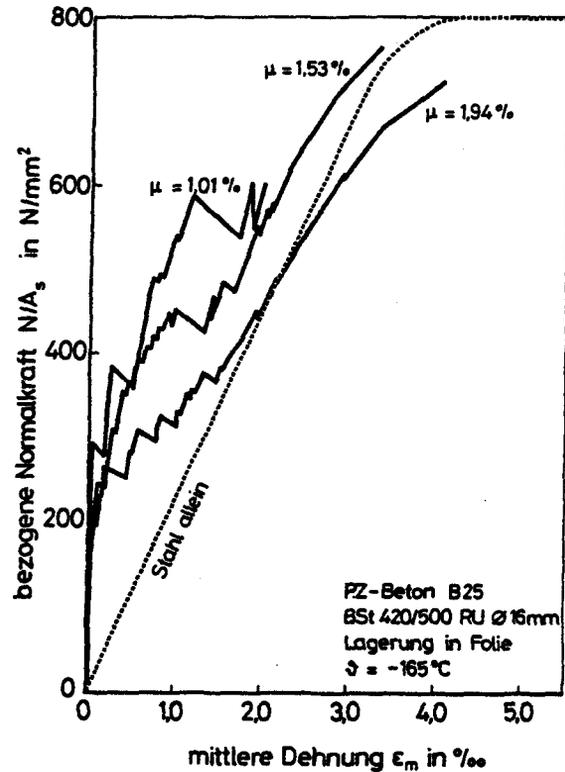


Bild 7.11: Einfluß des Bewehrungsgrades auf den Normalkraft - Dehnungsverlauf bei tiefer Temperatur $T = -165\text{ °C}$

flacher ausfällt, kann direkt die Veränderung der Dehnsteifigkeit der Versuchskörper abgelesen werden. Die Belastungsäste weisen ungefähr gegen den Koordinatenursprung.

Die mittlere Dehnung des zentrisch gezogenen Stahlbetonstabs im Zustand II kann mit folgendem globalen Ansatz beschrieben werden /79/:

$$\epsilon_m = \epsilon_{sR} \left[1 - \left(\frac{\beta_z}{\mu \sigma_{sR}} \right)^2 (1 + n\mu) \right] \quad (7.24)$$

Auf Grund seiner Herleitung für den Ort der Rißkräfte beschreibt Gl. (7.24) die obere Einhüllende der $N-\epsilon_m$ -Linien. Der Ansatz beinhaltet verschmiert die Streuung der Betonzugfestigkeit, der Verbundspannungsverteilung und den Rißmechanismus. Weiter ist zu beachten, daß Gl. (7.24) strenggenommen nur für zentrisch gezogene Stahlbetonstäbe Gültigkeit besitzt, bei denen eine kontinuierliche Rißteilung durch Trennrißbildung vorausgesetzt werden kann. Nur dann wird die im Ansatz implizierte Voraussetzung gleicher Spannungszustände in den Rissen und den angrenzenden Einleitungsbereichen erfüllt. Dies ist z.B. bei gleichmäßig mit Bewehrung durchsetzten Querschnitten (zentrische Bewehrungsanordnung) der Fall, wenn also die Einleitungslänge l_1 des Verbunds deutlich größer als die St. Venant'sche Störlänge l_k ist /98/.

Diese Voraussetzung wird von den Dehnkörpern nicht erfüllt. Die Bewehrung ist konzentriert an den Schmalseiten angeordnet, so daß infolge der Kraftereinleitung eine einheitliche Rißteilung durch Trennrissen nicht mehr auftritt. Die Rißbilder der Dehnkörper zeigen Ein- und Trennrisse, wobei die Einrißbildung durch tiefe Temperaturen noch zusätzlich gefördert wird, vgl. Abschnitt 7.3.4. Wegen der verbleibenden Mitwirkung des Betons im Einrißquerschnitt werden hier die Spannungszustände in den Rissen und deren Nachbarschaft vom Rißtyp (Ein- oder Trennriß) beeinflusst, vgl. Abschnitt 7.3.5 und 7.3.6.

Da z.Z. eine geschlossene Lösung zur Beschreibung der mittleren Dehnung unter Berücksichtigung unterschiedlicher Rißtypen und Rißmechanismen nicht möglich erscheint, soll hier überprüft werden, inwieweit eine Beschreibung der Dehnkörper unter Berücksichtigung des Tieftemperatureinflusses mit Gl. (7.24) in Näherung möglich ist. Dazu ist die für Erstrißbildung gültige Betonzugfestigkeit in Abhängigkeit von TT, Gl. (7.22), sowie die Vorstauchung des Betons infolge thermischen Zwangs, vgl. Abschnitt 7.2, in Gl. (7.24) einzuführen. Die mittlere Dehnung kann dann in Abhängigkeit von der Temperatur und der Zugkraft N formuliert werden:

$$\frac{\epsilon_{m\vartheta}}{\epsilon_{s\vartheta R}} = 1 - \left[\frac{(0,174 \beta_{c\vartheta}^{2/3} - \sigma_{b\vartheta Z}) \cdot A_b}{N} \right]^2 (1 + n_s \mu) \quad (7.25)$$

Selbstverständlich geht der Einfluß des inneren thermischen Zwangs mit fortschreitender Rißbildung zunehmend verloren.

Bild 7.12 enthält den Vergleich zwischen Ergebnissen aus Versuchen /90/ und denen von Gl. (7.25) in Abhängigkeit von der Temperatur. Ab der Erstrißlast fällt das gemessene Verhältnis ϵ_m/ϵ_{SR} steil ab, verläuft nahezu konstant bis zur Erstrißlast im Normalbereich, wächst danach mit steigender Beanspruchung an und nähert sich bei hoher Beanspruchung dem Wert 1. Für $N \geq N_{RS}^1$ gibt der Abstand zwischen der Geraden $\epsilon_m/\epsilon_{SR} = 1$ und der Kurve $\epsilon_m/\epsilon_{SR} = f(N)$ die Größe der Mitwirkung des Betons an.

Berechnung und Versuche erbringen tendenziell ähnliche Ergebnisse, doch treten zum Teil größere Unterschiede auf. Neben den zuvor geschilderten Ungenauigkeiten des Rechenansatzes sind hierfür noch weitere Gründe versuchstechnischer Art zu nennen:

- Die Berechnung der Mitwirkung des Betons mit Gl. (7.25) kann nur für den Normalquerschnitt erfolgen. Eine differenzierte Berechnung unter Einschluß der Querschnittsschwächung in den Sollrissen ist nicht möglich. Die Ergebnisse aus Rechnung und Versuch sind somit erst ab Beanspruchungen oberhalb der Erstrißlast des Normalquerschnitts N_{RN}^1 vergleichbar.

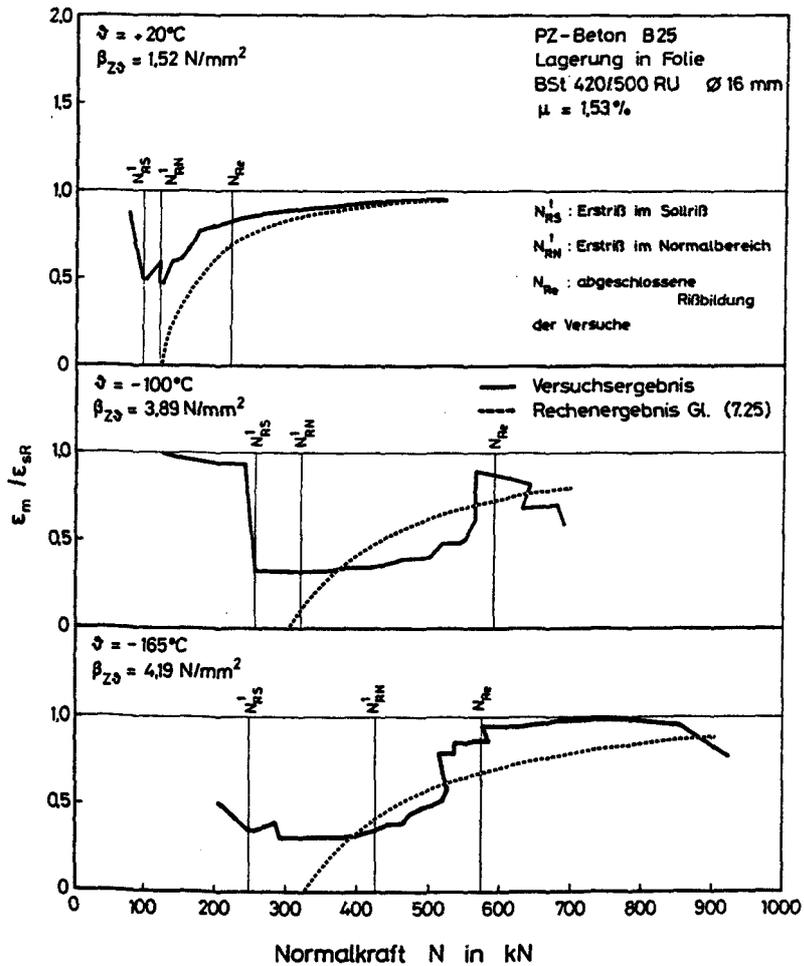


Bild 7.12: Mitwirkung des Betons in Abhängigkeit von der Temperatur
- Vergleich Versuch und Rechnung

- Ein vollständiger Meßwertaufschrieb konnte nur nach dem Auftreten von Rissen erfolgen. Die Versuchsergebnisse beschreiben daher die untere Einhüllende der N - ϵ_m -Linien, die Rechenergebnisse dagegen die obere Einhüllende. Somit geben die Rechenergebnisse eine größere Mitwirkung des Betons auf Zug an als die dargestellten Versuchsergebnisse.

- Bei hohen Beanspruchungen und tiefen Temperaturen weisen die Versuchsergebnisse sprunghafte Abnahmen der Mitwirkung des Betons aus. Diese resultieren aus Verschiebungssprüngen zwischen Beton und Bewehrungsstab, vgl. Abschnitt 5. Diese Unstetigkeiten können mit Gl. (7.25) nicht abgebildet werden.

In Ermanglung eines zutreffenden Rechenansatzes für die mittlere Dehnung muß vorerst Gl. (7.25) als Näherungsansatz benutzt werden.

7.3.3.2 Änderung der Dehnsteifigkeit durch Ribbildung

Die rechnerische Dehnsteifigkeit eines Stahlbetonbauteils im Zustand I ist:

$$\begin{aligned} K_{D\vartheta}^I &= E_{b\vartheta} \cdot A_{i\vartheta} \\ &= E_{b\vartheta} \cdot A_b [1 + (n_{\vartheta} - 1)\mu] \end{aligned} \quad (7.26)$$

Durch Einführen der Zugkraft N und der mittleren Dehnung ϵ_m in Gl. (7.26) kann die Dehnsteifigkeit - im Zustand I und II - aus den Versuchsergebnissen bestimmt werden:

$$K_{D\vartheta} = \frac{N}{\epsilon_m} \quad (7.27)$$

Eine Gegenüberstellung der aus den Materialkenngrößen berechneten Dehnsteifigkeiten für den Zustand I mit Gl. (7.26) und den aus den Versuchsergebnissen ermittelten mit Gl. (7.27) erfolgt in Tab. 7.2. Insgesamt gesehen ergibt sich zwischen den Versuchsergebnissen und den Berechnungsergebnissen eine gute Übereinstimmung. Nur beim TT-Versuch mit $\mu = 1,53\%$ zeigt sich eine große Diskrepanz. Diese kann auf eine anfängliche Vereisung der Wegaufnehmer zurückgeführt werden.

Tab. 7.2: Dehnsteifigkeiten im Zustand I - Vergleich Versuch und Rechnung

	T	20	-165	20	-100	-165	-165	20	-165	°C
		1,01		1,53				1,94		%
Rechnung Gl. (7.26)	$K_{D\vartheta}^I$	2,034	3,551	2,108	3,092	3,626	3,626	2,165	3,689	10^6 kN
Versuch Gl. (7.27)	$K_{D\vartheta}^I$	2,138	4,187	2,208	3,370	7,524	3,857	2,141	3,508	10^6 kN

Mit Gl. (7.25) und Gl. (7.27) kann auch eine analytische Ermittlung der Dehnsteifigkeit im Zustand II erfolgen. Für eine Beanspruchung $N/A_s = \sigma_{SR}$ erhält man mit Gl. (7.25):

$$\epsilon_{m\vartheta} = \frac{N}{A_s E_{s\vartheta}} \left[1 - \left(\frac{\beta_{z\vartheta} \sigma_{b\vartheta}}{N} \cdot A_b \right)^2 (1 + n_{\vartheta} \mu) \right] \quad (7.28)$$

und die bezogene Dehnsteifigkeit lautet:

$$k_s = \frac{K_{D\vartheta}^{II}}{K_{D\vartheta}^I} = \frac{N}{\epsilon_{m\vartheta} E_{b\vartheta} A_{i\vartheta}} \quad (7.29)$$

Bild 7.13 zeigt den Vergleich zwischen Rechnung und Versuch in Abhängigkeit von Temperatur und Bewehrungsgrad. Die Übereinstimmung ist gut. Nur im Anfangsbereich der Ribbildung ergeben sich gewisse Unterschiede, die auf den Einfluß der Sollrisse zurückzuführen sind, der durch Gl. (7.28) nicht erfaßt werden kann. Die prozentuale Abnahme der Dehnsteifigkeit infolge Ribbildung ist nahezu temperaturunabhängig, der Einfluß des Bewehrungsgrads ist bei RT und TT ähnlich.

Die Gültigkeit der berechneten Kurven endet, wenn im Rib die Streckgrenze des Bewehrungsstahls $\beta_{s\vartheta}$ erreicht wird. Sowohl Berechnungs- wie Versuchsergebnisse zeigen schon meist vor diesem Grenzwert nur noch einen geringen Abstand zum theoretischen Endwert der Dehnsteifigkeit $K_{D\vartheta}^{II} = A_s \cdot E_{s\vartheta}$. Dies zeigt an, daß in

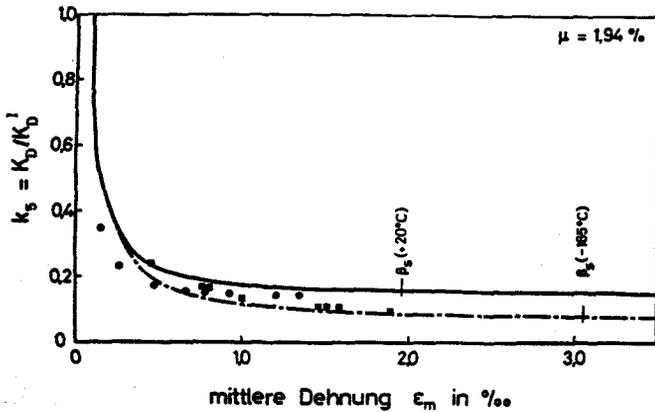
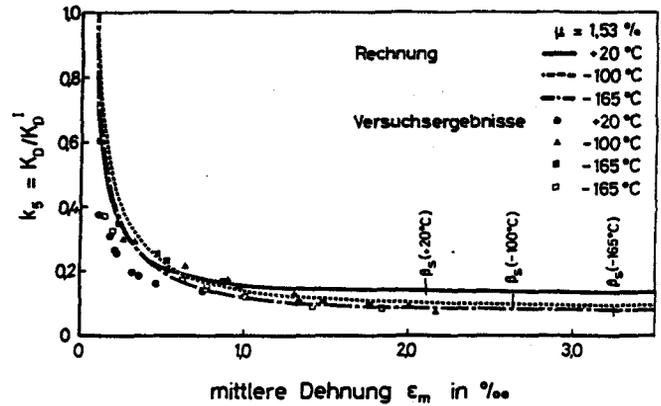
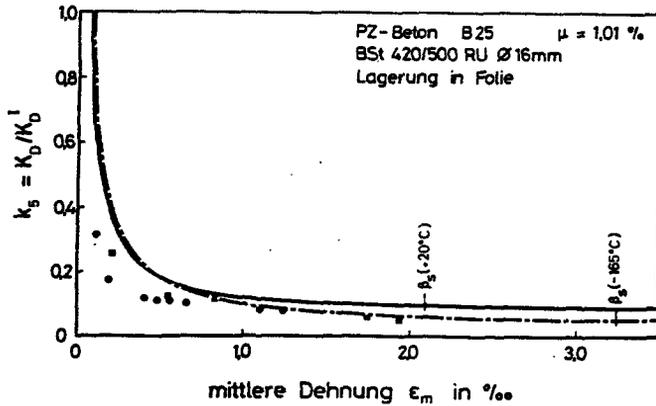


Bild 7.13: Gemessene und gerechnete bezogene Dehnsteifigkeit in Abhängigkeit vom Bewehrungsgrad und von der Temperatur

allen Dehnversuchen die Versuchskörper bis zum Erreichen des stabilisierten Rißbildes beansprucht worden sind.

7.3.4 Einfluß tiefer Temperaturen auf die Rißbildung

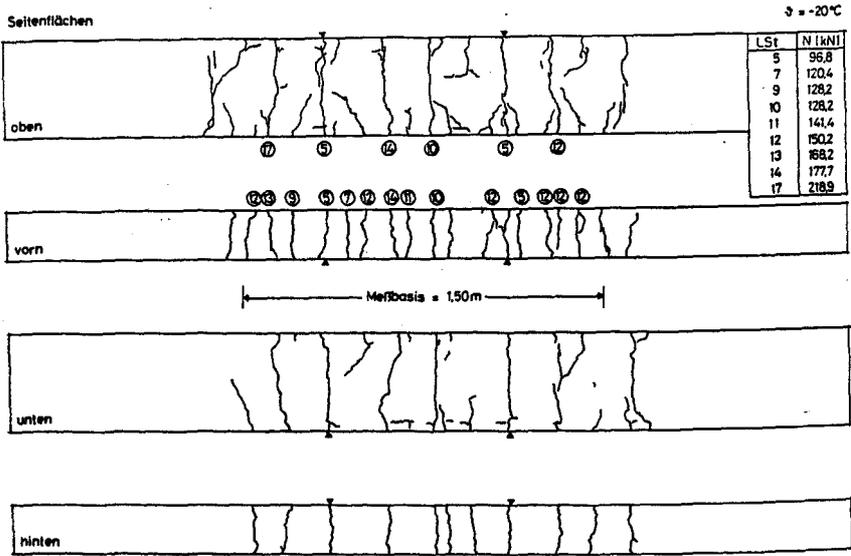
7.3.4.1 Rißbilder nach abgeschlossener Rißbildung

Bild 7.14 zeigt beispielhaft die Rißbilder von Dehnkörpern mit einem Bewehrungsgrad $\mu = 1,53\%$ nach Beendigung der Versuche. Die Prüfung erfolgte bei $+20^{\circ}\text{C}$ und -165°C . Es sind alle Seitenflächen dargestellt, wobei sich die Bezeichnung der Seitenflächen an der Lage des Dehnkörpers im Versuchsstand orientiert (die hintere Seitenfläche entspricht der Betonieroberfläche). Risse in den Krafteinleitungsbereichen der Dehnkörper sind nicht eingezeichnet. Zusätzlich enthält Bild 7.14 Angaben über die einzelnen Laststufen, bei denen mit den Rißdetektoren an der vorderen und oberen Seitenfläche die Bildung der Risse ermittelt wurde. Aus diesen Angaben wird der Rißbildungsfortschritt erkennbar. Hierauf wird in Abschnitt 7.3.4.2 eingegangen.

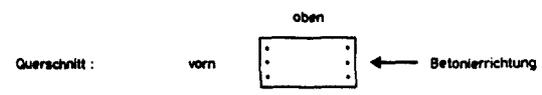
Die in den Dehnversuchen ermittelten, stabilisierten Rißbilder sind unabhängig von Temperatur und Bewehrungsgrad etwa ähnlich, vgl. /24/. Die aufgetretenen Rißformen können wie folgt typisiert werden: Trennrisse, Einrisse und Längsrisse.

Trennrisse verlaufen nahezu normal zur Dehnkörperlängsachse. Neben den beiden Sollrissen haben sich innerhalb der Meßlänge von 1,50 m noch 3 bis 4 weitere Trennrisse gebildet, davon 1 bis 2 Trennrisse zwischen den Sollrissen. Die Trennrißabstände werden durch tiefe Temperaturen vergrößert.

Zu beiden Seiten der Trennrisse bildeten sich Einrisse. Diese gehen von den Schmalseiten aus, verlaufen auf der oberen und unteren Seitenfläche anfangs rechtwinklig zur Versuchskörperlängsachse und neigen sich dann zu den Trennrissen hin. Die Rißbilder an den beiden Schmalseiten zeigen deutliche Unterschiede, die Rißanzahl an der hinteren Seitenfläche beträgt nur $50 + 75\%$ der an der vorderen, die beim Betonieren zu oberst lag. Dies wird durch den geringeren Verbundwiderstand von beim Betonieren



○ : Laststufe, bei der das Auftreten des Risses detektiert wurde
 ▲ : Sollriß



$2 \times 3 \# 18$
 $\mu = 1,53\%$

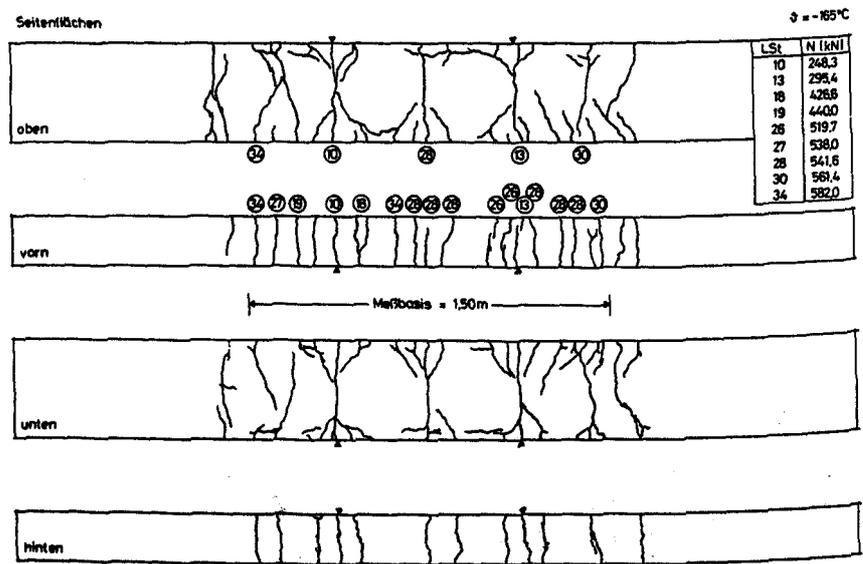


Bild 7.14: Rißbilder von Dehnkörpern nach abgeschlossener Rißbildung
 Prüftemperatur: + 20°C und - 170°C

oben liegender Bewehrungsstäbe bewirkt. Die Anzahl der Risse an den Schmalseiten steigt mit Abnahme des Verhältnisses d_s/μ . Der Einfluß tiefer Temperaturen auf diese Rißanzahl ist gering. Tendenziell stellen sich mit sinkenden Temperaturen kleinere Rißabstände ein.

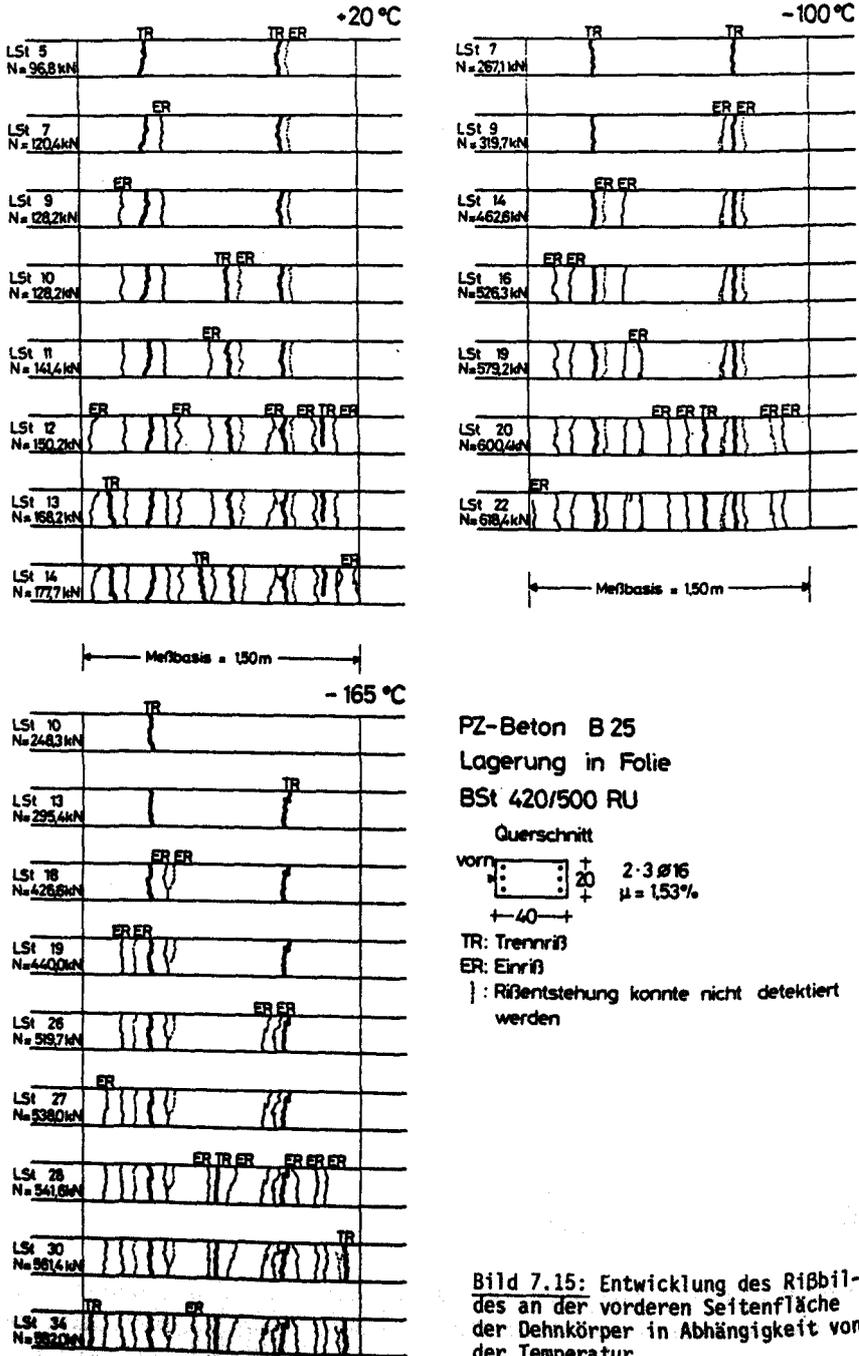
Längsrisse traten bei allen Versuchskörpern in den oberen und unteren Seitenflächen in Achse der Bewehrungsstäbe auf. Die Längsrißbildung wird durch tiefe Temperaturen verstärkt. Sie ist bei den Stäben, die beim Betonieren oben lagen, ausgeprägter. Die Längsrisse gehen sowohl von Trenn- als auch von Einrissen aus, stets von Bereichen mit hoher Verbundbeanspruchung. In Bereichen mit geringer Verbundbeanspruchung, in der Mitte zwischen Trennrissen und z.T. auch zwischen Einrissen, kommt die Längsrißbildung zum Stillstand. Längsrisse werden durch die Ausstrahlung der Verbundkräfte bewirkt. Tiefe Temperaturen fördern die Längsrißbildung, vgl. Abschnitt 5.4.8, dies gilt auch für die geringere Betongüte bzw. -festigkeit im Bereich der Betonoberseite. Mit den angewendeten Meßmethoden konnte die Beanspruchungshöhe, bei der die Längsrißbildung einsetzte, nicht ermittelt werden.

7.3.4.2 Entwicklung des Rißbildes

Der Fortschritt der Rißbildung in Abhängigkeit von der Temperatur wird beispielhaft anhand der Rißbilder an der vorderen Seitenfläche der Dehnkörper aufgezeigt. Im Bild 7.15 sind diese Rißbilder für Dehnkörper mit einem Bewehrungsgrad $\mu = 1,53\%$ ($2 \times 3 \text{ } \emptyset 16$) in Abhängigkeit von Beanspruchungshöhe und Temperatur dargestellt. Wie zuvor gezeigt, übt die Tieftemperatur nur einen geringen Einfluß auf das stabilisierte Rißbild der Dehnkörper aus. Dies gilt auch für die Entwicklung der Rißbilder.

Der prinzipielle Fortschritt der Rißbildung bei TT kann wie folgt beschrieben werden, vgl. auch /90/ und Bild 7.15:

- Nach dem Aufreißen der Sollrisse bilden sich bei Kraftsteigerung zunächst ausschließlich Einrisse in der Nachbarschaft der Sollrisse. Weitere Trennrisse treten erst auf, wenn die Ein-



rißbildung an den bereits bestehenden Trennrissen abgeschlossen ist.

- Der Ort der Rißbildung ist nicht zufällig. Die Rißbildung konzentriert sich zu beiden Seiten der Trennrisse.
- Zwischen den Trennrissen bilden sich 2 bis 3 Einrisse. Durch ihre Neigung auf der Körperbreitseite können sie einem bestehenden Trennriß zugeordnet werden.

Bei RT wurde eine ähnliche Rißbildung beobachtet, allerdings war die Anzahl der Einrisse neben Trennrissen geringer als bei TT. Vor weiteren Schlußfolgerungen muß darauf hingewiesen werden, daß durch die Anordnung der beiden Sollrisse in der verhältnismäßig kurzen Meßlänge von 1,50 m eine gewisse Vorzeichnung des Rißbildes vorweggenommen wurde.

Bei zentrisch bewehrten und gezogenen Dehnkörpern geringer Seitenabmessungen beobachtet man eine üblicherweise kontinuierliche zufällige Rißteilung durch Trennrisse. Dies wurde bei den hier geprüften Dehnkörpern mit an den Schmalseiten konzentrierter Bewehrung nicht beobachtet. Es bildeten sich neben Trennrissen auch Einrisse aus, die schon bei niedriger Beanspruchung konzentriert neben bestehenden Trennrissen auftraten. Auf das frühzeitige Auftreten von Einrissen bei Biegebalken wurde auch in /44/ hingewiesen.

Diese Kombinationen von Trenn- und Einrissen hängen mit der Tatsache zusammen, daß die Einleitungslänge der Verbundkräfte l_1 deutlich kleiner als die Krafteinleitungslänge l_k (Länge des St. Venant'schen Störbereichs zur Ausbreitung der Betonspannungen bis zum Einstellen der eben verteilten Spannungen und Dehnungen des Zustands I) ausfällt. Die Rißbildung wird also durch die Überlagerung eines Scheibenspannungszustands und eines eher örtlich begrenzten Spannungszustands infolge der Verbundkräfte beeinflusst /98/. Wegen der Verbundversteifung durch tiefe Temperaturen und der damit verbundenen konzentrierten Verbundkräfteinleitung ist die Einrißbildung bei TT ausgeprägter als bei RT.

Man erkennt, daß solche Ansätze, die Rißabstand und -breite, mittlere Dehnung und Steifigkeit auf Basis eines Stabmodells mit Trennrissen ($l_1 \cong l_k$, Kettenmodelle, verschmierte Ansätze vom Rao-Typ) beschreiben, für hier beobachtete Rißbildung nicht zutreffen. Aber auch Ansätze, die eine randnahe, wirksame Betonzugzone herauschneiden und diese als Dehnkörper betrachten, erfassen das Problem unzutreffend. Daran ändert sich nichts, auch wenn man die Spannungen und Verzerrungen verbundorientiert, also mit der DGL des verschieblichen Verbunds, beschreibt. Trenn- und Einrisse sind unterschiedliche Rißtypen; ihre Breiten gehören unterschiedlichen Grundgesamtheiten an, weil die Rißstahlspannungen auf unterschiedlichen Niveaus liegen. Das Problem der Krafteinleitung, der Verteilung der Betonzugspannungen innerhalb der Einleitungslänge und ein Kriterium zur Bildung von Einrissen wird in Abschnitt 7.3.6 behandelt.

7.3.4.3 Rißabstände

Die Entwicklung der Risse bei TT war während der Versuchsdurchführung nur in den Mittellinien der vorderen und oberen Seitenflächen mit Rißdetektoren meßbar. Eine Auswertung der Rißabstände kann somit nur auf diesen Linien erfolgen. Die Rißabstände auf den Schmalseiten der Dehnkörper können allerdings auch als zutreffend für die Achsen der Zugbewehrung auf den Breitseiten angesehen werden.

Die Entwicklung des mittleren Rißabstands an der vorderen Seitenfläche, getrennt nur für Trennrisse (TR) sowie für Trenn- und Einrisse (TR und ER), in Abhängigkeit von Temperatur und Bewehrungsgrad zeigt Bild 7.16. Bei den Darstellungen ist zu beachten, daß die Sollrisse eine gewisse Vorzeichnung des Rißabstands im anfänglichen Beanspruchungsbereich induzieren. Bei höheren Beanspruchungen kann der mittlere Rißabstand (TR und ER) die wahren Verhältnisse nicht wiedergeben. Risse bilden sich konzentriert um die Trennrisse, ihr Abstand entspricht in etwa dem mittleren Endrißstand, während die anderen Bereiche der Dehnkörper noch rissfrei sind. Die Darstellung des Rißabstands über der Stahlspannung im Riß beinhaltet außerdem die Ungenauigkeit, daß sie nur für Trennrisse zutrifft, für Einrisse wäre bei

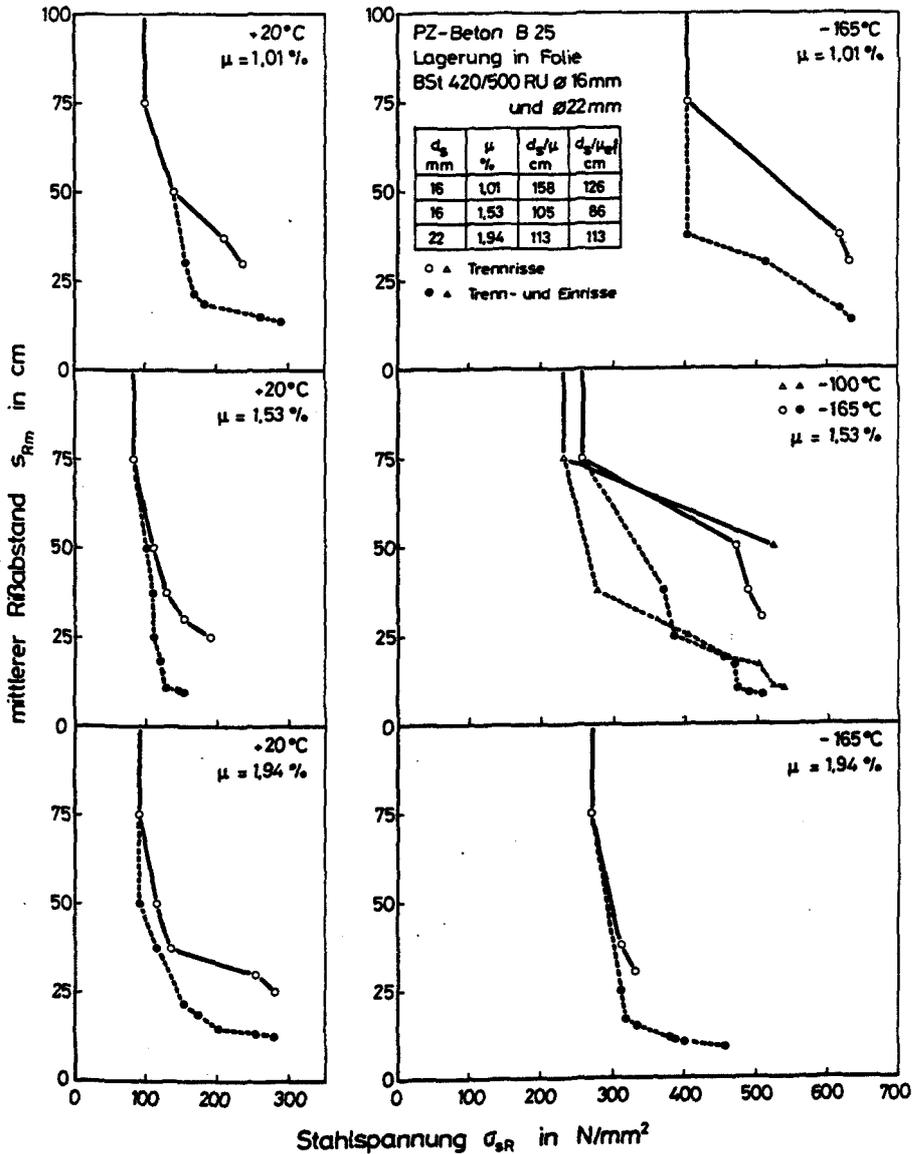


Bild 7.16: Mittlerer Rißabstand an der vorderen Seitenfläche in Abhängigkeit von Temperatur, Stahlspannung und Bewehrungsgrad

der Stahlspannung im Einriß die Mitwirkung des Betons zu berücksichtigen. Eine entsprechende Beschreibung ist z.Z. aber noch nicht möglich.

Die Abnahme der Prüftemperatur und die Zunahme des Bewehrungsgrads heben die Rißkräfte auf ein höheres Niveau, wobei der Einfluß tiefer Temperaturen den des Bewehrungsgrads deutlich übertrifft. Mit steigender Beanspruchung wird die Verringerung des Rißabstandes zunehmend von der Einrißbildung bestimmt. Dies ist bei TT ausgeprägter als bei RT; denn bei RT bilden sich Trennrisse bei steigender Beanspruchung nahezu kontinuierlich, während bei TT die Trennrisse konzentriert bei geringen und hohen Beanspruchungen auftreten.

Die nach Beendigung der Versuche auf den Mittellinien der 4 Seitenflächen gemessenen, mittleren Endrißabstände sind in Tab. 7.3 zusammengefaßt. Bei der Ermittlung des Trennrißabstands, in

Tab. 7.3: Rißabstände s_{Rme} nach Beendigung der Versuche in den Seitenflächen der Dehnkörper

Bewehrung :		2x2 Ø 16 1,01 %	3x2 Ø 16 1,53 %	2x2 Ø 22 1,94 %
$\bar{\sigma}$ °C	Seitenfläche	s_{Rme} cm	s_{Rme} cm	s_{Rme} cm
+ 20	oben	24,4 (28,3)	21,6 (22,7)	18,1 (23,8)
	vorn	14,3	9,3	12,5
	unten	19,4	23,9	17,8
	hinten	28,7	15,7	16,3
- 100	oben		17,1 (37,9)	
	vorn		10,0	
	unten		15,9	
	hinten		17,6	
- 165	oben	26,0 (39,3)	19,0 (34,6) 21,7 (37,9)	18,7 (31,2)
	vorn	12,3	8,1 10,6	8,9
	unten	20,4	20,5 20,9	21,3
	hinten	18,0	16,0 11,7	13,8

() : Trennriß-Abstände

Klammern gesetzte Werte der Tab. 7.3, blieben Einrisse, die bis über die Mittellinien der oberen und unteren Seitenflächen reichten, unberücksichtigt.

Der mittlere Rißabstand und dessen Endwert ordnen sich nach d_s/μ bzw. d_s/μ_{ef} . Das stabilisierte Rißbild stellt sich bei RT bei Stahlspannungen σ_{sRe} von 200 + 300 N/mm² ein, bei -165°C bei 460 + 640 N/mm² und bei -100°C bei Stahlspannungen nahe der Streckgrenze. Die Vergrößerung dieser Stahlspannung σ_{sRe} durch tiefe Temperaturen entspricht der tieftemperaturbedingten Steigerung der Betonzugfestigkeit.

Die Stahlspannung bei abgeschlossener Rißbildung $\sigma_{s\delta Re}$ ist berechenbar, wenn die größte im Versuch erreichte Betonzugspannung $\max \sigma_{b\delta Z}$ allgemein formulierbar ist.

$$\sigma_{s\delta Re} = \frac{1+n_s\mu}{\mu} (\max \sigma_{b\delta Z} - \sigma_{b\delta Z}) \quad (7.30)$$

Bei abgeschlossener Rißbildung ist die Vorspannung des Betons infolge des thermischen Zwangs sicherlich weitgehend abgebaut. Sie kann daher vernachlässigt werden.

Für den Mittelwert und die 95%-Fraktile der Betonzugfestigkeit, Gl. (7.22) und Tab. 5.1, sind die Rechenergebnisse der Gl. (7.30) in Abhängigkeit von Temperatur und Bewehrungsgrad den Versuchsergebnissen in Bild 7.17 gegenübergestellt. Mit dem Mittelwert der Betonzugfestigkeit $\max \sigma_{b\delta Z} = 0,284 \beta_{c\delta}^{2/3}$ zeigt die Rechnung mit den Versuchsergebnissen gute Übereinstimmung. Damit ist in Näherung:

$$\sigma_{s\delta Re} = \frac{1+n_s\mu}{\mu} 0,284 \beta_{c\delta}^{2/3} \quad (7.31)$$

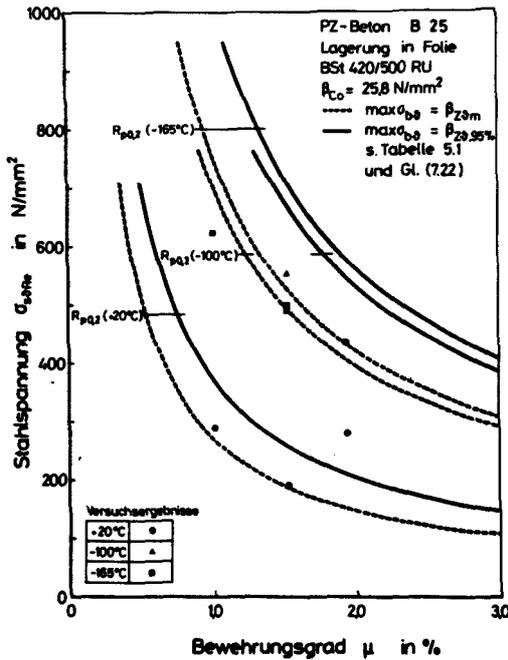


Bild 7.17: Stahlspannung bei abgeschlossener Rißbildung in Abhängigkeit von Bewehrungsgrad und Temperatur

7.3.4.4 Rißabstände bei abgeschlossener Rißbildung-Berechnungsergebnisse

Die üblichen Ansätze für den mittleren Endrißabstand s_{Rme} beinhalten als wichtige Einflußgrößen das Verhältnis d_s/μ bzw. d_s/μ_{ef} und die Betondeckung. In /77/ wird s_{Rme} wie folgt angegeben:

$$s_{Rme} = k_1 \cdot c + k_2 \cdot k_3 \frac{d_s}{\mu} \quad (7.32)$$

Der Faktor k_1 wird üblicherweise zu 1,5 gewählt. Das Faktorenprodukt $k_2 \cdot k_3$ wurde für zentrischen Zug in /22/ mit 0,125 bzw. in /84/ mit 0,116 in Versuchen bestimmt. Der Vergleich der Versuchsergebnisse, Tab. 7.3, mit diesem Ansatz bei Berücksichtigung unterschiedlicher Faktorenprodukte erfolgt in Bild 7.18. Nur für die Rißabstände auf der oberen Seitenfläche und für den Trennrißabstand bei RT zeigen die Ansätze eine befriedigende

Übereinstimmung. Trennrißabstände bei TT und die Rißabstände auf der vorderen Seitenfläche sind dagegen mit dem Ansatz Gl. (7.32) nicht beschreibbar.

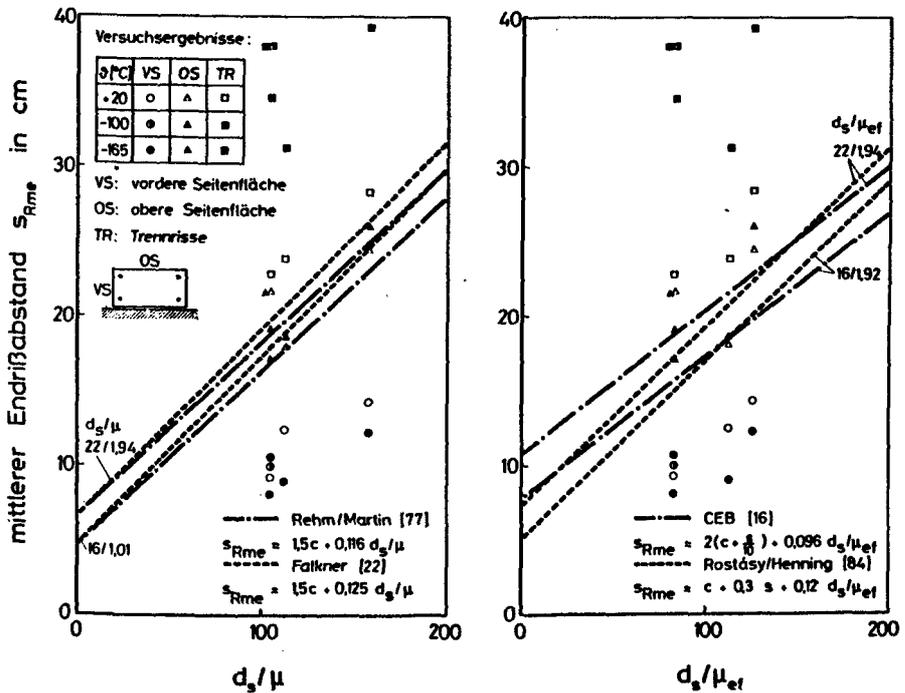


Bild 7.18: Mittlerer Endrißabstand in Abhängigkeit von d_s/μ und d_s/μ_{ef}
 - Versuchsergebnisse und Berechnungsansätze

Neuere Ansätze berücksichtigen zusätzlich die effektive Betonzugfläche sowie den Stababstand bei der Beschreibung des mittleren Endrißabstands, vgl. /16, 84/:

$$s_{Rme} = k_1 (c + \bar{k} \cdot s) + k_2 \cdot k_3 \frac{d_s}{\mu_{ef}} \quad (7.33)$$

In der Literatur wird über die Faktoren unterschiedlich verfügt. In /16/ wird das Faktorenprodukt $k_2 \cdot k_3$ zu 0,1 gesetzt, in /84/ zu 0,12. Der Einfluß der Betondeckung auf den Rißabstand wird in diesen Arbeiten mit 2,0 c bzw. 1,0 c und der des Stababstands

mit 0,1 s bzw. 0,3 s abgeschätzt. Die Gegenüberstellung der Versuchsergebnisse mit diesen Ansätzen erfolgt ebenfalls in Bild 7.18. Gegenüber dem Rechenansatz nach Gl. (7.32) wird mit dem nach Gl. (7.33) keine wesentlich bessere Beschreibung der Versuchsergebnisse erzielt. Wiederum ist nur für die Rißabstände auf der Mittellinie der oberen Seitenfläche und für den Abstand der Trennrisse bei RT eine befriedigende Übereinstimmung zwischen Versuch und Rechnung festzustellen.

In /5, 6, 12, 13/ werden Kriterien zur Rißbildung auf Grundlage von Betonzugspannungszuständen formuliert, die sich infolge der Einleitung äußerer Kräfte in den Betonkörper einstellen. Die äußere Kraft ist dabei die Kraft, die am Rißufer beginnend vom Stahl über Verbund eingeleitet wird. In Abhängigkeit von der Betondeckung und vom Stababstand wurde folgender Ansatz für den mittleren Endrißabstand entwickelt:

$$s_{Rme} = k \cdot t_e \quad (7.34)$$

mit $k = 15 + 25$; $k_m = 20$

Dabei ist t_e die effektive Betondeckung, die sich nach /13/ über die Betondeckung c und den Stababstand s ergibt. In Bild 7.19 sind die Versuchsergebnisse den Ergebnissen dieses Rechenansatzes gegenübergestellt. Sowohl die Rißabstände auf der vorderen Seitenfläche als auch die auf der oberen Seitenfläche und die Trennrißabstände bei RT können mit diesem Ansatz befriedigend beschrieben werden.

Lediglich die Trennrißabstände bei TT liegen weit über den rechnerischen Linien. Der mittlere Trennrißabstand des stabilisierten Rißbildes bei TT kann in Näherung mit $0,75 + 1,0 \cdot d$ (d = Balkenhöhe) angegeben werden.

Von den hier vorgestellten Ansätzen zur Beschreibung des mittleren Endrißabstands wird der von Broms den Versuchsergebnissen unter Berücksichtigung der Einrißbildung am ehesten gerecht. Dies zeigt an, daß, wie bereits in Abschnitt 7.3.4.2 aufgezeigt, der Rißabstand bei den hier vorgestellten Dehnkörpern im wesent-

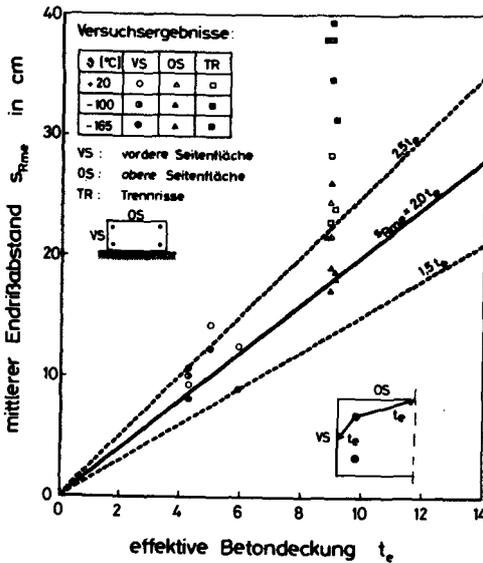


Bild 7.19: Mittlerer Endrißabstand in Abhängigkeit von der effektiven Betondeckung /12,13/- Gegenüberstellung der Versuchs- und Rechenergebnisse

lichen durch die Krafteinleitung bestimmt wird. Die verbundorientierte Lösung führt zu keinem befriedigenden Ergebnis. Dies ist der Grund, warum die geschlossene Lösung zur Beschreibung des mittleren Endrißabstands auf Basis des Verbundgesetzes, Gl. (6.1) bzw. (6.4), wie sie in /51/ vorgeschlagen wird, hier nicht weiter verfolgt wird. Bei tiefen Temperaturen können die für diesen Lösungsweg erforderlichen Voraussetzungen auch in Näherung nicht mehr als gültig angenommen werden, vgl. hierzu Abschnitt 7.3.6.

7.3.4.5 Rißbreiten

Während der Versuchsdurchführung konnten in der geschlossenen Kältekammer nur die Breiten der beiden Sollrisse gemessen werden, und zwar mit je 3 Clips pro Schmalseite und Riß. Die Meßergebnisse können somit nur Informationen über die mittlere Rißbreite der Sollrisse an den Schmalseiten geben. Inwieweit diese in eine statistische Rißbreitenverteilung ($w_{95\%} + w_m + w_{5\%}$) einzuordnen sind, ist nicht bekannt. Da weiterhin für eine Auswertung der Rißbreiten der Sollrisse unter statistischen Gesichtspunkten eine zu geringe Anzahl an Meßergebnissen vorliegt,

können die Versuche nur zu einer qualitativen Abschätzung des Einflusses tiefer Temperaturen auf die Entwicklung von Rißbreiten dienen. Dazu soll die Einordnung der gemessenen Rißbreiten in bekannte Ergebnisse durch Gegenüberstellung mit einem bei RT bewährten Rechenansatz aufgezeigt werden.

Einen Ansatz zur Beschreibung der kritischen oder charakteristischen Rißbreite, dies ist der für die Begrenzung der Rißbreiten interessierende Größtwert (ca. 95%-Fraktile von w_m), wird in /63/ auf Grundlage der aus der Literatur bekannten Versuche formuliert:

$$w_k = k_4 \left(50 + \frac{1}{4} k_2 \cdot k_3 \frac{d_s}{\mu_{ef}} \right) \frac{\sigma_{sR}}{E_s} \left(1 - k_5 \cdot k_6 \frac{\Delta \sigma_s}{\sigma_{sR}} \right) \quad (7.35)$$

Über die Faktoren wird bei zentrischem Zug, gerippten Bewehrungsstäben und Erstbelastung wie folgt verfügt:

$$k_4 = 1,7$$

$$k_5 = 1,0$$

$$\frac{\Delta \sigma_s}{\sigma_{sR}} = \left(\frac{\sigma_{sR}^1}{\sigma_{sR}} \right)^2 \leq 0,5$$

$$k_2 = 0,5$$

$$k_6 = \frac{1}{2 k_2} = 1,0$$

$$k_3 = 1,0$$

Die Beschreibung der mittleren Rißbreite w_m erfordert $k_4 = 1,0$.

Als Voraussetzung beinhaltet dieser Ansatz eine unter Verwendung der o.g. k-Faktoren zutreffende Beschreibung des mittleren Rißabstands z.B. mit Gl. (7.32). Wie in Abschnitt 7.3.4.4 aufgezeigt, gilt diese bei den hier geprüften Dehnkörpern nicht mehr uneingeschränkt. Allerdings konnte eine zutreffende Beschreibung des Abstands der Trennrisse, zu diesem Rißtyp gehören die Sollrisse, bei RT aufgezeigt werden. Daher könnte eine Anwendung der Beschreibung der Rißbreiten der Sollrisse mit Gl. (7.35) bei RT gerechtfertigt werden. Bei TT wird die Voraussetzung nicht erfüllt, vgl. Bild 7.18. Dies ist bei den folgenden Darstellungen und deren Interpretation zu beachten.

Eine Gegenüberstellung der Versuchs- und Berechnungsergebnisse - Auswertung von Gl. (7.35) für w_k und w_m - erfolgt in den Bildern 7.20 und 7.21. Doch zunächst zu den Versuchsergebnissen. Die mittlere Breite der Sollrisse w_{Rm} an der vorderen Seitenfläche, ist in Abhängigkeit von der Beanspruchung $\bar{\sigma}_{sR}$ und vom Bewehrungsgrad für Temperaturen $+20^\circ\text{C}$ und -165°C dargestellt. Unabhängig vom Bewehrungsgrad sind bei geringen bis mittleren Beanspruchungen die bei RT ermittelten Rißbreiten größer als die bei TT. Dies steht im Einklang mit der bei tiefen Temperaturen beobachteten Versteifung des Verbundwiderstands, vgl. Abschnitt 5 und 6.

Während die Rißbreiten bei RT mit steigender Beanspruchung kontinuierlich anwachsen, treten bei TT und hohen Beanspruchungen sprunghafte Veränderungen auf. Diese sprunghafte Zunahme der Rißbreite, die einige Millimeter betragen kann, ist auf das veränderte Verbundverhalten bei tiefer Temperatur zurückzuführen. Die sprunghafte Zunahme der Rißbreite wird durch die in den TT-Verbundversuchen beobachteten Verschiebungssprünge bewirkt. Mit zunehmendem Bewehrungsgrad verringern sich die sprunghaften Zuwächse der Rißbreiten, bei $\mu = 1,94\%$ wurden nur noch kleine sprunghafte Zunahmen der Rißbreiten im Anfangsbereich der Rißbildung registriert. Die TT-Verbundversuche liefern hierfür keine Erklärung.

Bei RT grenzen die rechnerischen Linien für die mittlere und kritische Rißbreite die gemessene Breite der Sollrisse ein. Tendenziell liegen die Versuchsergebnisse näher an der kritischen Rißbreite, vgl. Bild 7.20. Dies trifft bei tiefen Temperaturen nicht immer zu. Bei geringeren Beanspruchungen liefert Gl. (7.35) nur für den Bewehrungsgrad $\mu = 1,53\%$ größere Rißbreiten als die im Versuch beobachteten der Sollrisse, vgl. Bild 7.21. Bei den anderen Versuchen liegen die Versuchsergebnisse über den rechnerischen Linien für w_k . Die veränderte Rißbildung bei TT sowie die tieftemperaturbedingte unterschiedliche Versteifung von Verbundwiderstand und Betonzugfestigkeit entsprechen nicht mehr den zur Herleitung von Gl. (7.35) in /63/ benutzten Grundlagen. Gl. (7.35) bzw. die o.g. k-Faktoren sind bei TT nicht mehr uneingeschränkt gültig.

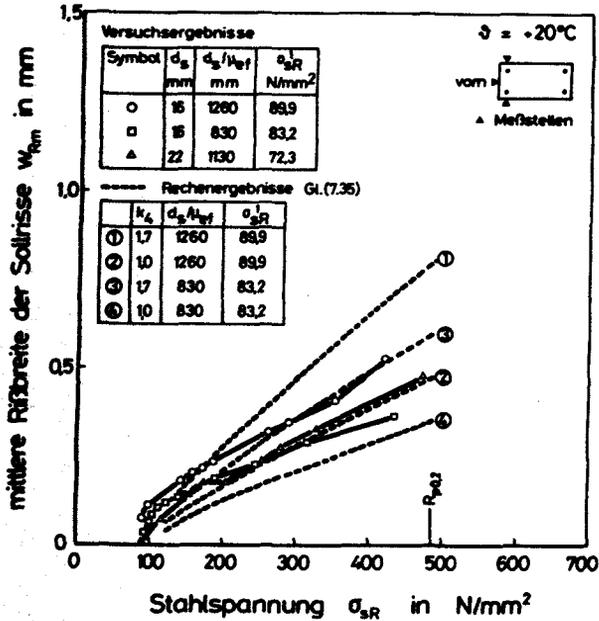


Bild 7.20: Rißbreite bei $+20^\circ\text{C}$ in Abhängigkeit vom Bewehrungsgrad
- Vergleich Versuch und Rechnung

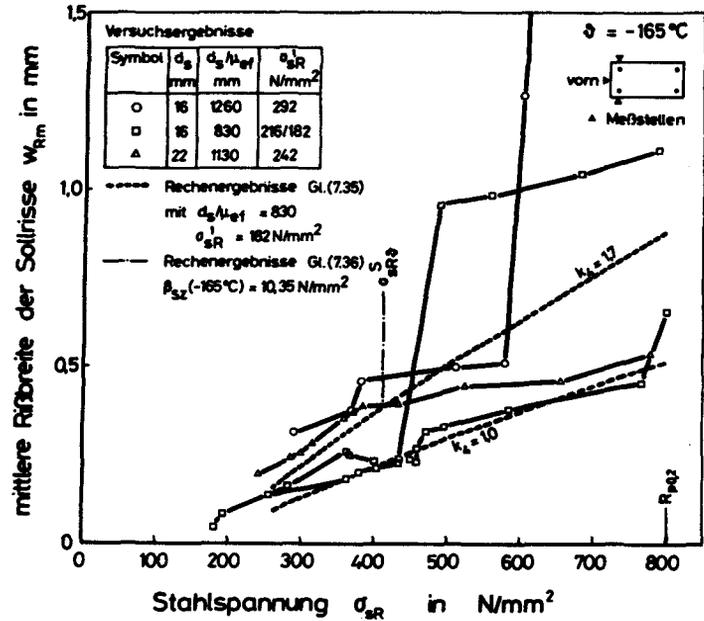


Bild 7.21: Rißbreite bei -165°C in Abhängigkeit vom Bewehrungsgrad
- Vergleich Versuch und Rechnung

Auch die bei TT beobachteten sprunghaften Zunahmen der Rißbreiten bei höheren Beanspruchungen sind mit Gl. (7.35) nicht beschreibbar. Wenn diese, wie vermutet, auf die bei TT beobachteten Verschiebungssprünge in den τ_v -v-Beziehungen zurückgeführt werden können, muß Gl. (6.21) auch eine Beanspruchungsgrenze gegenüber den sprunghaften Zunahmen der Rißbreiten liefern. Dazu muß die Verbundspannung anhand der geometrischen Bedingungen in die Stahlspannung umgerechnet werden. In Näherung können bei TT die geometrischen Bedingungen der Ausziehkörper auf die Verhältnisse der Dehnkörper im Bereich der Einrisse übertragen werden, vgl. Bild 7.36 ($l_v \approx 3 d_s$). Damit ergibt sich folgende Grenzstahlspannung, bei der sprunghafte Zunahmen der Rißbreite ausgeschlossen werden können, siehe auch Bild 7.21:

$$\sigma_{s0, spr} \approx 80 \beta_{SZS} \left(2 \frac{c}{d_s} + 1 \right) \quad (7.36)$$

Die Entwicklung der Rißbreiten an den hinteren Seitenflächen ist der an den vorderen ähnlich. Die mit der schlechten Verbundlage der Stäbe einhergehende Verbundminderung bewirkt allerdings an den hinteren Seitenflächen (Betonoberseite) größere Rißbreiten, vgl. Bild 7.22. Hierin sind die Rißbreiten bei Erstrißbildung und des stabilisierten Rißbildes einander gegenübergestellt. Mit der tiefemperaturbedingten Steigerung der Betonzugfestigkeit sind bei TT höhere Erstrißkräfte verbunden, so daß bei TT die Rißbreiten bei Erstrißbildung größer sind als bei RT. Mit zunehmendem Bewehrungsgrad μ bzw. d_s/μ verringern sich sowohl bei RT wie bei TT die Rißbreiten.

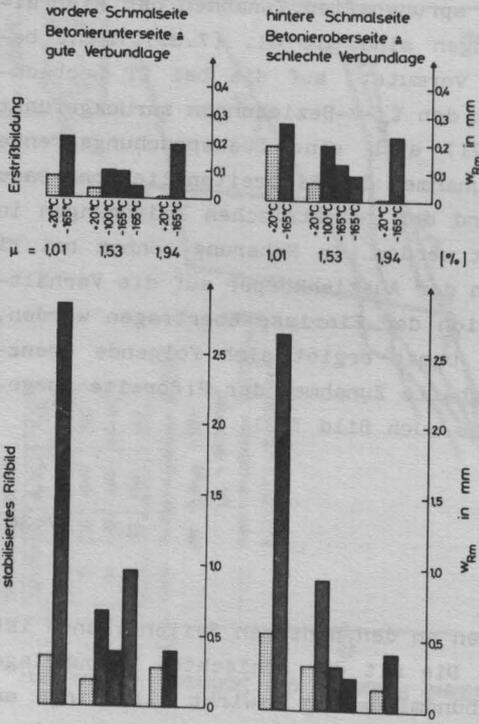


Bild 7.22: Gegenüberstellung der Ribbreiten bei Erstribbildung und des stabilisierten Ribbildes

7.3.5 Beschreibung der Stahlspannungen entlang der Stabachse bei niedriger Beanspruchung

Solange ideal-elastisches Materialverhalten und die Bernoulli-Navier Hypothese vom Ebenbleiben der Querschnittsflächen vorausgesetzt werden darf, kann man mit einem Verbundgesetz der Form von Gl. (6.2) und (6.4) und mit den Herleitungen in /51, 66/ die Stahlspannung entlang der Stabachse beschreiben:

$$\sigma_{s\vartheta}(x) = \left[1 + \frac{\sigma_{s\vartheta R} - \sigma_{s\vartheta}^I}{\sigma_{s\vartheta}^I} \left(\frac{l_1\vartheta - x}{l_1\vartheta} \right)^{\frac{1+B(\vartheta)}{1-B(\vartheta)}} \right] \sigma_{s\vartheta}^I \quad (7.37)$$

mit der Einleitungslänge l_1 :

$$l_1\vartheta = \left[\frac{1+B(\vartheta)}{1-B(\vartheta)} \cdot \frac{d_s}{4\beta_{c\vartheta} a(\vartheta)} (\sigma_{s\vartheta R} - \sigma_{s\vartheta}^I) \left(\frac{2}{1-B(\vartheta)} \frac{E_{s\vartheta}}{\sigma_{s\vartheta R}} \right)^{B(\vartheta)} \right]^{\frac{1}{1+B(\vartheta)}} \quad (7.38)$$

Ideal-elastisches Materialverhalten kann bei TT sowohl für Beton wie Stahl im hier betrachteten Beanspruchungsbereich angenommen werden, vgl. Abschnitt 3. Der Einfluß der Betonverformungen innerhalb der Einleitungslänge auf die Veränderung der Stahlspannungen werden häufig vernachlässigt, da ihr Einfluß sehr gering ist. Somit können hier die Betonspannungsgradienten, vgl. Abschnitt 7.3.6, vorerst unberücksichtigt bleiben.

Die Rechenergebnisse der Gln. (7.37) und (7.38) unter Verwendung der mittleren Koeffizienten des TT-Verbundgesetzes, Gl. (6.4), wurden mit den Versuchsergebnissen verglichen. Für die beim Betonieren unten liegende Bewehrung zeigen Rechnung und Versuch befriedigende Übereinstimmung, vgl. Bild 7.23 und /90/. Allerdings endet die Gültigkeit von Gl. (7.37) sobald sich bei TT die

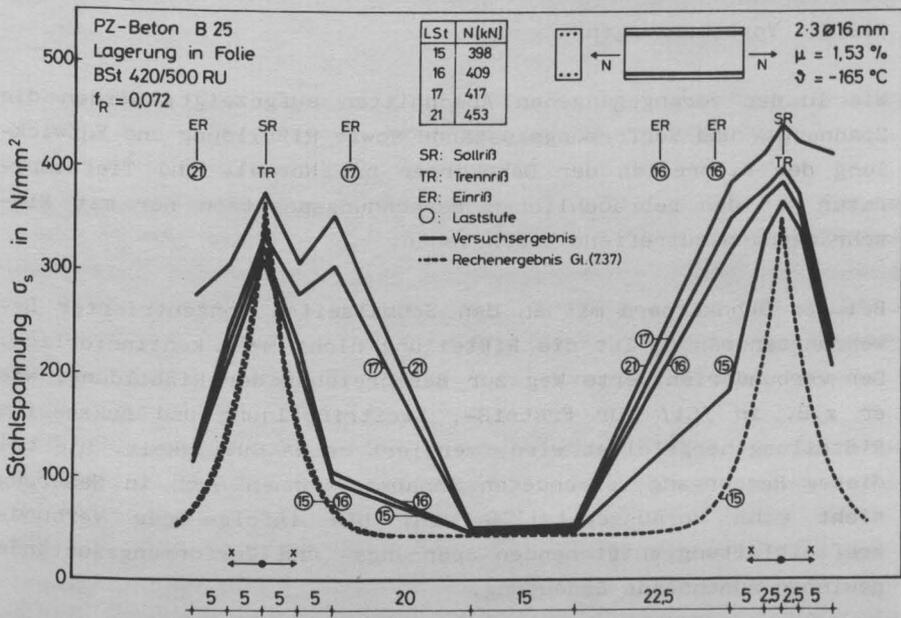


Bild 7.23: Gemessene und gerechnete Stahlspannungen entlang der Stabachse bei verschiedenen Laststufen ($\vartheta = -165 \text{ }^\circ\text{C}$; $\mu = 1,53 \%$)

ersten Einrisse bilden, vgl. Bild 7.23. In den Einrißquerschnitten ist noch ein deutliches Mitwirken des Betons auf Zug zu erkennen. Eine Beschreibung der Stahlspannung im Einriß ist mit heute bekannten geschlossenen Lösungen der DGL des verschieblichen Verbunds nicht möglich.

Für die beim Betonieren oben liegenden Bewehrungsstäbe muß gegenüber den unten liegenden ein geringerer Verbundwiderstand angenommen werden. Diese Abminderung liegt nach /61/ bei ca. 50%. Eine Beschreibung der Stahlspannungen entlang der Stabachse gelang für oben liegende Stäbe, wenn die untere Bandbreite des TT-Verbundgesetzes bei der Rechnung verwendet wurde, vgl. /90/.

7.3.6 Kriterium zur Einrißbildung

7.3.6.1 Vorbemerkungen

Wie in den vorangegangenen Abschnitten aufgezeigt, werden die Spannungs- und Verformungszustände sowie Rißbildung und Entwicklung der Rißbreiten der Dehnkörper bei Normal- und Tieftemperatur mit den gebräuchlichen Berechnungsansätzen nur mit Einschränkungen zutreffend beschrieben.

Bei den Dehnkörpern mit an den Schmalseiten konzentrierter Bewehrungsanordnung ist die Rißteilung nicht mehr kontinuierlich. Der verbundorientierte Weg zur Beschreibung der Rißbildung, wie er z.B. in /51/ für Erstriß-, Zweitrißbildung und sukzessive Rißteilung hergeleitet wird, verliert seine Gültigkeit. Die bei diesem Rechengang verwendeten Annahmen können auch in Näherung nicht mehr vorausgesetzt werden. Die infolge der Verbundkrafteinleitung entstehenden Spannungs- und Verformungszustände gewinnen zunehmende Bedeutung.

Ein Modell zur Beschreibung der Rißbildung und der Rißbreiten unter Berücksichtigung der Krafteinleitung wurde in /5, 6, 12, 13/ vorgelegt. Die Anwendung dieses Modells auch bei TT wurde in /98/ bei thermischer Schockbeanspruchung aufgezeigt und in /44/ für Biegebalken diskutiert. Da in diesem Modell die in den Beton

einzuleitende Zugkraft als äußere Kraft an den Rißbufern ange-
setzt wird, wird die Wirkung des Verbunds vernachlässigt.

Im folgenden wird die Krafteinleitung bei Beachtung des reali-
stischen Verbundverhaltens und unter Berücksichtigung des Ein-
flusses tiefer Temperaturen auf den Verbundwiderstand studiert.
In einem ersten Schritt idealisieren im Inneren eines Bauteils
angreifende Einzellasten die Wirkung des Verbunds. Anhand der
infolge der Einleitung dieser Kräfte auftretenden Spannungszu-
stände können Kriterien zur Rißbildung in Abhängigkeit von der
Temperatur formuliert werden.

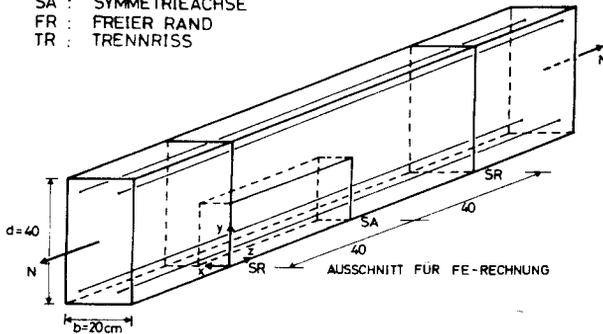
In einem zweiten Schritt wird unter Verwendung des TT-Verbund-
gesetzes die Bildung eines Einrisses und dessen Ausbreitung an
einer konkreten Beispielrechnung aufgezeigt. Die Mitwirkung des
Betons, auch im Einrißquerschnitt, kann dabei nachgewiesen
werden.

7.3.6.2 Rißbildung unter Berücksichtigung des dreidimensionalen Spannungszustands im Bereich der Einleitungslänge

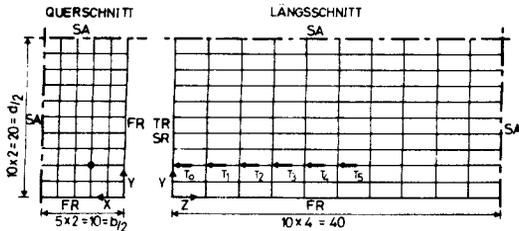
Die Spannungszustände im Bereich der Einleitungslänge wurden in
einer Parameterstudie mit einer dreidimensionalen FE-Rechnung
ermittelt. Zum Nachweis der Aussagefähigkeit dieser Berechnung
wurde das FE-Modell den geometrischen Verhältnissen der Dehnkör-
per angepaßt, so daß ein Vergleich zwischen Rechnung und Versuch
möglich wird.

Auf eine Abbildung der Stahleinlagen im FE-Modell wurde ver-
zichtet, so daß die sonst erforderliche Kopplung des Stahls mit
dem umgebenden Beton durch Verbundelemente überflüssig wurde.
Die bei einer allgemeingehaltene, bezogenen Beanspruchung auf-
tretenden rechentechnischen Schwierigkeiten konnten somit ver-
mieden und der Rechenaufwand erheblich reduziert werden. Die
Beanspruchung des Dehnkörperausschnitts erfolgte in der FE-Rech-
nung durch im Inneren angreifende Einzellasten, die die neben
Trennrissen im Bereich der Einleitungslänge in den Beton einzu-
leitenden Verbundkräfte idealisieren.

SR : SOLLRISS
 SA : SYMMETRIEACHSE
 FR : FREIER RAND
 TR : TRENNRISS



FE-RECHENNETZ



ϑ [°C]	E_{BS} [KN/mm ²]	ν
+ 20	22,0	0,2
- 100	41,5	0,2
- 165	52,0	0,2

Bild 7.24: Diskretisierung für das dreidimensionale FE - Rechenmodell

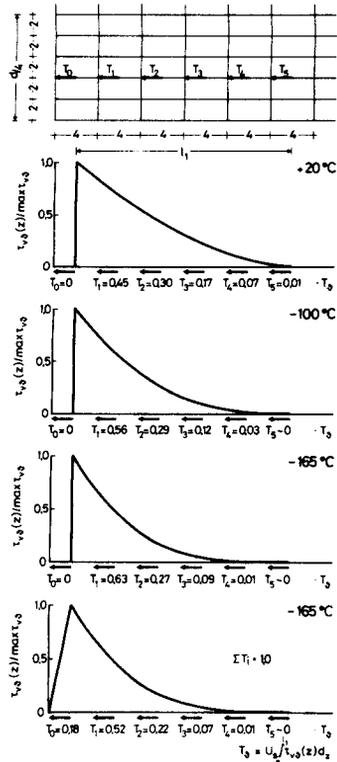


Bild 7.25: Idealisierung der Verbundwirkung durch Einzelkräfte bei unterschiedlichen Temperaturen

Bild 7.24 zeigt den betrachteten Ausschnitt der Dehnkörper sowie das verwendete Rechennetz mit den Knotenpunkten, an denen die Verbundkräfte angreifen. Die durchgeführte FE-Rechnung besitzt Gültigkeit für Beanspruchungszustände, bei denen sich die Sollrisse bereits als Trennriß ausgebildet haben und noch keine weiteren Risse im Dehnkörper aufgetreten sind. Die Berechnung wurde unter Voraussetzung elastischen Materialverhaltens durchgeführt.

Im betrachteten Lastbereich ändern sich die Einleitungslängen nur geringfügig, siehe auch Bild 7.23. Die in der FE-Rechnung angenommene einheitliche Einleitungslänge von 20 cm wird somit in Näherung den auftretenden Beanspruchungen gerecht. Für Temperaturen $\vartheta = +20^\circ\text{C}$, -100°C und -165°C kann die Verbundspannungsverteilung innerhalb der festgelegten Einleitungslänge unter Verwendung des mittleren Verbundgesetzes, Gl. (6.4), nach /66/ wie folgt ermittelt werden:

$$\tau_{v\vartheta}(z) = \frac{1}{4} \cdot \frac{1+B(\vartheta)}{1-B(\vartheta)} d_s \frac{\sigma_{sR} - \sigma_s^I}{l_1} \left(\frac{z}{l_1}\right)^{\frac{2B(\vartheta)}{1-B(\vartheta)}} \quad (7.39)$$

mit $\sigma_{sR} = f(l_1)$ und $\sigma_s^I = f(\sigma_{sR})$.

Die Berechnungsergebnisse zeigt Bild 7.25. Dabei wurden die Verbundspannungen $\tau_{v\vartheta}(z)$ auf den Größtwert $\max \tau_{v\vartheta}$ bezogen und, wie auch die Versuchsergebnisse es ausweisen, vgl. Bild 7.23, eine verbundfreie Vorlänge von 2,0 cm eingeführt. Zur Abrundung der Aussage wurde für einen weiteren Rechengang in dieser Vorlänge eine linear auf den Größtwert anwachsende Verbundspannung angenommen.

Die Verbundkräfte, das sind die Flächen unter den $\tau_{v\vartheta}(z)$ -Linien, können in Abhängigkeit von der äußeren Zugkraft N beschrieben werden:

$$\begin{aligned} \sum T_{\vartheta} &= \sum U_s \int_0^{l_1} \tau_{v\vartheta}(z) dz = (\sigma_{sR} - \sigma_{sI}) \cdot A_s \\ &= N \frac{1}{1+n\vartheta\mu} - \sigma_{s\vartheta z} \cdot A_s \end{aligned} \quad (7.40)$$

Zur Erzielung einer im o.g. Lastbereich beanspruchungsunabhängigen Rechnung wurde die Verbundkraft am Einzelstab $T_3 = 1,0$ gesetzt. Die nun berechenbaren Verbund-Einzelkräfte, das sind die bezogenen Verbundkräfte auf der Elementlänge $\Delta z = 4,0$ cm, sind für die einzelnen Temperaturen und Verbundspannungsverläufe in Bild 7.25 angegeben.

Die mit der FE-Rechnung für diese Belastung mit im Inneren angreifenden Einzellasten ermittelten Betonzugspannungen sind in Bild 7.26 dargestellt. Und zwar deren Verlauf über die Dehnkörperlänge y in den Längsschnitten $x = 4,0$ cm und $6,0$ cm sowie für verschiedene Schnitte in Stablängsrichtung z .

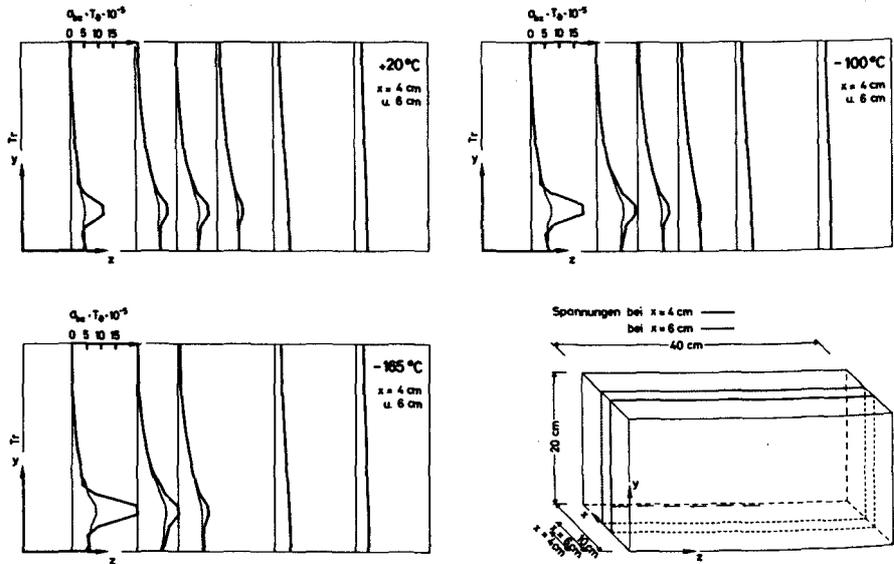


Bild 7.26: Verläufe der bezogenen Betonzugspannungen $\sigma_{b3}(z)$ in Abhängigkeit von der Temperatur und vom Abstand vom Trennriß (3D-FE-Rechnung)

Die übliche Voraussetzung vom Ebenbleiben der Querschnitte kann nicht mehr aufrecht gehalten werden. Innerhalb der Einleitungslänge l_1 bilden sich unabhängig von der Temperatur deutliche Zugspannungsmaxima und Spannungsgradienten aus, deren Größe mit

sinkenden Temperaturen zunimmt. Das ausgeprägte Zugspannungsmaximum wird mit zunehmendem Abstand z vom Trennriß abgebaut. Die Zugspannungsverläufe werden zunehmend linearer. Eine im Querschnitt konstante Zugspannung hat sich aber am Ende der Einleitungslänge l_1 sowohl bei RT wie bei TT noch nicht eingestellt. Bei Berücksichtigung der Verbundkräfte entlang der Verbundstrecke ist die Krafteinleitungsstrecke l_k immer größer als die über das Verbundgesetz hergeleitete Einleitungslänge.

Aus den dargestellten Betonzugspannungsverteilungen ist abzulesen, daß eine erneute Rißbildung und zwar dann Einrisse, nicht zwangsläufig, wie üblicherweise angenommen, außerhalb der Einleitungslänge l_1 für $\sigma_{bz}(z) = \beta_{z\beta}$ einsetzt, sondern daß die Betonzugspannungsmaxima innerhalb der Einleitungslänge rißauslösend sein werden. Dies weisen auch die Versuchsergebnisse aus, vgl. Abschnitt 7.3.4.2.

Da die Wirkung des Verbunds nicht kontinuierlich entlang des Bewehrungsstahles berücksichtigt, sondern in der FE-Rechnung durch Einzellasten idealisiert wurde, kann ein Rißkriterium nicht wie in Abschnitt 6.3 anhand eines Spannungsmaximums formuliert werden; denn dieses ist bei der durchgeführten Rechnung z.T. auch Folge der Lastannahmen. Unter Berücksichtigung der Lastannahmen kann somit nur eine in einer repräsentativen Fläche wirkende mittlere Zugspannung das Kriterium für die Rißbildung liefern. In Anlehnung an die Definition der RVE, vgl. Abschnitt 5.4.2, kann eine solche Fläche - angrenzend an die Knoten der Krafteinleitung - festgelegt werden, vgl. schraffierte Fläche in Bild 7.27. Die für diese Fläche gemittelten bezogenen Betonzugspannungen $\bar{\sigma}_{b\beta m}$ entlang der Längsachse z zeigt Bild 7.27. Innerhalb der Einleitungslänge treten deutliche Maxima auf, die bei TT ausgeprägter sind als bei RT. Der Größtwert liegt bei TT ca. 9 cm vom Trennriß entfernt, bei RT ca. 13 cm. Dies entspricht etwa den in den Versuchen ermittelten temperaturabhängigen mittleren Endrißabständen, vgl. Tab. 7.3. Die in diesen Schnitten berechnete Spannungsverteilung ist in Bild 7.28 in Abhängigkeit von der Temperatur dargestellt. Es zeigt deutlich die maximal auftretenden Spannungsgradienten und den nur

begrenzten Bereich der Spannungsspitze. Die zur Bestimmung der rißauslösenden mittleren Zugspannung zugrunde gelegte repräsentative Fläche deckt den maximal beanspruchten Bereich ab.

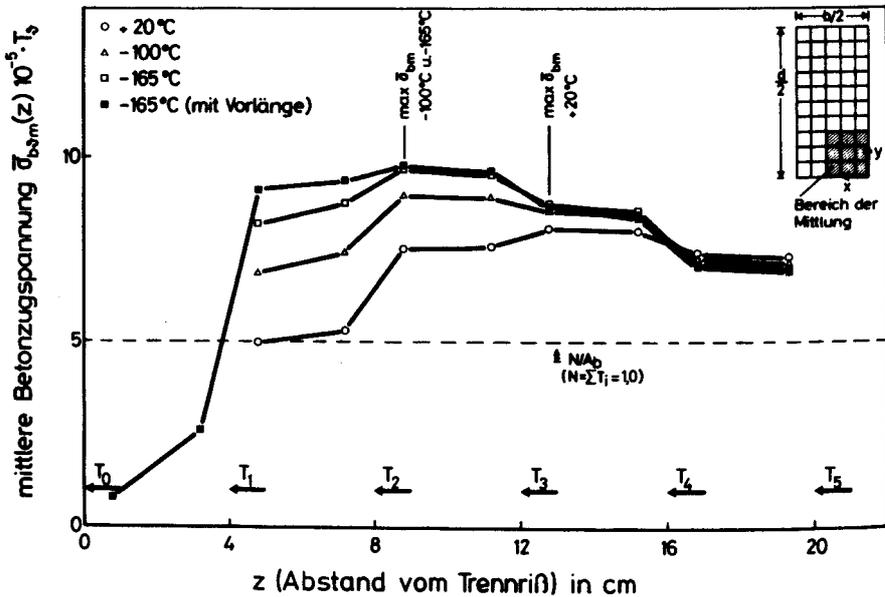


Bild 7.27: Mittlere bezogene Betonzugspannung innerhalb der Einleitungslänge - Größtwerte

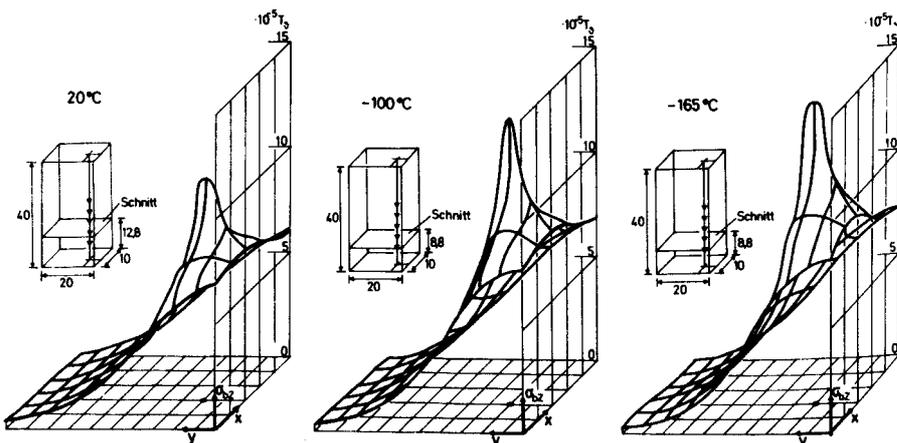


Bild 7.28: Verteilung der bezogenen Betonzugspannungen im Querschnitt mit Größtwert der Spannungsgradienten und -maxima

Somit ist es gerechtfertigt, anhand des Größtwertes der gemittelten bezogenen Zugspannungen $\max \bar{\sigma}_{b\vartheta m}$ ein Rißkriterium zu formulieren. Ein Einriß entsteht, wenn:

$$\max \bar{\sigma}_{b\vartheta m} \cdot T_{\vartheta} = \beta_{Z\vartheta m} \quad (7.41)$$

mit $\beta_{Z\vartheta m} = 0,284 \beta_{C\vartheta}^{2/3}$ nach Gl. (7.22).

Mit Gln. (7.41) und (7.40) kann nun der Bezug zwischen der äußeren Zugkraft und dem Betonzugspannungsmaximum hergestellt werden. Die Normalkraft $N_{ER\vartheta}$, diese führt zum Einriß, ist damit wie folgt beschreibbar:

$$N_{ER\vartheta} = \left(\frac{\beta_{Z\vartheta m}}{\max \bar{\sigma}_{b\vartheta m}} \cdot n_s + \sigma_{s\vartheta Z} \cdot A_s \right) (1 + n_{\vartheta} \mu) \quad (7.42)$$

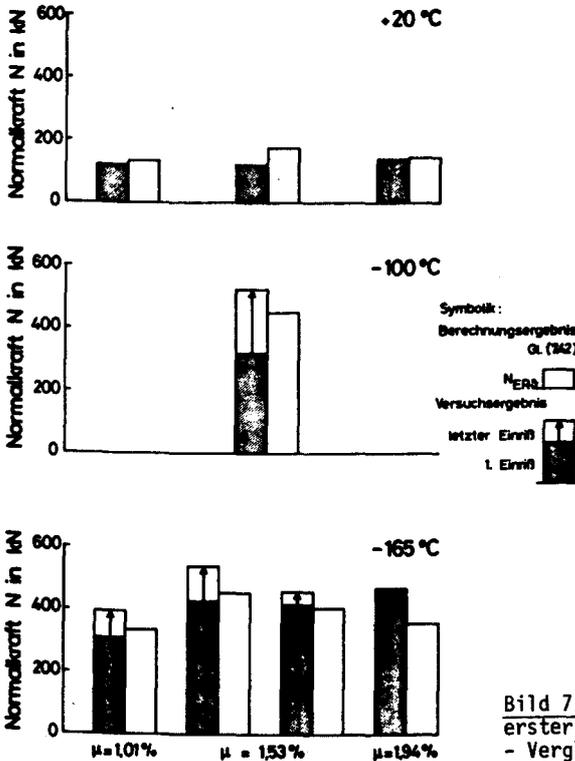


Bild 7.29: Zugkraft bei Bildung erster Einrisse
- Vergleich Versuch und Rechnung

mit n_s = Anzahl der Bewehrungsstäbe im Querschnitt.

Eine Gegenüberstellung der Berechnungsergebnisse von Gl. (7.42) unter Verwendung der Zugspannungsmaxima aus Bild 7.27 mit den Versuchsergebnissen, Kräfte bei denen die Bildung von Einrissen neben den Sollrissen detektiert wurde, zeigt Bild 7.29. Zwischen Versuch und Rechnung ist eine befriedigende Übereinstimmung feststellbar.

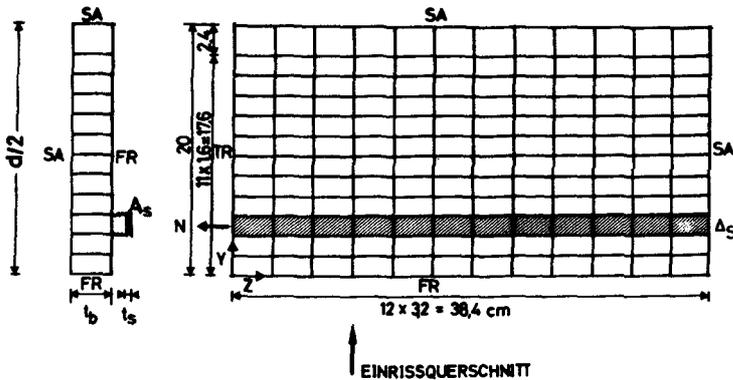
Eine Verallgemeinerung von Gl. (7.42), d.h. eine allgemeine Beschreibung der Beanspruchung, die in der Nähe von Trennrissen zu Einrissen führt, ist anhand der Berechnungen nicht möglich. Hierfür wären noch weitere Parameterstudien unter Berücksichtigung unterschiedlicher Betongüten, Bewehrungsgrade, Bauteilgrößen, Bewehrungsanordnungen etc. erforderlich, für deren Absicherung weitere Versuche erforderlich sind.

7.3.6.3 Mitwirkung des Betons im Einrißquerschnitt

Zuvor konnte nachgewiesen werden, daß die Bildung von Einrissen innerhalb der Einleitungslänge neben den vorhandenen Trennrissen auf die konzentrierte Einleitung von Verbundkräften und den daraus resultierenden Betonzugspannungszuständen zurückgeführt werden kann. Da die Wirkung des Verbunds im verwendeten Rechenmodell durch im Inneren angreifende bezogene Einzelkräfte idealisiert wurde, kann dieses Rechenmodell die Veränderung des Verbundspannungsverlaufs nach erfolgter Einrißbildung nicht berücksichtigen. Der in Bild 7.24 dargestellte Ausschnitt eines Dehnkörpers mußte daher zur Berechnung der Spannungszustände bei Einrißbildung durch ein verändertes Rechenmodell abgebildet werden, das sowohl die Bewehrung wie die Kopplung der Bewehrung mit dem umgebenden Beton über Verbundelemente enthält. Zur Vereinfachung wurde als Rechenmodell eine Scheibe gewählt, dessen Elementraster mit den verwendeten Materialkennwerten in Bild 7.30 dargestellt ist.

Da bei TT die Einrißbildung gegenüber RT wesentlich ausgeprägter ist, vgl. Abschnitt 7.3.4.2, werden die Rechenergebnisse nur für $\vartheta = -165^\circ\text{C}$ aufgeführt. Das TT-Verbundgesetz Gl. (6.4) konnte in

diesem Fall in guter Näherung durch einen linearen Ansatz vereinfacht werden, vgl. Bild 7.30. Die Beanspruchung der Scheibe erfolgte über äußere Zugkräfte, die im Trennriß in der Mitte des Stahlelements angreifen. Diese entsprechen den Stahlzugspannungen im Trennriß. Die Rechnung wurde unter Zugrundelegung elastischen Materialverhaltens durchgeführt. Dies ist bei TT gerechtfertigt, vgl. Abschnitt 3.



TEMPERATUR : $\vartheta = -165^\circ\text{C}$

VERBUND : $\tau_v = 133,83 \sqrt{0,635}$

BEWEHRUNG : 1 \neq 16, $t_R = 0,072$

$$A_s = 2,01 \text{ cm}^2$$

$$= t_b \cdot d_b$$

$$E_s = 226 \text{ KN/mm}^2$$

BETON : $A_b = 20 \cdot 10 = 200 \text{ cm}^2$

$$= t_b \cdot d/2$$

$$E_b = 52 \text{ KN/mm}^2$$

$$v = 0,2$$

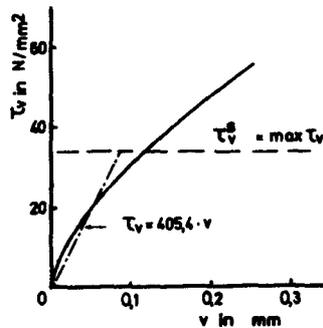


Bild 7.30: Scheibenmodell mit Berücksichtigung des Verbundes zwischen Beton und Bewehrungsstab

Zunächst wird das in Abschnitt 7.3.6.2 ermittelte Einrißkriterium am Scheibenmodell überprüft. Für die Scheibe lautet dies: Der Querschnitt reißt ein, wenn die mittlere Betonzugspannung einer repräsentativen Flächeneinheit RFE die mittlere zentrische

Zugfestigkeit des Betons erreicht. In Anlehnung an die Definition der RVE, vgl. Abschnitt 5.4.2, entspricht die Höhe von 3 Scheibenelementen $\Delta y = 4,8$ cm, vgl. Bild 7.30, etwa der Kantenlänge einer RFE. Die für diese RFE berechneten maximalen mittleren Betonzugspannungen $\bar{\sigma}_{bm}$ sind in Abhängigkeit steigender Beanspruchung in Bild 7.31 dargestellt. Die dargestellten mittleren Betonzugspannungen gelten dabei für die unteren 3 Scheibenelemente $y = 0 \div 4,8$ cm. Diese Zugspannungen erreichen unabhängig von der anliegenden Last ca. 9 cm vom Trennriß entfernt ihren Größtwert. Bei einer Beanspruchung von $N = 85$ kN wird im Scheibenmodell das Einrißkriterium erfüllt, die berechneten mittleren Betonzugspannungen erreichen die zentrische Betonzugfestigkeit. Die aus dem Scheibenmodell bestimmbare Einrißlast für die Dehnkörper ist:

$$N_{ER} = 4 \cdot 85 = 340 \text{ kN}$$

und aus dem 3-D-Modell:

$$N_{ER} = \left(\frac{6,83}{9,65 \cdot 10^{-5}} \cdot 4 + 46,4 \cdot 763 \right) (1 + 4,34 \cdot 0,0101) = 332 \text{ kN}$$

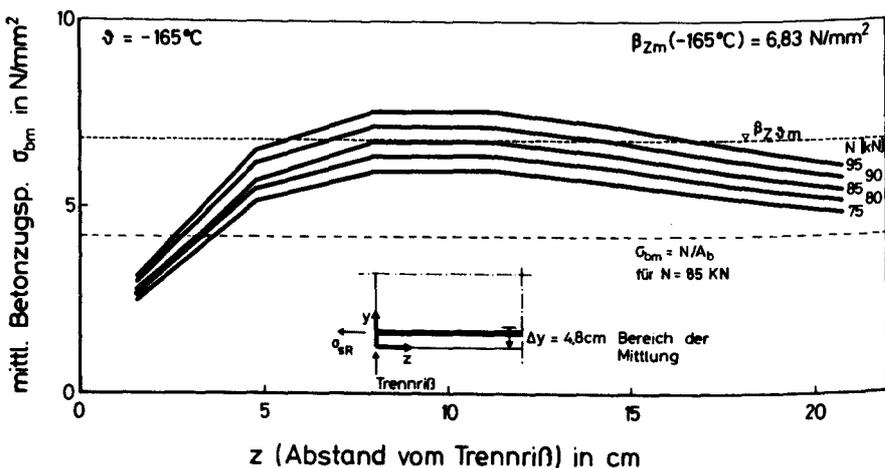


Bild 7.31: Mittlere Betonzugspannung innerhalb der Einleitungslänge bei steigender Zugkraft - Ergebnisse der Scheibenrechnung

Die Rechenergebnisse an der Scheibe und am 3-D-Modell sind also nahezu identisch. Das geringfügig größere Rechenergebnis der Scheibenrechnung ist auf die darin fehlende Berücksichtigung des Spannungsgradienten in Richtung der Dehnkörperbreite und des inneren thermischen Zwangs im Zustand I zurückzuführen.

In den weiteren Rechengängen wurden schrittweise von unten nach oben zunehmend die Kopplungen der Betonelemente im Querschnitt $z = 9,6$ cm gelöst, wodurch ein Einriß und dessen Fortschritt im Scheibenmodell abgebildet wird. Unter Beibehaltung der Einrißlast $N = 85$ kN wurden an der eingerissenen Scheibe die Spannungs- und Verformungszustände in Abhängigkeit von der Einrißtiefe t_R berechnet. Die Deformation des Elementarasters bei Einrißfortschritt zeigt Bild 7.32.

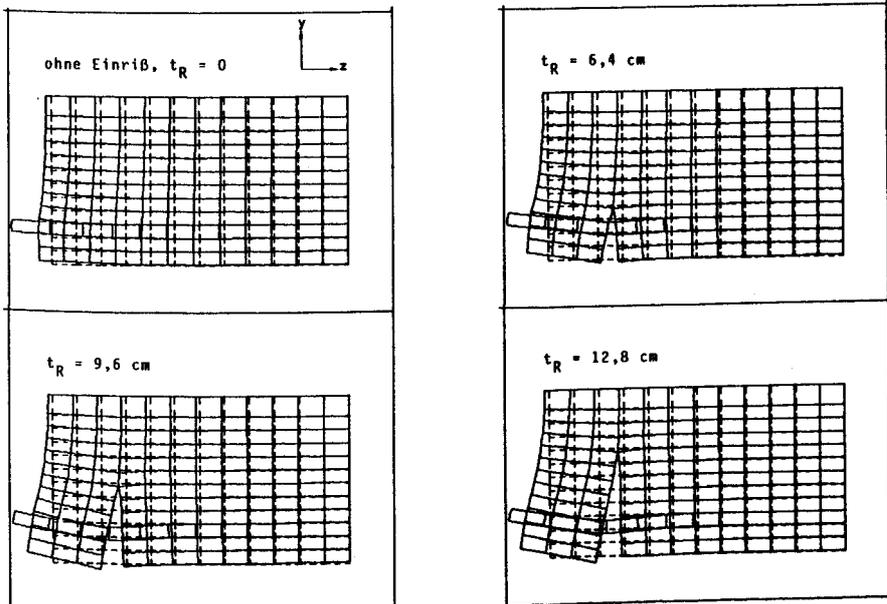


Bild 7.32: Deformation des Elementarasters des Scheibenmodells bei fortschreitendem Einriß, $N = 85$ kN = const.

Im wesentlichen interessiert der Einfluß der Einrißtiefe t_R auf den Verlauf der Betonzugspannungen über der Scheibenhöhe. Diese Verläufe im Einrißquerschnitt, $z = 9,6$ cm, und in 2 weiteren ungerissenen Schnitten, ca. 6 und 20 cm vom Einriß entfernt, sind in Bild 7.33 dargestellt.

Die Betonzugspannungen hinter der Rißwurzel wurden wiederum über 3 Elemente ($\Delta y = 4,8$ cm $\approx D_k$ (RVE)) gemittelt. Der Vergleich dieser gemittelten Betonzugspannung mit der mittleren zentrischen Betonzugfestigkeit liefert wieder das Kriterium, ob der Einriß fortschreitet oder zum Stillstand kommt. Bei geringen Einrißtiefen wächst die gemittelte Betonzugspannung gegenüber dem nicht eingerissenen Zustand zunächst an. Erst bei einer Einrißtiefe von 9,6 cm erreicht sie etwa wieder die Größe der mittleren Betonzugfestigkeit und bei $t_R = 12,8$ cm sinkt sie deutlich unter diesen Wert ab. Der Einrißfortschritt kommt durch Spannungsumlagerungen zum Stillstand. Allerdings verbleibt im Einrißquerschnitt eine Mitwirkung des Betons, wenn auch im schwächeren Ausmaß, erhalten. Dies steht im Einklang mit den in den Versuchen an Dehnkörpern beobachteten Rißbildungen und Stahlspannungsverläufen, vgl. Abschnitt 7.3.4.2 und 7.3.5.

Die Spannungsspitzen an der Rißwurzel werden mit zunehmendem Abstand vom Einriß schnell verteilt. Ca. 6 cm vom Einriß entfernt erreichen die charakteristischen gemittelten Betonzugspannungen nicht mehr die Größe wie im nicht eingerissenen Zustand. Nach 20 cm hat sich der Spannungszustand nahezu ausgeglichen.

Die über die drei unteren Elemente gemittelten, d.h., die für die RFE berechneten mittleren Betonzugspannungen liegen bei der eingerissenen Scheibe weit unter denen der ungerissenen, auch bildet sich innerhalb der Einleitungslänge kein Maximum mehr aus, vgl. Bild 7.34. Weitere Einrisse können sich somit nur von den im Inneren auftretenden Zugspannungsmaxima her ausbilden, siehe Bild 7.33 oder es entstehen neue Trennrisse, wenn die Betonspannung außerhalb der Einleitungslänge die Zugfestigkeit des Betons erreicht. Beides ist allerdings nur bei weiterer Laststeigerung möglich.

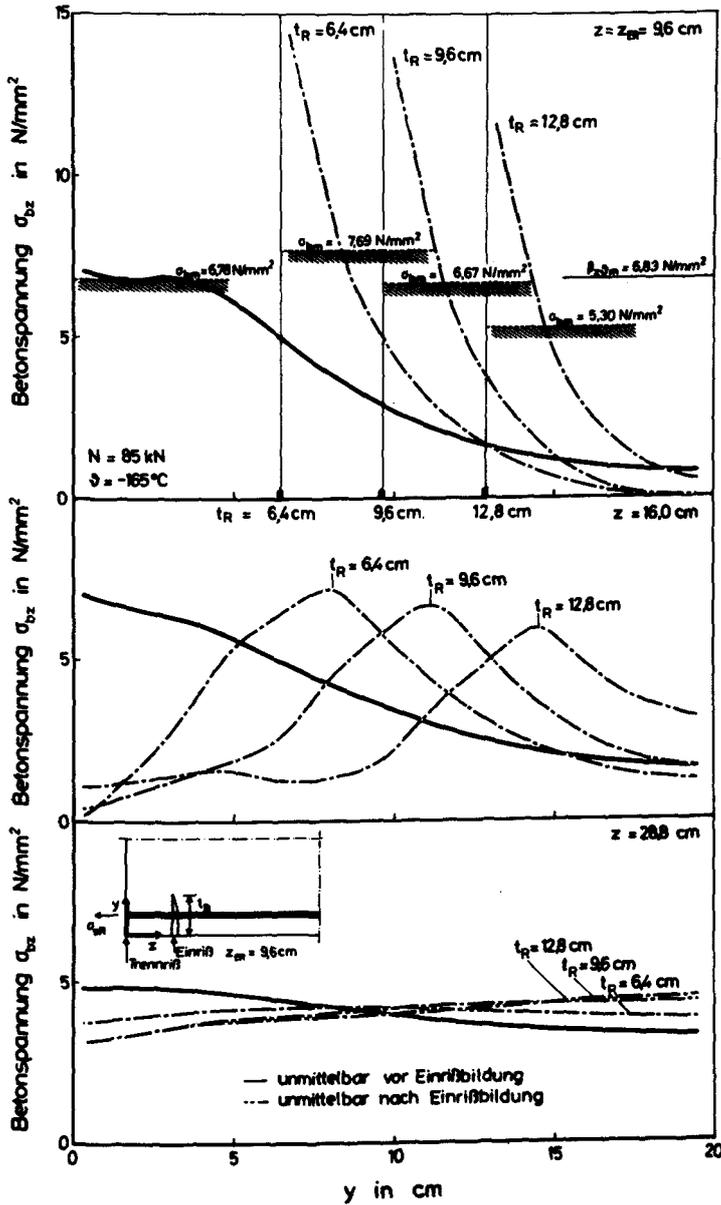


Bild 7.33: Betonzugspannungen im Einrißquerschnitt und in ungerissenen Bereichen in Abhängigkeit der Einrißtiefe ($N=85 \text{ kN}$; $\vartheta=-165^\circ\text{C}$)

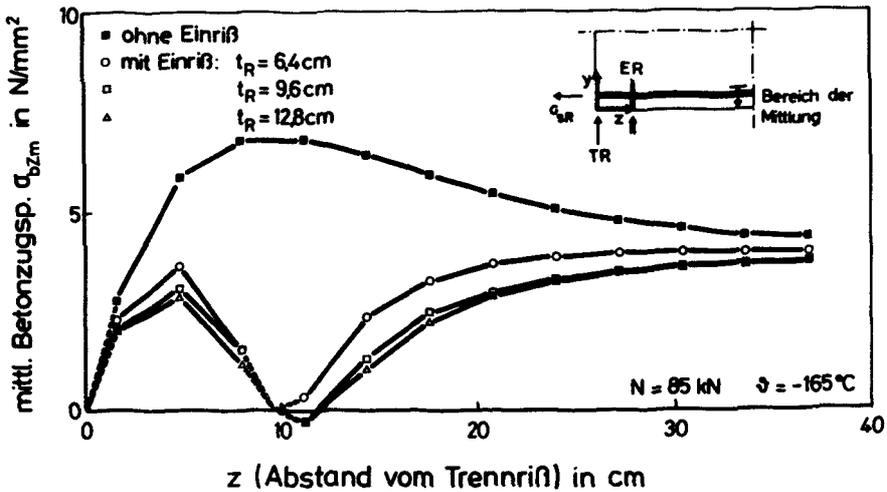


Bild 7.34: Mittlere Betonzugspannung entlang der Scheibenlängsachse bei Berücksichtigung unterschiedlicher Einrißtiefen

Die in den Scheibenrechnungen ermittelten Stahl- und Verbundspannungen zeigen die Bilder 7.35 und 7.36. Für die Scheibe ohne Einrisse sind außerdem die Ergebnisse der geschlossenen Lösung in Anlehnung an /51, 66/ gestrichelt eingezeichnet. Diese unterscheiden sich nur wenig von denen der FE-Rechnung. Eine Vernachlässigung der Betonverformungen kann daher auch weiterhin bei den Berechnungen für Beanspruchungen unterhalb der Einrißlast gerechtfertigt werden.

Während die gerechneten Verläufe der Stahlspannungen in Abhängigkeit von der Rißtiefe den Versuchsergebnissen entsprechen, vgl. Bild 7.23, sind die Verläufe der Verbundspannungen nur schwer anhand der Versuche überprüfbar. Folgendes ist aber bemerkenswert: Der Maximalwert der Verbundspannung am Trennriß wird vom Einriß und dessen Rißtiefe kaum beeinflusst, mit zunehmender Einrißtiefe bildet sich neben dem Einriß ein neues Verbundspannungsmaximum aus. Zwischen Trenn- und Einriß wechselt die Verbundspannung das Vorzeichen. Dies deuten die Rechenergebnisse nur an. Zu einer verbesserten Beschreibung wäre eine feinere Elementteilung erforderlich. Ob das TT-Verbundgesetz

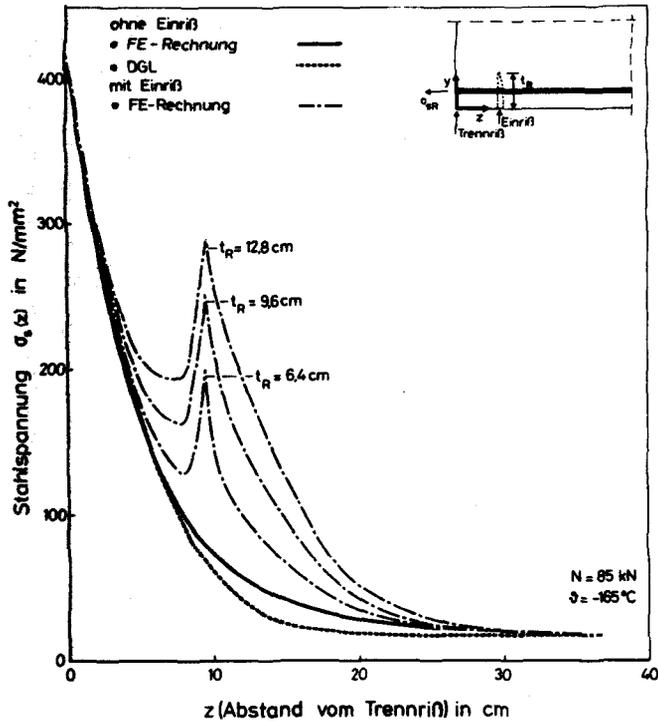


Bild 7.35: Stahlspannung in Scheibenlängsrichtung in Abhängigkeit der Einrißtiefe

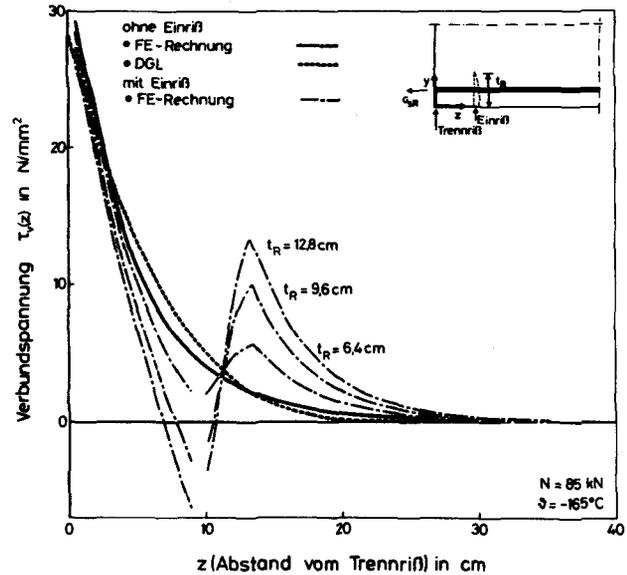


Bild 7.36: Verbundspannungsverläufe in Abhängigkeit der Einrißtiefe

dann noch anwendbar ist, ist z.Z. noch nicht geklärt, vgl. Abschnitt 5.4.2.

Die Rechenergebnisse zeigen, daß unter Verwendung des TT-Verbundgesetzes, Gl. (6.4), in einer FE-Rechnung auch komplexere Fragestellungen lösbar sind. Die sich bei der einfachen Form des Verbundgesetzes anbietende geschlossene Lösung der DGL des verschieblichen Verbunds zur Beschreibung der Spannungs- und Dehnungszustände eignet sich bei Dehnkörpern mit an den Seiten konzentrierter Bewehrungsanordnung nicht mehr uneingeschränkt. Die Bildung von Einrissen und die anschließenden Spannungs- und Verformungszustände können mit ihr nicht beschrieben werden.

7.3.7 Zusammenfassung

Der Einfluß tiefer Temperaturen auf die Rißbildung und auf die Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen wurde experimentell an zentrisch gezogenen Stahlbetonstäben aufgezeigt. Tiefe Temperaturen heben die Erstrißkräfte auf ein deutlich höheres Niveau, führen zu einer größeren Dehnsteifigkeit und vergrößern die Mitwirkung des Betons. Diese Beeinflussungen sind im wesentlichen auf die tieftemperaturbedingte Steigerung der Betonzugfestigkeit und des Verbundwiderstands zurückzuführen.

Die bekannten, an zentrisch bewehrten Dehnkörpern ermittelten Rißbilder mit einer kontinuierlichen Rißteilung durch Trennrisse wurden in den Dehnversuchen nicht festgestellt. Nach der Bildung eines Trennrisses bilden sich zunächst in dessen Nachbarschaft Einrisse, ehe ein weiterer Trennriß auftritt. Tiefe Temperaturen fördern die Bildung von Einrissen. Dies ist auf die unterschiedliche Steigerung des Verbundwiderstands und der Betonzugfestigkeit zurückzuführen.

Zur Beschreibung des Spannungs- und Verformungszustands sowie der Rißbildung von Dehnkörpern wurden Berechnungsgleichungen bzw. -modelle entwickelt, die auch den Einfluß tiefer Temperaturen berücksichtigen. Dabei wurde von Rechenansätzen ausgegangen, deren Gültigkeit bei Normalbedingungen hinlänglich nach-

gewiesen wurde. Durch Einführen der zuvor in dieser Arbeit hergeleiteten Berechnungsgleichungen für die TT-Materialkenndaten, den Verbundwiderstand und den inneren thermischen Zwang wurde eine Anwendung dieser Ansätze im Tieftemperaturbereich ermöglicht.

Eine allgemeine Beschreibung des Verhaltens der Dehnkörper gelang mit diesen Ansätzen aber nicht. Die bei der Herleitung der Rechenansätze zugrunde gelegten Voraussetzungen, wie Ebenbleiben der Querschnitte, kontinuierliche Rißeilung durch Trennrisse, werden von den Dehnkörpern auch in Näherung nicht erfüllt. Nur für den Zustand I und für Berechnungen, bei denen die Betonverformungen nur unbedeutende Einflüsse ausüben und somit vernachlässigbar sind, kann sowohl bei RT wie TT von diesen Ansätzen ausgegangen werden.

Der verbundorientierte Weg (Lösung der DGL des verschieblichen Verbunds) zur Beschreibung der Rißbildung kann bei den Dehnkörpern mit an den Seitenflächen konzentrierter Bewehrungsanordnung nicht mehr angewendet werden. Nicht die Verbundlänge sondern die Krafeinleitung mit den dabei auftretenden Betonzugspannungsgradienten bestimmen die Rißbildung. Neben bestehenden Trennrissen, innerhalb der Krafeinleitungsstrecke, entstehen Einrisse. Die tieftemperaturbedingte Steigerung des Verbundwiderstands verstärkt die Einrißbildung. Mit Hilfe von FE-Berechnungen konnten die Spannungszustände innerhalb der Krafeinleitungsstrecke in Abhängigkeit des Verbundwiderstands bestimmt werden. Mit ihnen gelang die Formulierung eines Kriteriums zur Einrißbildung in Abhängigkeit von der Temperatur.

Zur Entwicklung der Rißbreite bei tiefen Temperaturen können nur erste Anhalte hergeleitet werden. Die in den Ausziehversuchen beobachteten Verschiebungssprünge treten auch in Stahlbetonbauteilen auf. Sie führten zu sprunghaften Vergrößerungen der Rißbreite. Mit den aus den TT-Verbundmodellen hergeleiteten Grenzspannungen gelingt eine zutreffende Beschränkung der Beanspruchung, bei der diese Sprünge ausgeschlossen werden können.

Eine Übertragung der Ergebnisse auf Spannbetonbauteile ist durchaus möglich. In Einpreßmörtel eingebettete Spannstähle weisen zumeist nur einen geringen Verbundwiderstand auf, so daß der Einfluß der Spannglieder auf die Rißbildung vernachlässigt werden kann. Allerdings hebt die Vorspannung die Rißkräfte auf ein höheres Niveau. In den hergeleiteten Rechenansätzen wäre somit die Betonzugfestigkeit um das Maß der Dekompression σ_{bv} zu vergrößern.

8. FOLGERUNGEN UND BAUPRAKTISCHE EMPFEHLUNGEN

Die Beurteilung von Betonstählen im Hinblick auf deren Tieftemperatureignung muß im wesentlichen anhand der bei tiefen Temperaturen noch vorhandenen Duktilität erfolgen. Da z.Z. einheitliche Beurteilungskriterien zum duktilen Verhalten von Betonstählen noch diskutiert werden, kann ein geeigneter Stahl nur unter Zugrundelegung konservativer Annahmen ausgewählt werden. Vergütete, gezogene und angelassene bzw. stabilisierte Drähte und Litzen bewahren bei tiefen Temperaturen ausreichende Duktilität. Entsprechendes gilt für hochlegierte Stähle. Dagegen ist eine Tieftemperatureignung üblicher Bewehrungsstähle nicht uneingeschränkt gegeben.

Die Auswahl eines geeigneten Betons für den Bereich tiefer Temperaturen muß sich aus statischer Sicht an der erforderlichen Festigkeit und aus Sicht der Dauerhaftigkeit an der Ver- bzw. Behinderung von inneren Gefügezerstörungen infolge von Eisbildung orientieren. Einen Anhalt zu möglichen Gefügezerstörungen bei Abkühlung gibt das thermische Dehnverhalten des Betons. Solange im Temperaturbereich 0°C bis -60°C keine Volumenzunahme beobachtet wird, ist die mögliche Frostschädigung des Betons in der Regel unbedeutend. Dies gilt allgemein für Betone mit einem W/Z-Wert $\approx 0,5$, wenn die Wassersättigung des Betons durch konstruktive Maßnahmen verhindert werden kann.

Für tiefkalte Bauteile aus Stahlbeton und Spannbeton, die durch außergewöhnliche Lastfälle in den gerissenen Zustand II treten können, werden Rißnachweise unter dem Gesichtspunkt der Gas- und Flüssigkeitsdichtigkeit erforderlich. Durchmesser, Abstände und Betondeckung der Stäbe der schlaffen Bewehrung müssen aber nicht nur vor dem Hintergrund tolerierbarer Rißbreiten gewählt werden. Darüber hinaus ist das Durchschlagen von Längsrissen und das damit verbundene Absprengen der Betondeckung zu unterbinden. Die Bildung von Längsrissen und das Absprengen der Betondeckung werden durch tiefe Temperaturen deutlich gefördert, so daß gegenüber RT eine Vergrößerung der Betondeckung erforderlich wird.

Bei RT sichert bereits die Beschränkung auf den anfänglichen Verschiebungsbereich $v \leq 0,3$ mm, daß die Rißbreite ein tolerierbares Maß nicht übersteigt. Im Tieftemperaturbereich ist eine derartige, einzige Begrenzung nicht mehr statthaft. Zwar wird der Verbundwiderstand infolge TT deutlich versteift, aber auf der anderen Seite können schon bei mittlerer Beanspruchung schlagartige große Verschiebungssprünge auftreten, die die positive TT-Versteifung ins Gegenteil wandeln. Die Ausnutzung der hier vorgestellten Verbund-Stoffgesetze sollte demnach nur soweit erfolgen, daß größere Verschiebungssprünge $v \geq 0,1$ mm, die zu Gesamtverschiebungen $v \geq 0,3$ mm führen, mit Sicherheit nicht auftreten. Eine derartige Begrenzung liefert Gl. (6.21).

Größere Verformungen können bei Katastrophenlastfällen zugelassen werden, da bei diesen Lastfällen nur die augenblickliche Standsicherheit von Interesse ist. Bei RT erfolgt daher in diesem Fall ein Nachweis gegenüber den Festigkeiten der Baustoffe. Auch dieses Vorgehen ist für den Tieftemperaturbereich in Bezug auf den Verbundwiderstand nicht sinnvoll. Zwar versagen Verbundkörper mit großer Betondeckung durch Gleitbruch, ein definierbares Resttragvermögen existiert dagegen nicht. Die Verbund-Stoffgesetze sollten daher bei TT auch für Katastrophenberechnungen nicht voll ausgenutzt werden, sondern vor Auftreten des letzten großen Verschiebungssprunges begrenzt werden. Diese Grenze konnte nicht allgemein gültig beschrieben werden. Somit ist nur eine konservative Abschätzung möglich, diese liefert wiederum Gl. (6.21).

9. ZUSAMMENFASSUNG

Die Lagerung von verflüssigten technischen Gasen in großen Mengen beinhaltet ein hohes Gefahrenpotential. Aus Gründen der Sicherheit haben sich deshalb zweischalige Behältersysteme durchgesetzt. LNG-Lagerbehälter werden heute üblicherweise mit einem Stahlinnentank als eigentliches Lagerbehältnis und einem Stahlbeton- bzw. Spannbetonaußentank zum Schutz gegen innere und äußere Störfälle ausgebildet. Überlegungen zur Weiterentwicklung dieser Behälterkonstruktion mit dem Ziel einer technischen und wirtschaftlichen Verbesserung beinhalten den Ersatz des stählernen Innentanks durch einen innen gelinerten Spannbetontank. Dieser bietet wegen seiner größeren Zähigkeit besonders bei Störfallbelastungen ein höheres Sicherheitspotential. Eine solche zweischalige Konstruktion - nur aus Spann- und Stahlbeton - wird allerdings erst dann möglich, wenn unter Berücksichtigung aller möglichen Beanspruchungen die Materialeigenschaften, das Verbundverhalten, die Rißentwicklung, die Sicherheitstheorie, die Versagenswahrscheinlichkeit bzw. Zuverlässigkeit und die Wirtschaftlichkeit eingehend untersucht worden sind, vgl. /123/.

An diesen Themen wurde in den letzten Jahren weltweit gearbeitet, einige Punkte können daher schon als weitgehend geklärt angesehen werden. Hierzu wird durch die vorgelegte Arbeit ein weiterer Beitrag geleistet, nämlich durch die Klärung des Einflusses tiefer Temperaturen auf den Verbund und die Rißbildung von Stahlbetonbauteilen.

Der Einfluß tiefer Temperaturen auf die Eigenschaften von Beton, Spann- und Bewehrungsstahl ist weitgehend bekannt, es verbleiben nur noch wenige Kenntnislücken. Der Kenntnisstand wurde auf Grundlage der aus der Literatur bekannten Versuchsergebnisse, ergänzt durch eigne Untersuchungen, zusammenfassend in einem Überblick dargestellt und die tieftemperaturbedingten Einflüsse durch werkstoffphysikalische Eigenschaften bzw. Eigenheiten erläutert. Aufbauend auf den bei RT bestimmten Kenndaten wurden Ansätze formuliert, mit denen der Einfluß tiefer Temperaturen auf diese Kenndaten zutreffend analytisch beschreibbar wird.

Im Vergleich mit dem Kenntnisstand über die TT-Materialeigenschaften ist jener über das Verbundverhalten einbetonierter Bewehrungsstäbe noch gering. Um zu einer allgemeinen Beschreibung des Verbundverhaltens für den Bereich tiefer Temperaturen zu gelangen, war es somit erforderlich, dieses in TT-Versuchen zu bestimmen. Dabei waren neben der systematischen Variation der Prüftemperatur sowie zyklischer Tieftemperaturbeanspruchungen weitere wesentliche Einflußgrößen wie Betonfeuchte, Betongüte, Stahlprofilierung, Stabdurchmesser, Betondeckung, Lage des Stabs im Prüfkörper, Querbewehrung und Vorlast zu berücksichtigen. Gegenüber dem weitgehend bekannten Verhalten bei Normalbedingung bewirken tiefe Temperaturen folgende wesentliche Veränderungen:

- Mit sinkenden Temperaturen wird der Verbundwiderstand zunehmend verfestigt und versteift.
- Die Größe der Versteifung und Verfestigung ist abhängig von der Betonfeuchte.
- Die Bildung von Längsrissen und das Verbundversagen durch Sprengbruch werden durch tiefe Temperaturen deutlich gefördert.
- Ab Temperaturen $\vartheta \leq -120^\circ\text{C}$ besteht nach Überwinden der Verbundfestigkeit kein definiertes Resttragvermögen mehr.
- Ab Temperaturen unter -120°C treten in den τ_v -v-Beziehungen schlagartige Verschiebungssprünge auf.
- Der Einfluß von Tieftemperaturzyklen auf die Verbundfestigkeit ist dem auf die Betondruckfestigkeit ähnlich.

Auf Grundlage der Versuchsergebnisse wurde ein Rechengesetz $\tau_{v\vartheta} = f(v, \vartheta, \beta_{\text{CO}_2}, u_m, f_R)$ entwickelt, mit dem die tieftemperaturbedingte Verfestigung des Verbundwiderstands analytisch beschreibbar wird. Die Leistungsfähigkeit des gewählten Rechenansatzes, die Verschiebungssprünge bei TT sowie das Verbundversagen (Spreng- und Gleitbruch) erfordern die Begrenzung des zulässigen Beschreibungsbereichs. Eine werkstoffphysikalische

Erklärung für den Einfluß tiefer Temperaturen auf die Längsrißbildung und auf die Verschiebungssprünge konnte in einem Verbundmodell, das das Trag- und Verformungsverhalten der Verbundzone berücksichtigt, gefunden werden. Mit diesem gelingt auch die Angabe der Beanspruchungshöhe, die zu Längsrissen oder Verschiebungssprüngen führen kann. Die analytische Beschreibung des Verbundversagens gelingt mit diesem Modell nicht, allerdings wird dies mit aus den Versuchen empirisch hergeleiteten Rechenansätzen in guter Näherung möglich.

Die Anwendbarkeit des TT-Verbundgesetzes bei einer allgemeinen Beschreibung des Spannungs- und Verformungszustands von Stahlbetonbauteilen wurde durch Gegenüberstellung von Rechenergebnissen und Versuchsergebnissen für zwei typische Lastfälle eines LNG-Behälters aufgezeigt - innerer thermischer Zwang infolge Abkühlung und zentrische Zugbeanspruchung bei Tieftemperatur.

Durch das unterschiedliche thermische Dehnverhalten von Beton und Stahl bei Abkühlung entsteht in Stahlbetonbauteilen ein innerer Zwang. Die hieraus resultierenden Spannungs- und Verformungszustände können auf Grundlage der für die Materialkenn-
daten und den Verbundwiderstand hergeleiteten Berechnungsgleichungen beschrieben werden, solange eine Grenzfeuchte des Betons nicht überschritten ist, d.h., solange die thermischen Dehnungen des Betons im Temperaturbereich 0°C bis -60°C keine Expansionen aufweisen. Nur bei feuchten Betonen muß bei der Berechnung noch auf die Tieftemperaturversuchsergebnisse (thermische Dehnungen) zurückgegriffen werden.

Bei zentrisch gezogenen Stahlbetonstäben gelang eine analytische Beschreibung nur bis zum Zustand bei Erstrißbildung, bei höheren Beanspruchungen nur dann, wenn die Betonverformungen für das Rechenergebnis von untergeordneter Bedeutung sind. Bei Dehnkörpern mit an den Seitenflächen konzentrierter Bewehrungsanordnung konnte eine kontinuierliche Rißteilung durch Trennrisse nicht beobachtet werden, die Rißbildung konzentrierte sich um **bestehende** Trennrisse. Nicht die Verbundlänge sondern die Krafteinleitung mit den auftretenden Spannungsmaxima und -gradienten bestimmt die Entwicklung des Rißbildes. Innerhalb der Krafteinlei-

tungsstrecke entstehen Einrisse. Die tiefemperaturbedingte Verfestigung des Verbundwiderstands und die bei TT beobachteten Diskontinuitäten in den τ_v - v -Beziehungen üben einen zusätzlichen Einfluß aus. Die veränderten Mechanismen bei der Rißbildung konnten in einer FE-Rechnung unter Verwendung des TT-Verbundgesetzes aufgezeigt werden, aus der auch erste Rißkriterien ableitbar sind. Zur Entwicklung der Rißbreite konnten nur erste Anhalte hergeleitet werden. Die in den Ausziehversuchen beobachteten Verschiebungssprünge traten auch in Stahlbetonbauteilen auf und führten zu sprunghaften Vergrößerungen der Rißbreite. Soll dies verhindert werden, so ist die Beanspruchung zu begrenzen. Dies wird mit den aus dem TT-Verbundmodell hergeleiteten Grenzspannungen möglich.

Mit den vorgelegten Ergebnissen und Berechnungsansätzen ist ein weiterer Beitrag im Hinblick auf die Auslegung tiefkalter Stahlbetonbauteile erfolgt. Zur Bereitstellung eines vollständigen ingenieurmäßigen Berechnungsmodells für Spannbeton-Innentanks eines LNG-Behälters sind allerdings noch eine Reihe von Problemen zu lösen, wie z.B.:

- Einfluß der Vorspannung auf die thermische Dehnung des Betons und damit auf die Größe des inneren thermischen Zwangs
- Einfluß der Betonierrichtung auf den TT-Verbundwiderstand
- Einfluß tiefer Temperaturen auf Übergreifungsstöße
- Rißbildung bei tiefen Temperaturen bei Biegung und bei Biegung mit Längskraft
- Statistische Erfassung der Rißbreitenentwicklung
- Einfluß der Vorspannung auf Rißbildung und Rißentwicklung bei tiefen Temperaturen.

10. LITERATURVERZEICHNIS

- /1/ ARBED: Technical data sheet, steel grades, Krybar, cryogenic steel. Luxembourg
- /2/ Badmann, R.: Das physikalisch gebundene Wasser des Zementsteins in der Nähe des Gefrierpunktes. Diss. TU München, 1981
- /3/ Bamforth, P.B.; Murray, W.T.; Browne, R.D.: The application of concrete property data at cryogenic temperature to LNG tank design. Sec. Int. Conf. on Cryogenic Concrete, Amsterdam, Oktober 1983
- /4/ Beaudoin, J.J.; McJunis, C.: The mechanism of frost damage in hardened cement paste. Cement and Concrete Research 4, 1974
- /5/ Beeby, A.W.: A study of cracking in reinforced concrete members subjected to pure tension. Technical Report 42. 468, Cement and Concrete Association, June 1972
- /6/ Beeby, A.W.: Concrete in the oceans, Cracking and corrosion. Technical Report No. 1, Cement and Concrete Association, 1978
- /7/ Beratungsstelle für Stahlverwendung: Merkblatt 470, Stähle für tiefe Temperaturen. Düsseldorf, 1977
- /8/ Bomhard, H.: Beton für Behältersysteme zur Speicherung flüssiger Gase - Wirklichkeiten, Möglichkeiten und Grenzen. Vortrag zum Deutschen Betontag, 1981
- /9/ Bomhard, H.; Kraemer, U.: Liquefied gas tankage and earthquakes, A comparison of Various Tank Systems. Second International Conference on Cryogenic Concrete, Amsterdam, Oktober 1983

- /10/ Bonzel, J.: Ein Beitrag zur Frage der Verformung des Betons. beton 2/71
- /11/ Broms, B.B.: Technique for investigation of internal cracks in reinforced concrete members. ACI-Journal, January 1965
- /12/ Broms, B.B.: Crack width and crack spacing in reinforced concrete members. ACI-Journal, October 1965
- /13/ Broms B.B.; Lutz, L.A.: Effects of arrangement of reinforcement on crack width and spacing of reinforced concrete members. ACI-Journal, November 1965
- /14/ Browne, R.D.; Bamforth, P.B.: The use of concrete for cryogenic storage - a summary of research, past and present. First International Conference on Cryogenic Concrete. Newcastle upon Tyne, March 1981
- /15/ Bruggeling, A.S.G.: Concrete storage vessels. State of the art report. Delft, September 1979
- /16/ CEB/FIP-Mustervorschrift für Tragwerke aus Stahlbeton und Spannbeton. Bd. II, 1978
- /17/ CEB: Bond action and bond behaviour of reinforcement. State-of-the-Art-Report, Bulletin d'Information No. 151, 1982
- /18/ Dörr, K.F.; Mehlhorn, G.; Stauder, W.; Uhlisch, D.: Berechnung von Stahlbetonscheiben im Zustand II bei Annahme eines wirklichkeitsnahen Werkstoffverhaltens. DAFStb, Heft 238, 1974
- /19/ Eibl, J.; Iványi, G.: Studie zum Trag- und Verformungsverhalten von Stahlbeton, DAFStb, Heft 260, 1976

- /20/ Eifler, A.: Verbundverhalten zwischen Beton und gerippten Betonstahl sowie sein Einfluß auf inelastische Verformungen biegebeanspruchter Stahlbetonbalken. Forschungsbericht 96, Bundesanstalt für Materialprüfung Berlin, Oktober 1983
- /21/ Eligehausen, R.: Übergreifungsstöße zugbeanspruchter Rippenstäbe mit geraden Stabenden. DAFStb, Heft 301, 1979
- /22/ Falkner, H.: Zur Frage der Rißbildung durch Eigen- und Zwängspannungen infolge Temperatur in Stahlbetonteilen. DAFStb, Heft 208, 1969
- /23/ FIP/RILEM: Bond test for reinforcing steel. *Materiaux et Construction*, Vol. 3, Nr. 15, 1970
- /24/ FIP: Cryogenic behaviour of materials for prestressed concrete. State of art report, May 1982
- /25/ FIP: Preliminary recommendations for the design of prestressed concrete containment structures for the storage of refrigerated liquefied gases (RLG). Guide to Good Practice, September 1982
- /26/ FIP-Commission on Prestressing Steels and Systems: Recommendations for acceptance and application of post-tensioning systems. March 1981
- /27/ FIP-Commission on Prestressing Steels and Systems: Assessment of mechanical properties of reinforcing steel, prestressing steel and prestressing systems for cryogenic applications. Arbeitspapier, März 1985, nicht veröffentlicht
- /28/ Fletscher, N.H.: The chemical physics of ice. Cambridge University Press, 1970

- /29/ Frackmann, W.: Über die Bildung und die Öffnungsweite von Rissen von Stahlbeton- und Spannbetonkonstruktionen. Bauplanung-Bautechnik, Heft 12, 1973
- /30/ Goto, Y.: Cracks formed in concrete around deformed tension bars. ACI-Journal, April 1971
- /31/ Goto, Y.; Miura, T.: Experimental studies on properties of concrete cooled to about minus 160°C. Technology Reports, Tohoku University, Vol. 44, No. 2, 1979
- /32/ Goto, Y.; Miura, T.: Mechanical properties of reinforced concrete members at very low temperatures, Concrete Library of JSCE Vol. 1, July 1983.
- /33/ Grübl, P.: Über die Rolle des Eises im Gefüge zementgebundener Baustoffe, beton 2, 1981
- /34/ Hahn, V.: Über die Verbundwirkung des Querrippenstahls. Dissertation, TH Stuttgart, 1952
- /35/ Hartl, G.: Das Verhalten von Betonrippenstählen unter sehr tiefen Temperaturen. Beton- und Stahlbetonbau, 10 und 11/1985
- /36/ Heller, W.; Stolte, E.: *Propriétés et comportement* á des températures très basses de fils de précontrainte traités. Beton Précontraint 69, No 266, Février 1970
- /37/ Hilsdorf, H.K.: Austrocknung und Schwinden von Beton. Rüsck-Festschrift, W. Ernst & Sohn, 1969
- /38/ Hjorth, O.: Ein Beitrag zur Frage der Festigkeiten und des Verbundverhaltens von Stahl und Beton bei hohen Beanspruchungsgeschwindigkeiten. Dissertation, TU Braunschweig, 1975
- /39/ Hobbs, P.V.: Ice physics. Clarendon Press. Oxford 1974

- /40/ Hohberg, J.M.: Flüssiggasbehälter aus Spannbeton. Diplomarbeit. TU Berlin 1980

- /41/ IfBt: Beratung "Flüssiggasbehälter aus Spannbeton". 21.09.1976

- /42/ IfBt: Richtlinien für die Eignungsprüfung von Spannverfahren mit nachträglichem Verbund. Mitteilungen IfBt, 5/1976 und 4/1980

- /43/ Iványi, G.: Zugfestigkeit von Beton in örtlich veränderlichen Beanspruchungszuständen - Gradientenwirkung. Forschungsbericht, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig, 1976

- /44/ Iványi, G.; Fastabend, G.: Biegeversuche an hohen Stahlbetonbalken bei tiefen Temperaturen. Forschungsbericht Nr. 35 aus dem Fachbereich Bauwesen, Universität-Gesamthochschule-Essen, September 1985

- /45/ Iványi, G.; Schäper, M.: Kälteschockversuche an unbewehrten Betonscheiben. Forschungsberichte aus dem Fachbereich Bauwesen der Universität-Gesamthochschule-Essen, H. 17, Mai 1981

- /46/ Iványi, G.; Schäper, M.: Biegerißbildung von Stahlbetonbalken bei tiefkalten Temperaturen. Bauingenieur 58, 1983

- /47/ Iványi, G.; Schäper, M.: Kälteschockversuche an bewehrten und unbewehrten Betonplatten. Forschungsberichte aus dem Fachbereich Bauwesen der Universität-Gesamthochschule Essen, H. 25, September 1985

- /48/ Janovic, K.: Bericht über den neuen konsolenförmigen Ausziehkörper als Vorschlag für ein allgemeingültiges Verbundverfahren. Bericht Nr. 1349 des Lehrstuhls für Massivbau der TU München, 1979

- /49/ Kobarg, J.: Verankerung axialbeanspruchter Bewehrungsstäbe im Beton unter Querbeanspruchung. Forschungsbericht, Institut für Massivbau und Baustofftechnologie. Universität Karlsruhe, August 1984
- /50/ König, G.; Jahn, M.: Über die verschiedenen Erscheinungsformen der Betonzugfestigkeit und ihre Bedeutung für das Tragverhalten von Massivbauten. Beton- und Stahlbetonbau 78, 9 und 10/1983
- /51/ Krips, M.: Rißbreitenbeschränkung im Stahlbeton und Spannbeton. Forschungsbericht des Institutes für Massivbau der TH Darmstadt, 1984
- /52/ Krupp Hüttenwerke AG: Untersuchungsbericht, Zugversuche mit Spannstahl St 80/105, 125/140, 135/150 bei sehr tiefen Temperaturen, unveröffentlicht
- /53/ Landau, L.O.; Lifschitz, E.M.: Lehrbuch der theoretischen Physik. Vol. V, Akademie Verlag, Berlin, 1966
- /54/ Laucht, H.: Von den Eigenschaften des Eises. Mitteilungen des Franzius Institutes für Grund- und Wasserbau der TH Hannover, 23, 1963
- /55/ Leonhardt, F.: Vorlesungen über Massivbau. Teil 4 Nachweis der Gebrauchsfähigkeit. Springer Verlag, Berlin, 1976
- /56/ Leonhardt, F.: Zur Behandlung von Rissen im Beton in den deutschen Vorschriften. Beton- und Stahlbetonbau 7 und 8/1985
- /57/ Litvan, G.G.: Freeze-thaw durability of porous building materials. Durability of building materials and components, ASTM STP 691, 1980
- /58/ Lutz, A.; Gergely, P.: Mechanics of bond and slip of deformed bars in concrete. ACI-Journal, November 1967

- /59/ Markus, G.: Theorie und Berechnung rotationssymmetrischer Bauwerke. Werner Verlag, Düsseldorf, 1967
- /60/ Martin, H.: Zusammenhang zwischen Oberflächenbeschaffenheit, Verbund und Sprengwirkung von Bewehrungsstählen unter Kurzzeitbelastung. DAFStb, Heft 228, 1973
- /61/ Martin, H.; Noakowski, P.: Verbundverhalten von Betonstählen, Untersuchungen auf der Grundlage von Ausziehversuchen. DAFStb, Heft 319, 1981
- /62/ Martin, H.; Schießl, P.: Verhalten von Betonstählen bei tiefen Temperaturen -Kurzfassung-. Institut für Betonstahl und Stahlbetonbau e.V., unveröffentlicht, 1976
- /63/ Martin, H.; Schießl, P.; Schwarzkopf, M.: Berechnungsverfahren für Rißbreiten aus Lastbeanspruchungen. Forschung, Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, Heft 309, 1980
- /64/ Miura, T.: Strength of lap splices of reinforcing bars at very low temperatures. Transactions of the Japan Concrete Institute Vol. 3, 1981
- /65/ Miura, T.: Effect of the properties of transverse reinforcing bars on the behaviour of lap splices at very low temperatures. Transactions of the Japan Concrete Institute Vol. 5, 1983
- /66/ Noakowski, P.: Die Bewehrung von Stahlbetonbauteilen bei Zwangsbeanspruchung infolge Temperatur. DAFStb, Heft 296, 1978
- /67/ Ohbayashi-Gumi, LTD.: LNG-storage facilities, Tokyo, 1983
- /68/ Okada, T.; Iguro, M.: Bending behaviour of prestressed concrete beams under low temperature. Journal of Japan PCEA, Vol. 20, 1978

- /69/ Pfützenreuter, K.-H.: Verbundverhalten von Betonstahl im Tieftemperaturbereich. Diplomarbeit Universität Essen, 1982
- /70/ Piatti, L.: Eigenschaften von Werkstoffen im Tieftemperaturgebiet flüssiger Gase. Schweizer Archiv, März 1960
- /71/ Planas, J.; Corres, H.; Cueva, R.; Elices, M.; Sanchez-Galvez, V.: Influence of load on thermal deformation of concrete during cooling down. Sec. Int. Conf. on Cryogenic Concrete, Amsterdam, October 1983
- /72/ Powers, T.C.: A working hypothesis for further studies of frost resistance of concrete. ACI-Journal, Proc. Vol. 41, No 4, 1965
- /73/ Proceedings of First International Conference on Cryogenic Concrete. Newcastle upon Tyne, England, March 1981
- /74/ Proceedings of Second International Conference on Cryogenic Concrete. Amsterdam, Netherland, October 1983
- /75/ Rehm, G.: Über die Grundlagen des Verbundes zwischen Stahl und Beton. DAFStb, Heft 138, 1961
- /76/ Rehm, G.: Kriterien zur Beurteilung von Bewehrungsstäben mit hochwertigem Verbund. Festschrift Rüschi, Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin - München, 1969
- /77/ Rehm, G.; Martin, H.: Zur Frage der Rißbegrenzung im Stahlbetonbau. Beton- und Stahlbetonbau, Heft 8, 1968
- /78/ Rohrschneider, O.: Vergleich verschiedener Prüfverfahren für Verbundeigenschaften der Betonstähle. Diplomarbeit, TU München, 1975
- /79/ Rostásy, F.S.: Zwang und Rissebeschränkung bei Außenwänden aus Stahlleichtbeton. Habilitationsschrift Universität Stuttgart, 1975

- /80/ Rostásy, F.S.: Behaviour of the Tendon-Anchorage assembly at low temperature. FIP-Notes 96/1982
- /81/ Rostásy, F.S.: Baustoffe. Verlag W. Kohlhammer, Stuttgart 1983
- /82/ Rostásy, F.S.: Verfestigung und Versprödung von Beton durch tiefe Temperaturen, Fortschritte im konstruktiven Ingenieurbau, G. Rehm zum 60. Geburtstag, W. Ernst & Sohn, 1984
- /83/ Rostásy, F.S.; Erdmann, J.: Untersuchungsbericht, Ermittlung der mechanisch-technologischen Eigenschaften von Spannstählen bei 100 K. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig, unveröffentlicht, (1979)
- /84/ Rostásy, F.S.; Henning, W.: Zwang und Oberflächenbewehrung dicker Wände. Beton- und Stahlbetonbau Heft 4 und 5/1985
- /85/ Rostásy, F.S.; Pusch, U.: Ingenieurmäßiges Berechnungsmodell für Stahl- und Spannbeton bei sehr tiefen Temperaturen, Teil 6: Verformungsverhalten von Wandausschnitten bei tiefen Temperaturen. Forschungsbericht, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig, in Vorbereitung
- /86/ Rostásy, F.S.; Rohling, A.: Konstitutives Stoffgesetz des Verbundverhaltens von einbetoniertem Bewehrungsstahl, Arbeitsbericht II/1: Literaturstudie. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig, Februar 1984
- /87/ Rostásy, F.S.; Rohling, A.: Dauerhaftigkeit von Stahlbetonbauteilen-Untersuchungen des Verbundkriechens als Ursache für Rißbreitenvergrößerung. Forschungsbericht, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig, Oktober 1984

- /88/ Rostásy, F.S.; Scheuermann, J.: Verbund und innerer Zwang von einbetoniertem Bewehrungsstahl bei tiefer Temperatur. Forschungsbericht, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig, Juni 1984
- /89/ Rostásy, F.S.; Scheuermann, J.: Stahlbeton- und Spannbetontanks zur Lagerung tiefkalter, verflüssigter Erdgase - Versuche zur Rißzähigkeit und zum Bruchverhalten. Forschungsbericht, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig, Oktober 1984
- /90/ Rostásy, F.S.; Scheuermann, J.: Ingenieurmäßiges Berechnungsmodell für Stahl- und Spannbeton bei sehr tiefen Temperaturen. Forschungsbericht, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig
Teil 1: Problemstellung und Versuchsprogramm, Dez. 1984
Teil 2: Tieftemperatureigenschaften der verwendeten Baustoffe, Dez. 1984
Teil 3: Innerer Zwang in Stahl- und Spannbetonbauteilen infolge Abkühlung, Feb. 1985
Teil 4: Verbundspannungen bei tiefen Temperaturen, April 1985
Teil 5: Dehnsteifigkeit und Rißbildung bei tiefen Temperaturen, in Vorbereitung
- /91/ Rostásy, F.S.; Scheuermann, J.: Eigenspannungszustand in Stahlbeton- und Spannbetonkörpern infolge unterschiedlichen thermischen Dehnverhaltens von Beton und Stahl bei tiefen Temperaturen. Forschungsauftrag V 238/DAfStb, Abschlußbericht, April 1986
- /92/ Rostásy, F.S.; Scheuermann, J.: Verbundverhalten einbetonierten Betonrippenstahls bei extrem tiefer Temperatur. Forschungsauftrag V 238/DAfStb, Abschlußbericht, April 1986

- /93/ Rostásy, F.S.; Scheuermann, J.; Sprenger, K.-H.: Zum mechanischen Verhalten einiger Baustoffe bei schneller Belastung und tiefer Temperatur. Betonwerk + Fertigteil-Technik, 6/1984
- /94/ Rostásy, F.S.; Scheuermann, J.; Wiedemann, G.: Verhalten von Spann- und Bewehrungsstahl bei tiefen Temperaturen. Betonwerk + Fertigteil-Technik, 2/82 und 3/82
- /95/ Rostásy, F.S.; Wiedemann, G.: Strength and deformability of concrete after low temperature cycles. Sec. Int. Conf. on Cryogenic Concrete, Amsterdam, October 1983
- /96/ Rüsck, H.: Die Ableitung der charakteristischen Werte der Betonzugfestigkeit. beton 2/1975
- /97/ Sager, H.: Zum Einfluß hoher Temperaturen auf das Verbundverhalten von einbetonierten Bewehrungsstäben. Diss. TU Braunschweig 1984
- /98/ Schäper, M.: Tieftemperaturbeanspruchte Spannbetonbehälter - Sicherheitsbehälter für verflüssigte Gase. Diss. Universität Essen, 1984
- /99/ Scheuermann, J.: Verbundverhalten einbetonierten Betonrippenstahls bei extrem tiefer Temperatur, Forschungsarbeiten 1978 - 1983, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig, Heft 65, 1984
- /100/ Scheuermann, J.; Sprenger, K.-H.; Rostásy, F.S.: Thermische Dehnung von Beton bei tiefen Temperaturen und gleichzeitiger einachsiger Druckbeanspruchung. Mitteilungsblatt für die amtliche Materialprüfung in Niedersachsen, 84/85
- /101/ Schober, H.: Ein Modell zur Berechnung des Verbundes und der Risse im Stahl- und Spannbeton. Dissertation Universität Stuttgart, 1984

- /102/ Setzer, M.J.: Einfluß des Wassergehaltes auf die Eigenschaften des erhärteten Betons. DAfStb, Heft 280, 1977
- /103/ Setzer, M.J.: Grundlagen und Mechanismus des Frostangriffs. Internationales Kolloquium Frostbeständigkeit von Beton, Wien, Juni 1980
- /104/ SIA-Technische Norm 162 - Ausgabe 1968. SIA-Zürich, 1968
- /105/ Sommer, H.: Ein neues Verfahren zur Erzielung der Frost-Tausalz-Beständigkeit des Betons. Mitteilungen aus dem Forschungsinstitut der österreichischen Zementfabrikanten, Heft 32, 1978
- /106/ Stockhausen, N.: Die Dilatation hochporöser Festkörper bei Wasseraufnahme und Eisbildung, Dissertation TU München, 1981
- /107/ Stockhausen, N.; Setzer, M.J.: Anomalien der thermischen Ausdehnung und Gefriervorgänge in Zementstein, TIZ-Fachberichte Rohstoff-Engineering Heft 2, 1980
- /108/ Szabó, I.: Einführung in die Technische Mechanik. 8. Auflage, Springer Verlag, Berlin, 1975
- /109/ Teffers, R.: A Theorie of bond applied to overlapped tensile reinforcement splices for deformed bars. Chalmers University of Technology Göteborg Sweden. Division of Concrete Structure, Publ. 73:2, 1973
- /110/ Teffers, R.: Cracking of concrete cover along anchored deformed reinforcing bars. Magazine von Concrete Research, March 1979
- /111/ Tor-Isteg Steel Corporation: Berichte über Zugversuche an Rippen-Torstählen, \varnothing 8 mm, bei Temperaturen von -100°C und -150°C . unveröffentlicht, Dez. 1978, Mai 1979

- /112/ Trost, H.; Cordes, H.; Thormählen, U.; Hagen, H.: Teilweise Vorspannung, Verbundfestigkeit von Spanngliedern und ihre Bedeutung für Ribbildung und Ribbreitenbeschränkung. DAFStb, Heft 310, 1980
- /113/ Ukaaji, K.: Design and construction of large LNG in-ground tanks in Japan. Second International Conference on Cryogenic Concrete, Amsterdam, October 1983
- /114/ Vandewalle, L.; Mortelmans, F.: Investigation of the bond stress between a reinforcement bar and concrete under cryogenic conditions. Second International Conference on Cryogenic Concrete, Amsterdam, October 1983
- /115/ Vos, E.: Influence of loading rate on bond behaviour of reinforcing steel and prestressing strand. *Materiaux et Constructions* No. 85, 1982
- /116/ Welsch, J.: Zentrischer Temperaturzwang von Stahlbeton und Spannbeton bei Abkühlung auf sehr niedrige Temperaturen. *Techn.-wissenschaftliche Mitteilung* Nr. 84-8, Diss. TU Bochum, 1984
- /117/ Wiedemann, G.: Zum Einfluß tiefer Temperaturen auf Festigkeit und Verformung von Beton. Diss. TU Braunschweig, 1982
- /118/ Wiedemann, G.; Henning, W.; Erdmann, J.; Rostásy, F.S.: Verhalten von Spannbeton-Verankerungen bei tiefen Temperaturen. *Betonwerk + Fertigteil-Technik*, 4 u. 5/1983
- /119/ Wiedemann, G.; Scheuermann, J.; Kordina, K.; Rostásy, F.S.: Versuche zur Biegetragfähigkeit von Stahlbetonplattenstreifen bei extrem tiefer Temperatur. *Abschlußbericht V 198/DAFStb*, Mai 1983
- /120/ Wölfel, E.; Krüger, F.: Verbundverankerung von Spannstählen - Zulassungsprüfung und Anwendungsbedingungen. *Mitteilungen des IfBt* 6/1980

- /121/ Yamane, S.; Kasami, H.; Okuno, T.: Properties of concrete at very low temperatures. ACI Special Publication SP 55-9, pp. 207-221
- /122/ Zech, B.: Zum Gefrierverhalten des Wassers im Beton. Diss. TU München, 1981
- /123/ Zerna, W.: Tanks für kryogene Flüssigkeiten. Rheinisch-Westfälische Akademie der Wissenschaften, Vorträge N 305, Westdeutscher Verlag, 1981