

INSTITUT FÜR BAUSTOFFE, MASSIVBAU UND BRANDSCHUTZ

AMTLICHE MATERIALPRÜFANSTALT FÜR DAS BAUWESEN

iBMB

TU BRAUNSCHWEIG

Einfluß der Lagerungsbedingungen auf Zwang in Betonbodenplatten

**von
Jens Schütte**

Heft 132 · BRAUNSCHWEIG · 1997

Universitätsbibliothek Braunschweig (84)

UB Braunschweig 84



2753-318-1

~~BA N 604~~

JA 53 - 3184

INSTITUT FÜR BAUSTOFFE, MASSIVBAU UND BRANDSCHUTZ
AMTLICHE MATERIALPRÜFANSTALT FÜR DAS BAUWESEN

IBMB

TU BRAUNSCHWEIG

Jens Schütte

Einfluß der Lagerungsbedingungen auf Zwang in Betonbodenplatten

von
Jens Schütte

Heft 132 · BRAUNSCHWEIG · 1997

ISBN 3-89288-111-1
ISSN 0178-5796

~~K~~
~~BA~~
~~N~~
601
(132)



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

Eingereicht am:	06. 02. 1997
Mündliche Prüfung am:	30. 05. 1997
Berichterstatter:	Prof. Dr.-Ing. H. Falkner
Berichterstatter:	Prof. Dr. M. Wicke

Inhalt

1	Einleitung	7
1.1	Problemstellung	7
1.2	Ziel und Schwerpunkte der Arbeit	8
1.3	Versuche	9
1.3.1	Allgemeines	9
1.3.2	Auffangwannen	9
1.3.3	Fugenlose Bodenplatten 1	10
1.3.4	Fugenlose Bodenplatten 2	11
2	Materialeigenschaften	12
2.1	Beton	12
2.1.1	Druckfestigkeit	12
2.1.2	Zugfestigkeit	13
2.1.3	Elastizitätsmodul	16
2.1.4	Temperaturausdehnungskoeffizient	17
2.2	Stahlfaserbeton	17
2.2.1	Allgemeines	17
2.2.2	Zentrischer Zug	17
2.2.3	Biegezug	18
2.3	Hydraulisch gebundene Tragschicht	20
3	Zwang erzeugende Einwirkungen	21
3.1	Hydratationswärme	21
3.2	Witterungsbedingte Temperaturen	23
3.2.1	Allgemeines	23
3.2.2	Meteorologische Daten	24
3.2.3	Berechnung der Temperatureinwirkungen	26
3.2.4	Ansatz für die Temperatureinwirkungen	29
3.2.5	Vergleich der Versuchsergebnisse mit dem Ansatz	31
3.3	Schwinden	33
3.3.1	Allgemeines	33
3.3.2	Meteorologische Daten	33
3.3.3	Überdachte Betonbodenplatten	34
3.3.4	Frei bewitterte Bodenplatten	35
3.4	Setzungsdifferenzen	37

4	Verformungsbehindernde Randbedingungen	38
4.1	Allgemeines	38
4.2	Gleitfolien	40
4.3	Bituminöse Gleitschichten	41
4.4	Nichtbindige Böden ohne Gleitschicht	44
4.4.1	Ansätze zur Bestimmung der Scherspannung	44
4.4.2	Vergleich der Versuchsergebnisse mit dem bilinearen Ansatz	49
4.5	Hydraulisch gebundene Tragschicht	51
5	Zwang abbauende Faktoren	52
5.1	Kriechen und Relaxation des Betons	52
5.1.1	Grundlagen	52
5.1.2	Kriechen und Relaxation von Betonzugspannungen	54
5.1.3	Relaxation von Zwangspannungen	55
5.2	Kriechen und Relaxation des Unterbaus	59
5.3	Rißbildung	59
6	Zwangspannungen	60
6.1	Allgemeines	60
6.2	Eigenspannungen	61
6.3	Biegespannungen	61
6.4	Zentrische Spannungen	62
6.4.1	Allgemeines	62
6.4.2	Formulierung der Bestimmungsgleichungen	62
6.4.3	Bestimmung der Rand- und Übergangswerte	67
6.4.4	Diagramm zur Berechnung der zentrischen Zwangspannung	72
6.4.5	Bodenplatten auf hydraulisch gebundener Tragschicht	74
6.5	Überlagerung von Last und Zwang	76

7	Vorspannung	78
7.1	Allgemeines	78
7.2	Spannglieder	78
7.2.1	Spannglieder mit nachträglichem Verbund	78
7.2.2	Spannglieder ohne Verbund	79
7.2.3	Spanngliederankerungen	80
7.3	Spanngliederführung	81
7.4	Anforderungen an die Konstruktion	82
7.5	Zeitpunkt des Vorspannens	83
7.6	Spannkraftverluste infolge Verformungsbehinderung	84
7.6.1	Rechnerische Bestimmung der Spannkraftverluste und Kombination mit den Zwangsspannungen	84
7.6.2	Versuchsergebnisse	85
7.6.3	Vergleich der Versuchsergebnisse mit der Rechnung	87
7.7	Erforderliche Vorspannung	88
8	Rißbreitenbegrenzung und Mindestbewehrung	90
8.1	Theorie der Rißbildung	90
8.2	Rißbreitenbegrenzung	93
8.2.1	Einzelriß	93
8.2.2	Abgeschlossene Rißbildung	95
8.2.3	Rißbreiten bei wiederholter oder langandauernder Belastung	98
8.2.4	Steifigkeitsreduktion infolge Rißbildung	99
8.2.5	Biegerißbildung	100
8.2.6	Rißbreitenbegrenzung bei Stahlfaserbeton	101
8.2.7	Rißbreiten bei gleitend gelagerten Bodenplatten	104
8.2.8	Rißbreiten bei Bodenplatten auf hydraulisch gebundener Tragschicht	107
8.2.9	Rißbreiten bei vorgespannten Bodenplatten	108
8.3	Mindestbewehrung	109
9	Zusammenfassung	112
10	Literatur	116

Bezeichnungen

Die Bezeichnungen werden in Anlehnung an den Eurocode gewählt. Die am häufigsten verwendeten Zeichen werden nachfolgend aufgelistet. Alle weiteren werden im Text erläutert.

Große lateinische Buchstaben

A	Fläche
C_F	Federsteifigkeit
D	Lagerungsdichte des Bodens
D_{Pr}	Proktordichte
E	Elastizitätsmodul
F	Kraft
L	Länge
RH	Relative Luftfeuchtigkeit
S	Steifigkeitsmodul
$S_{i,j,k}$	Steifigkeitsverhältnisse
T	Temperatur
T_0	Bezugstemperatur
ΔT_M	konstanter Temperaturanteil
ΔT_G	linearer Temperaturanteil
ΔT_E	nichtlinearer Temperaturanteil

Kleine lateinische Buchstaben

b	Bauteilbreite
d_{50}	mittlerer Korndurchmesser des Bodens
d_s	Bewehrungsstahldurchmesser
f_{cm}	mittlere Zylinderdruckfestigkeit
f_{ctm}	mittlere Zylinderzugfestigkeit
$f_{ct,fl}$	Biegezugfestigkeit
h	Bauteildicke
h_0	wirksame Bauteildicke
n	Steifigkeitsverhältnis E_s / E_c
t	Zeit / Betonalter
t_0	Betalter bei Belastungsbeginn
u	Relativverschiebung
w	Durchbiegung / Rißbreite

Griechische Buchstaben

α_T	Temperaturausdehnungskoeffizient
β	Beiwert
δ	Dichte
δ_{st}	Sohlrreibungswinkel im Bruchzustand
ε	Dehnung
ε_0	freie Dehnung
ε_{res}	Zwangdehnung
φ	Kriechzahl
$\mu_{fr,0}$	Haftreibungsbeiwert
μ_{fr}	Gleitreibungsbeiwert
ν	Querdehnzahl
ρ_s	Bewehrungsgrad
σ	Spannung
τ	Schub- / Scherspannung
Δ	Differenz
ψ	Relaxationswert

Indizes

ax	axial
c	Beton
f	Stahlfasern
m	mittlere(r)
r	Riß
s	Stahl
t	Zug
o	oben
p	Vorspannung
u	unten
v	Vergleich
x, y, z	Koordinaten

1 Einleitung

1.1 Problemstellung

Betonbodenplatten kommen in den unterschiedlichsten Bereichen zum Einsatz, wie z. B. im Straßen- und Industriefußbodenbau, beim Bau von Flughafenrollfeldern oder als Dichtebenen in Anlagen zum Lagern und Abfüllen wassergefährdender Stoffe (z. B. Tankstellen). Ein aktuelles Einsatzgebiet ist die Feste Fahrbahn der Bahn, die besonders auf den Hochgeschwindigkeitsstrecken den Schotteroberbau ablösen soll.

Bei diesen Konstruktionen ist neben der Tragfähigkeit die Gebrauchsfähigkeit und Dauerhaftigkeit nachzuweisen. Eine unkontrollierte Rißbildung ist unerwünscht. Bei Betonkonstruktionen beim Umgang mit wassergefährdenden Stoffen sind Trennrisse unzulässig. Zur Vermeidung von Rissen wird im allgemeinen die Anordnung von Bewegungsfugen empfohlen. Aufwendige, kostenintensive und den Bauablauf behindernde Fugenkonstruktionen mit Fugenbändern oder -blechen werden erforderlich. Bei befahrenen Bodenplatten wird in den Fugenbereichen eine Verdübelung zur Querkraftübertragung notwendig. Beobachtungen an bestehenden Bauwerken zeigen außerdem, daß Fugen keine Garantie für rissefreie Konstruktionen bieten und daß gerade in den Fugenbereichen häufig Schäden auftreten. Aus diesen Gründen ist es anzustreben, Fugen möglichst zu vermeiden.

Aus Temperaturänderungen und Schwinden resultieren Verformungen, die durch die Wechselwirkung zwischen Baugrund und Bodenplatte behindert werden. Die Folge sind Zwangsschnittgrößen. Temperaturänderungen resultieren aus abfließender Hydratationswärme sowie klimatisch bedingten täglichen und jährlichen Temperaturschwankungen. Die Verformungsbehinderung der Bodenplatten wird wesentlich durch die Art des Verbundes bzw. durch die Größe der Reibung zwischen Baugrund und Bodenplatte bestimmt. Zwangsspannungen werden durch Rißbildung und Relaxation des Betons sowie des Unterbaus reduziert.

Zahlreiche Forscher haben sich mit Zwang infolge Temperatureinwirkungen auseinandergesetzt und Lösungsansätze erarbeitet. Wesentliche Grundlagen der Rißbildung infolge Zwang wurden u. a. von *Falkner* [23], *Bruy* [3], *Noakowski* [36], [37] und *Rostásy* [40], [41], [43] erarbeitet. Ergebnisse dieser Arbeiten sind Berechnungsverfahren für die Ermittlung einer ausreichenden Bewehrung zur Rißbreitenbegrenzung. Vereinfachte, in der Praxis angewendete Verfahren wurden von *Schießl* [44] und im MC 90 [5] vorgestellt, die auch im EC 2 [22] berücksichtigt wurden.

Zum Thema der horizontalen Wechselwirkung zwischen Unterbau und Bodenplatte wurden bisher nur wenige Untersuchungen durchgeführt. *Iványi / Sommer* [28], [29] haben Reibbeiwerte verschiedener Gleitschichten ermittelt und *Curbach / Bösche* [2], [7] haben bituminöse Gleitschichten untersucht. Versuche zur Sohlreibung auf Sand gelagerter Körper wurden von *Kolb* [32] durchgeführt.

Dennoch fehlen entscheidende Grundlagen für den Nachweis der Gebrauchsfähigkeit von Betonbodenplatten, u. a. Angaben zu den Einwirkungen infolge freier Bewitterung und ein Verfahren zur Berechnung der Zwangsschnittgrößen infolge der horizontalen Wechselwirkung zwischen Baugrund und Bodenplatte. Des Weiteren ist die Beziehung zwischen Rißbreite und Zwang zu bestimmen.

Durch Aufbringen einer Vorspannung kann das Überschreiten der Betonzugfestigkeit und damit eine Rißbildung verhindert werden. Dabei stellt sich die Frage, wie groß die Spannkraftverluste infolge der Verformungsbehinderung durch den Baugrund in Plattenmitte werden und wie Zwangsspannungen und Spannkraftverluste zu kombinieren sind.

1.2 Ziel und Schwerpunkte der Arbeit

Aufbauend auf theoretischen Überlegungen, Ergebnissen aus der Literatur und den durchgeführten Versuchen (s. Abs. 1.3) werden Berechnungsverfahren zur Ermittlung der Zwangsschnittgrößen bei unterschiedlich gelagerten Betonbodenplatten entwickelt und Konstruktionshinweise gegeben. Dabei wird auf die oben skizzierten Problemstellungen eingegangen und Lösungsansätze angeboten.

Die Schwerpunkte der Arbeit werden im folgenden kurz vorgestellt:

- Es werden Ansätze für die Zwang erzeugenden Einwirkungen infolge witterungsbedingter Temperaturen und Schwinden entwickelt und durch Klimadaten verschiedener deutscher Städte abgesichert.
- Die verformungsbehindernden Randbedingungen werden für unterschiedliche Konstruktionen dargestellt und Verfahren zur Berechnung der daraus resultierenden Zwangsspannungen hergeleitet.
- Einfache Möglichkeiten zur Berücksichtigung der Relaxation der Zwangsschnittgrößen werden erarbeitet.
- Die Anwendungsmöglichkeiten der Vorspannung werden aufgezeigt und die zu berücksichtigenden Spannkraftverluste infolge Bodenreibung erläutert.
- Diagramme zur Bestimmung des erforderlichen Bewehrungsgehaltes zur Rißbreitenbegrenzung bei Zwangeinwirkungen werden ausgearbeitet, wobei auf die Besonderheiten bei Bodenplatten eingegangen wird.

1.3 Versuche

1.3.1 Allgemeines

Zu den angesprochenen Themengebieten wurden drei Versuchsserien durchgeführt. Dabei handelte es sich um Großversuche, bei denen die Versuchskörper unter realitätsnahen Bedingungen errichtet wurden. Die Konstruktionen auf dem Freigelände des iBMB der TU Braunschweig waren jeweils über ein Jahr lang der Witterung ausgesetzt. Bei allen Versuchen wurden Temperaturen, Zwangdehnungen, Längenänderungen und Spannkkräfte kontinuierlich gemessen und aufgezeichnet. Die Versuche werden im folgenden kurz erläutert. Detaillierte Informationen können den Forschungsberichten [46], [47], [48] entnommen werden.

1.3.2 Auffangwannen

Im Rahmen des Forschungsvorhabens „Sicherheitserhöhung durch Fugenverminderung - Spannbeton im Umweltbereich“ [48] wurden im Herbst 1993 vier Versuchskörper (*FUWI 1 - 4*) betoniert, die jeweils einen 6,00 m langen, 2,50 m breiten und 1,50 m hohen Eckausschnitt einer Auffangwanne darstellten. Es wurden zwei unterschiedliche Konstruktionstypen untersucht, von denen jeweils einer mit $1,5 \text{ N/mm}^2$ vorgespannt wurde. Die Typen unterscheiden sich durch die Dicke der Bodenplatte (20 cm / 60 cm) und durch die Art der Lagerung (Bituminöse Gleitschicht / Frostschutzkies). Die Versuchskörper sind in Bild 1.1 dargestellt.

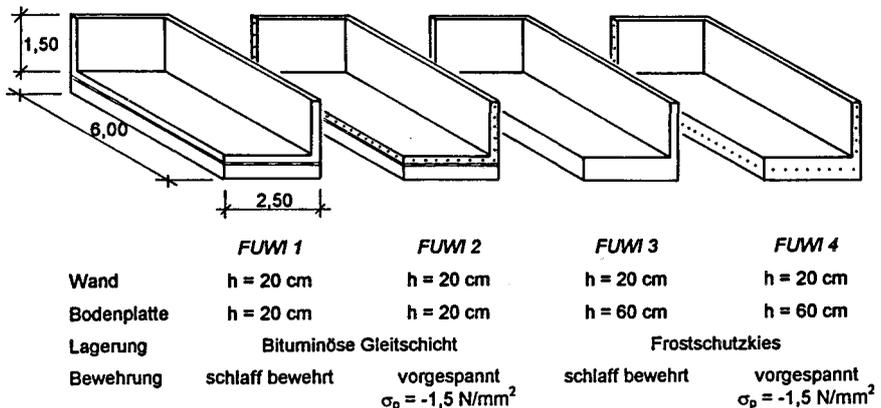


Bild 1.1: Versuchskörper *FUWI 1* bis 4

1.3.3 Fugenlose Bodenplatten 1

Ebenfalls im Herbst 1993 wurden fünf 20 cm dicke, 1 m breite und ca. 50 m lange Plattenstreifen (*FUBO 1.1 - 1.5*) hergestellt. Dabei wurden die Lagerungsbedingungen und die Betonrezeptur variiert. Plattenstreifen 1.1 und 1.2 lagerten auf einer doppellagigen PE-Folie, die direkt auf der Sauberkeitsschicht ausgelegt war. Die Plattenstreifen 1.3 bis 1.5 wurden direkt auf Schotter (25 / 65), der beim Plattenstreifen 1.5 zusätzlich vermörtelt war, betoniert. Der Plattenstreifen 1.3 wurde aus unbewehrtem Beton B 35 hergestellt; 25 m aus Beton mit Portlandzement, 25 m aus einem Beton mit Hochofenzement. Die anderen vier Plattenstreifen wurden aus Stahlfaserbeton (30 kg/m³) hergestellt; Plattenstreifen 1.1 mit Späne (SF 30), Plattenstreifen 1.2 mit Drähten (ZC 60/80), Plattenstreifen 1.4 und 1.5 jeweils zur Hälfte mit Späne und zur Hälfte mit Drähten. Dabei wurde die PZ-Betonrezeptur verwendet. Die Versuchskörper sind in Bild 1.2 dargestellt.

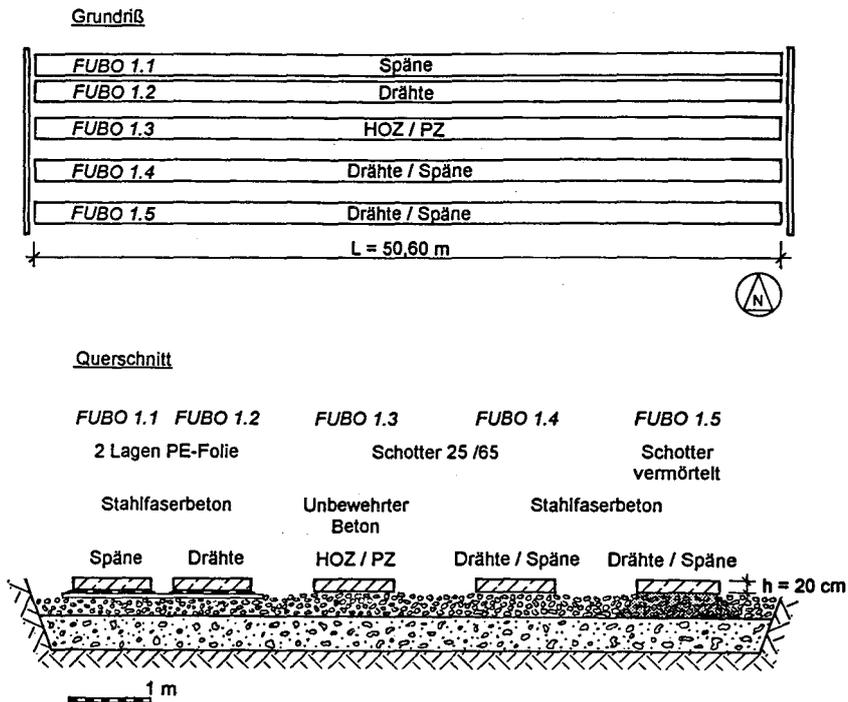


Bild 1.2: Versuchskörper *FUBO 1.1* bis *1.5*

1.3.4 Fugenlose Bodenplatten 2

Nach eineinhalb Jahren, im Frühjahr 1995, wurden die Plattenstreifen durch fünf neue (*FUBO 2.1 - 2.5*) ersetzt, wobei die Geometrie beibehalten wurde. Variiert wurden die Lagerungsbedingungen und die Bewehrung. Alle Platten sind auf gesamter Länge aus Stahlfaserbeton (40 kg/m^3 Drahtfasern ZC 60/80) hergestellt worden. Jeweils 25 m jedes Plattenstreifens war mit einer mittig liegenden Matte K 770 bewehrt, die anderen 25 m sind ohne zusätzliche Bewehrung hergestellt worden.

Der Unterbau der Plattenstreifen 2.1 und 2.2 bestand aus einer 15 cm dicken hydraulisch gebundenen Tragschicht (HGT). Plattenstreifen 2.1 wurde auf einem Großflächengleitlager, bestehend aus zwei mit Silikonfett geschmierten PE-Folien und beidseitigem Schutzvlies, Plattenstreifen 2.2 auf einer Lage Geotextil betoniert. Der Plattenstreifen 2.3 ist direkt auf eine angefeuchtete 30 cm dicke HGT betoniert worden. Der Unterbau der Plattenstreifen 2.4 und 2.5 bestand aus Sand, der mit einer Lage PE-Folie abgedeckt war. Der Sand unter dem Plattenstreifen 2.4 war mitteldicht gelagert, der unter dem Plattenstreifen 2.5 war zu Versuchsbeginn locker gelagert, verdichtete sich jedoch im Laufe der Zeit. Bild 1.3 zeigt einen Querschnitt durch die Versuchskörper.

Im Sommer 1996 wurden die rissfreien Plattenstreifen *FUBO 2.1*, *2.4* und *2.5* mit ca. $1,5 \text{ N/mm}^2$ vorgespannt. Dabei wurde der Spannkraftverlust infolge Verformungsbehinderung durch den Unterbau bestimmt.

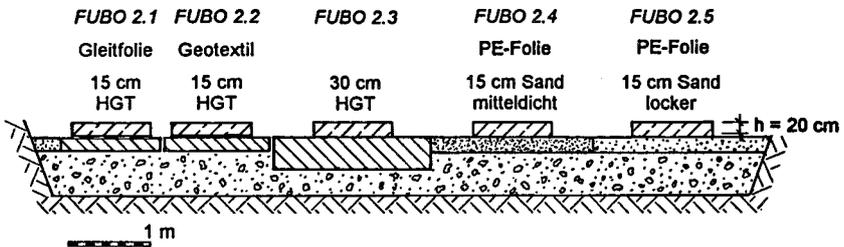


Bild 1.3: Querschnitt durch die Versuchskörper *FUBO 2.1* bis *2.5*

2 Materialeigenschaften

2.1 Beton

2.1.1 Druckfestigkeit

Betone werden in der Regel nach ihrer Druckfestigkeit klassifiziert, aus der auch die Größen der andere Betoneigenschaften abgeleitet werden. Die zeitliche Entwicklung der Druckfestigkeit ist für die vorgespannten Konstruktionen von Bedeutung. Bei nicht vorgespannten Konstruktionen erreichen die Druckspannungen bei weitem nicht die Betondruckfestigkeit. Die Funktion der altersabhängigen Druckfestigkeitsentwicklung lautet entsprechend MC 90 [5]:

$$f_{cm}(t) = \beta_{cc} \cdot f_{cm}(28 \text{ d}) \quad (2.1)$$

mit

$$\beta_{cc} = e^{s \left(1 - \left(\frac{28 \text{ d}}{t} \right)^{0,5} \right)} \quad (2.2)$$

$s = 0,20$ schnell erhärtende, hochfeste Zemente (RS)

$s = 0,25$ normal und schnell erhärtende Zemente (N, R)

$s = 0,38$ langsam erhärtende Zemente (S)

Die Graphen der Funktionen sowie die bei den eigenen Versuchen [46], [47], [48] ermittelten Druckfestigkeiten sind in Bild 2.1 dargestellt. Die Übereinstimmung der Versuchswerte mit dem oben vorgestellten Rechenansatz ist gut.

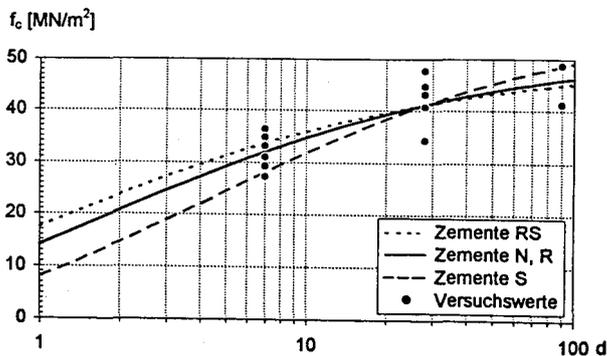


Bild 2.1: Zeitliche Entwicklung der Druckfestigkeit nach MC 90 [5]

2.1.2 Zugfestigkeit

Die Zugfestigkeit des Betons ist für die Beurteilung der Reißgefahr eines Bauteils die maßgebende mechanische Größe. Auch für die Berechnung der Rißbreiten ist sie von Bedeutung. Es ist zu unterscheiden in zentrische Zugfestigkeit, Biegezugfestigkeit und Spaltzugfestigkeit. Die unterschiedlichen Prüfungen sind in Bild 2.2 schematisch dargestellt.

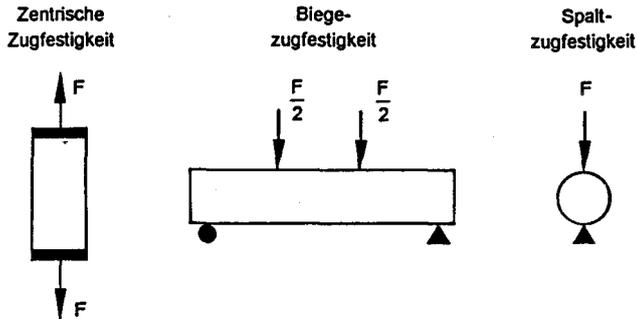


Bild 2.2: Unterschiedliche Prüfungen zur Bestimmung der Zugfestigkeit

Die bei den verschiedenen Prüfungen ermittelten Zugfestigkeiten unterscheiden sich erheblich. Eine Umrechnung von dem Ergebnis einer Prüfung auf ein anderes ist mit großen Ungenauigkeiten verbunden. Besonders von der Berechnung der zentrischen oder Biegezugfestigkeit aus der Spaltzugfestigkeit ist abzuraten.

Der Zusammenhang zwischen Druck- und Zugfestigkeit wird mit der Gleichung

$$f_{ctm} = c \cdot f_{ck} \quad (2.3)$$

mit

$$f_{ck} \approx f_{ctm} + 8 \text{ MN/m}^2$$

beschrieben.

Im EC 2 [22] und im MC 90 [5] wird für die zentrische Zugfestigkeit der Faktor $c = 0,30$ angegeben. Bei den Nebenkörperprüfungen der eigenen Versuche ergab sich ein geringerer Wert von $c = 0,20$ bis $0,25$. Die Zugfestigkeit wurde an zentrisch belasteten Zylindern ermittelt. Dabei wurden Zugversuche an in Formen betonierten Probekörpern und an Bohrkernen aus einer Bodenplatte durchgeführt.

Die Biegezugfestigkeit ist größer als die zentrische Zugfestigkeit und ist abhängig von der Bauteildicke. Die Graphen dreier Rechenansätze (MC 90 [5], *Noakowski*

[37], DAfStb-Richtlinie für Betonbau beim Umgang mit wassergefährdenden Stoffen [9]) für das Verhältnis von Biege- zu zentrischer Zugfestigkeit sind in Bild 2.3 dargestellt.

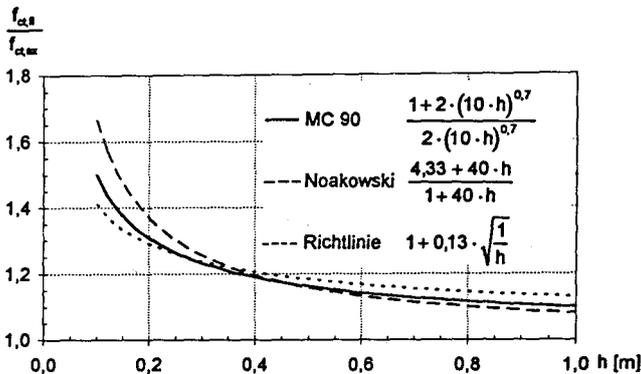


Bild 2.3: Verhältnis der Biegezugfestigkeit $f_{ct,fl}$ zur zentrischen Zugfestigkeit $f_{ct,ax}$ in Abhängigkeit von der Bauteildicke h

Bei den im Rahmen der eigenen Versuche geprüften Biegebalken ($h = 0,15 \text{ m}$) variierte das Verhältnis von Biege- zu zentrischer Zugfestigkeit zwischen 1,7 und 2,1 und entsprach damit nicht den vorgestellten Rechenansätzen. Beim direkten Vergleich der Druckfestigkeit und der Biegezugfestigkeit unter Einbeziehung der Verhältniswerte nach Bild 2.3 ergeben sich für den Faktor c Werte zwischen 0,24 und 0,30. Hier ist die Übereinstimmung der Versuchsergebnisse mit den Rechenansätzen besser.

Für die Ermittlung der Zugfestigkeit bei außermittigem Zug hat *Noakowski* [37] einen Rechenansatz entwickelt, der in Bild 2.4 graphisch dargestellt ist. Da die Ausmittigkeit e/h bei reiner Biegung unendlich groß wird, wurde auf der Abszisse als Maßstab die Funktion $\arctan e/h$ gewählt.

Der Beiwert zur Beschreibung des zeitlichen Verlaufs der Zugfestigkeit ergibt sich aus dem Beiwert der Druckfestigkeit.

$$\beta_{ct}(t) = \beta_{cc}(t)^{2/3} \quad (2.4)$$

Die Funktionen bei unterschiedlichen Zementen sowie die Ergebnisse der eigenen Versuche [46], [47], [48] sind in Bild 2.5 graphisch dargestellt.

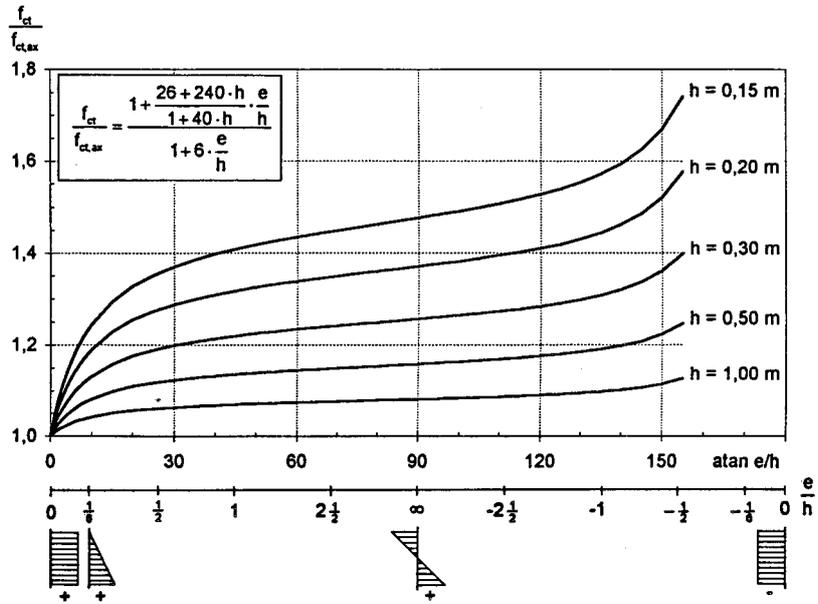


Bild 2.4: Verhältnis der Zugfestigkeit f_{ct} zur zentralen Zugfestigkeit $f_{ct,ax}$ in Abhängigkeit von der Lastausmitte e/h

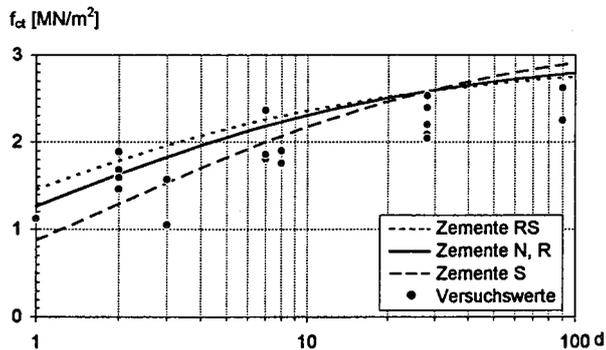


Bild 2.5: Zeitliche Entwicklung der Zugfestigkeit

2.1.3 Elastizitätsmodul

Die Zwangdehnungen werden mittels Elastizitätsmodul in Zwangspannungen umgerechnet. Für den Druckelastizitätsmodul gilt nach MC 90 [5]:

$$E_c = 10^4 \cdot f_{cm}^{1/3} \quad (2.5)$$

Für den Zugelastizitätsmodul ist dort keine Angabe zu finden. *Rostásy / Alda* [39] geben ihn mit

$$E_{ct} = 1,15 \cdot E_c \quad (2.6)$$

an. Die bei den eigenen Versuchen gemessenen Druckelastizitätsmoduli lagen im Mittel bei $E_c = 0,78 \cdot 10^4 \cdot f_{cm}^{1/3}$, die Zugelastizitätsmoduli im Mittel bei $E_{ct} = 0,97 \cdot 10^4 \cdot f_{cm}^{1/3}$ und waren somit deutlich geringer als die oben vorgestellten Rechenwerte.

Der Beiwert zur Beschreibung der zeitlichen Entwicklung des Elastizitätsmoduls ergibt sich zu:

$$\beta_E(t) = \beta_{cc}(t)^{0,5} \quad (2.7)$$

Die Funktionen sowie die bei den eigenen Versuchen ermittelten Elastizitätsmoduli sind in Bild 2.6 graphisch dargestellt.

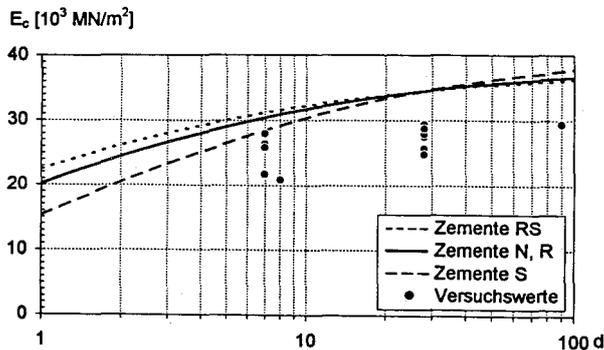


Bild 2.6: Zeitliche Entwicklung des Elastizitätsmoduls

2.1.4 Temperatureausdehnungskoeffizient

Der Temperatureausdehnungskoeffizient α_T ist für die Berechnung der Temperaturedehnung erforderlich. Er wurde für alle Versuche an Bohrkernen bestimmt und betrug zwischen $9,5 \cdot 10^{-6} \text{ 1/K}$ und $11,0 \cdot 10^{-6} \text{ 1/K}$. Die Annahme von

$$\alpha_T = 10 \cdot 10^{-6} \text{ 1/K}$$

kann als ausreichend genau angesehen werden.

2.2 Stahlfaserbeton

2.2.1 Allgemeines

Bei Betonbodenplatten wird vermehrt Stahlfaserbeton eingesetzt (z. B. bei Industriefußböden). Auch bei den eigenen Versuchen wurde teilweise Stahlfaserbeton verwendet. Aus diesem Grund soll hier kurz auf die Materialeigenschaften des Stahlfaserbetons eingegangen werden. Grundlagen zur Bemessung wurden u. a. in zwei DBV-Merkblättern [10], [11] zusammengefaßt.

Auswirkungen der Stahlfasern auf die Betondruckfestigkeit, den Elastizitätsmodul und den Temperatureausdehnungskoeffizienten konnten nicht festgestellt werden. Bei Zugbeanspruchungen beeinflussen die Fasern das Nachrißverhalten.

2.2.2 Zentrischer Zug

Unbewehrter Beton kann nach Überschreiten der Zugfestigkeit keine Zugkräfte mehr aufnehmen. Stahlfaserbeton besitzt je nach Fasertyp und -menge eine unterschiedlich große Nachrißzugfestigkeit. Die maximale Zugfestigkeit ändert sich nicht. In Bild 2.7 sind die Ergebnisse der eigenen Versuche [47] dargestellt. Das Bild zeigt Mittelwerte der Spannungs - Wegbeziehung der weggeregelter zentrischen Zugversuche an 28 Tage alten Stahlfaserbetonprüfkörpern. Nach der Rißbildung entspricht der gemessene Weg u der Rißbreite. Die Dehnung des Betons ist vernachlässigbar gering.

Rechenwerte für die Nachrißzugfestigkeit von Stahlfaserbeton mit unterschiedlichen Fasertypen und Fasergehalten werden von *Falkner / Teutsch* in [24] angegeben. Die bei den eigenen Versuchen gemessenen Werte lagen ca. $0,1 \text{ N/mm}^2$ unter diesen Rechenwerten.

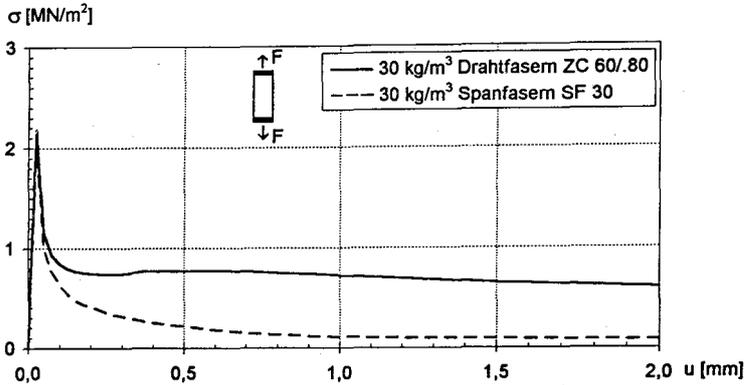


Bild 2.7: Spannungs - Wegdiagramm der weggeregelten zentrischen Zugversuche an 28 Tage alten Stahlfaserbetonprüfkörpern [47]

2.2.3 Biegezug

In der Praxis werden die Parameter für die Bemessung in der Regel am Biegezugversuch (s. Bild 2.8) ermittelt. Je nach Fasertyp und -menge ergeben sich unterschiedliche Last - Durchbiegungslinien. Die Mittelwerte, der bei den eigenen Versuchen [47] ermittelten Kurven, sind in Bild 2.9 dargestellt.

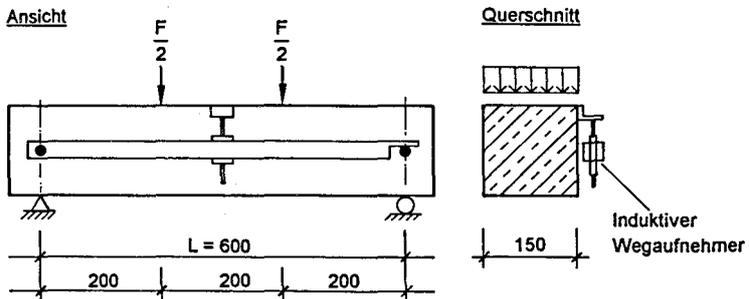


Bild 2.8: Standardisierter Biegezugversuch

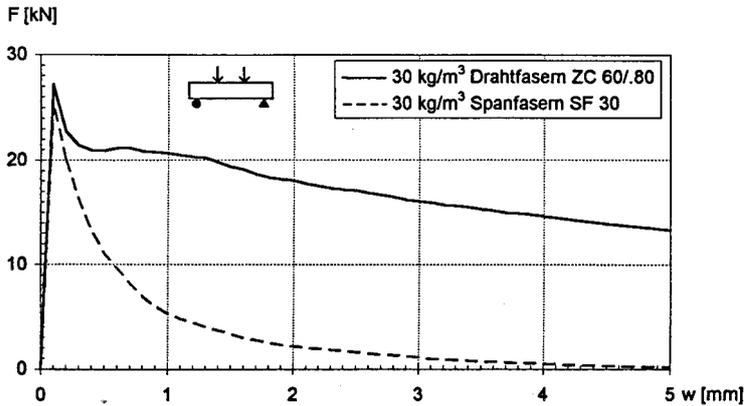


Bild 2.9: Kraft - Durchbiegungsdiagramm der weggeregelten Biegezugversuche an 28 Tage alten Stahlfaserbetonprüfkörpern [47]

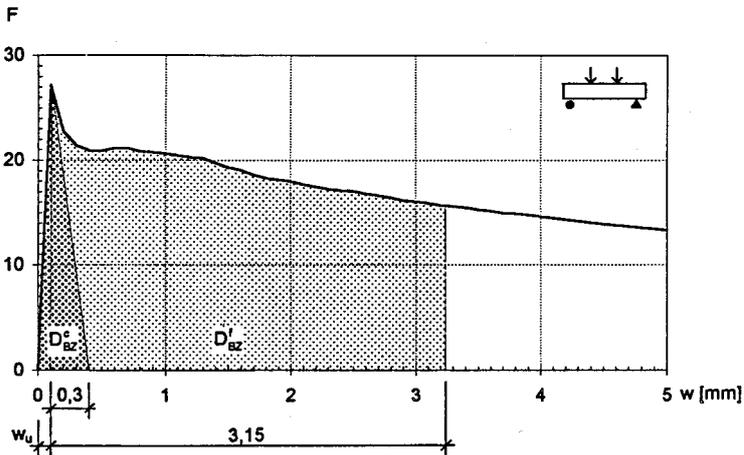


Bild 2.10: Ermittlung der äquivalenten Biegezugfestigkeit am Standardbiegebalken

Das Nachrißverhalten des Stahlfaserbetons wird durch die Berechnung einer äquivalenten Biegezugfestigkeit $\hat{f}_{ct,fl}$ beschrieben. Sie berücksichtigt das Arbeitsvermögen D_{BZ} des Stahlfaserbetons. Als Arbeitsvermögen wird das Integral unter der Last - Durchbiegungskurve des Biegezugversuchs bezeichnet (s. Bild 2.10). Die äquivalente Biegezugfestigkeit berechnet sich folgendermaßen:

$$\ddot{a} \text{quf}_{\alpha, \eta} = \frac{300 \text{ mm}}{b \cdot h^2} \cdot \left(1 - \frac{200 \text{ mm}}{L} \right) \cdot D_{\text{BZ}}^f \quad (2.8)$$

D_{BZ} Arbeitsvermögen des Stahlfaserbetons

D_{BZ}^c Arbeitsvermögen des Betons

D_{BZ}^f Arbeitsvermögen auf Grund der Faserwirkung im Riß

Rechenwerte für die äquivalente Biegezugfestigkeit werden ebenfalls in [24] angegeben. Die bei den eigenen Versuchen ermittelten Werte liegen über diesen Rechenwerten.

2.3 Hydraulisch gebundene Tragschicht

Hydraulisch gebundene Tragschichten (HGT) bestehen aus natürlichen oder künstlichen Mineralstoffen und einem Bindemittel. Der Bindemittelgehalt beträgt mindestens 3,0 Gew.%. Als Bindemittel werden Zement oder hochhydraulischer Kalk verwendet. Die HGT wird in der Regel im Werk gemischt, mit einem Straßenfertiger eingebaut und mit einer Walze oder bei kleinen Flächen mit einem Flächenrüttler verdichtet.

Unter Betondecken soll gemäß ZTVT [57] die Druckfestigkeit der HGT nach 28 Tagen zwischen 9 MN/m² und 12 MN/m² betragen. Bei den eigenen Versuchen [46] wurde die Druckfestigkeit an Bohrkernen bestimmt. Sie betrug im Alter von 6 Monaten zwischen 9 MN/m² und 15 MN/m². Die Streuung der Festigkeiten verschiedener Probenentnahmestellen war sehr groß.

3 Zwang erzeugende Einwirkungen

3.1 Hydratationswärme

Die durch die Hydratation des Zements freigesetzte Wärmeenergie kann im erhärtenden Beton große Verformungen verursachen, die besonders bei verformungsbehinderten Betonbauteilen zu großen Spannungen und zu einer frühen Rißbildung führen können. Wesentliche Faktoren für die Rißbildung sind hierbei die Größe und die zeitliche Funktion der Abkühlung nach der maximalen Wärmeentwicklung sowie die zeitliche Entwicklung der Zugfestigkeit. Diese Parameter können durch beton-technologische und ausführungstechnische Maßnahmen beeinflusst werden. In Bild 3.1 sind qualitativ die zeitliche Entwicklung der Zwangsspannung infolge Hydratationswärme sowie der Zugfestigkeit aufgetragen. Überschreitet die Zwangsspannung die Betonzugfestigkeit, kommt es zur Rißbildung. Die Zwangsspannung wird durch die Rißbildung teilweise abgebaut. Hierauf wird in Abs. 8 noch detaillierter eingegangen.

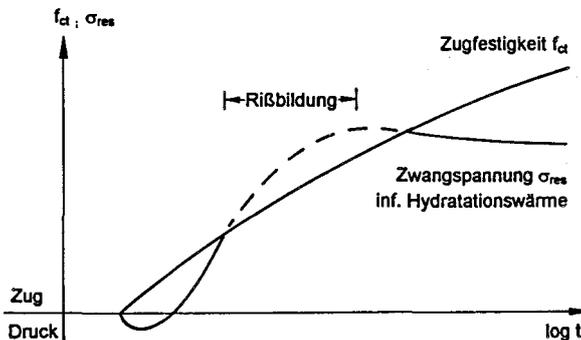


Bild 3.1: Zeitliche Entwicklung der Zwangsspannung infolge Hydratationswärme sowie der Zugfestigkeit

Eine realistische Einschätzung der Rißgefahr infolge abfließender Hydratationswärme kann über den Weg einer Spannungsberechnung erfolgen, bei der die thermischen Randbedingungen und Zwangssituationen im Bauwerk berücksichtigt werden. Wesentliche Bausteine für eine solche Berechnung wurden von *Rostásy / Onken* [42] entwickelt.

Die Hydratationswärme eines Betons entsteht durch die Reaktion der Klinkerminerale des Zements mit dem Wasser. Die Grundlagen wurden 1989 von Taylor [51] ausführlich dargestellt. Übliche Verfahren zur Bestimmung der zeitabhängigen Hydratationswärme sind die isotherme und adiabatische Kalorimetrie. Einen Überblick über die Verfahren geben [4], [26] und [35]. Bild 3.2 zeigt exemplarisch adiabatisch ermittelte Temperaturkurven bei unterschiedlichen Frischbetontemperaturen.

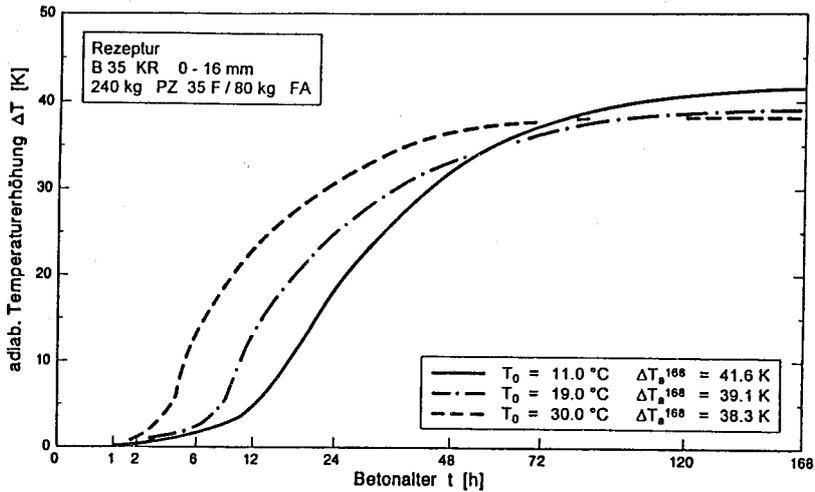


Bild 3.2: Adiabatische Temperaturkurven für unterschiedliche Frischbetontemperaturen in Abhängigkeit vom Betonalter aus [42]

Die Hydratationswärmeentwicklung wird vorwiegend durch die folgenden Parameter beeinflusst:

- Chemische Zusammensetzung des Betons
- Mahlfineinheit des Zements
- Wasserzementwert
- Frischbetontemperatur
- Menge und Art der Zusatzstoffe und Zusatzmittel

Für weitere Details wird auf die schon oben angesprochenen Veröffentlichungen verwiesen.

3.2 Witterungsbedingte Temperaturen

3.2.1 Allgemeines

Aus wechselnden Temperaturen resultieren Verformungen der Betonbauteile. Besonders betroffen sind Bauteile im Freien, die der Witterung ausgesetzt und damit den täglichen und jährlichen Temperaturschwankungen unterworfen sind. Neben den Temperaturschwankungen resultieren unterschiedliche Temperaturverteilungen im Bauteilquerschnitt. Eine typische Temperaturverteilung in einer Betonbodenplatte ist in Bild 3.3 dargestellt. Diese kann in die folgenden vier Anteile zerlegt werden:

- T_0 Bezugstemperatur
- T_M konstanter Temperaturanteil
- T_G linearer Temperaturanteil
- T_E nichtlinearer Temperaturanteil

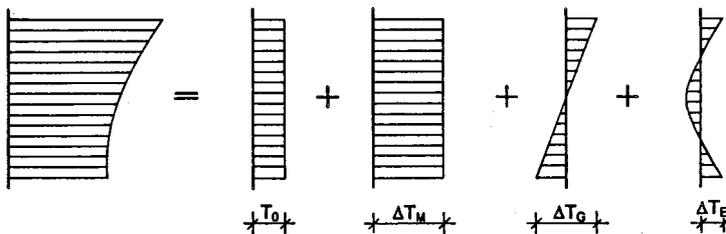


Bild 3.3: Temperaturverteilung in einer Bodenplatte

Aus der Temperaturdifferenz zur Bezugstemperatur T_0 kann mit Hilfe des Temperaturexpansionskoeffizienten α_T eine temperaturbedingte freie Dehnung ε_0 ermittelt werden.

$$\varepsilon_0 = \Delta T \cdot \alpha_T \quad (3.1)$$

Aus einer gleichmäßigen Erwärmung bzw. Abkühlung des Bauteils um ΔT_M resultiert eine Verlängerung bzw. Verkürzung, bei deren Behinderung zentrische Druck- bzw. Zugspannungen entstehen. Bei absoluter Verformungsbehinderung führt eine Abkühlung um $\Delta T = -10$ K bereits zu einer Rißbildung. Der lineare Temperaturanteil ΔT_G bewirkt eine Verkrümmung, bei deren Behinderung Biegespannungen entstehen. Der nichtlinear verlaufende Temperaturanteil ΔT_E führt zu Eigenspannungen innerhalb des Bauteils. Der Spannungsverlauf entspricht dem in Bild 3.3 dargestellten Temperaturverlauf.

3.2.2 Meteorologische Daten

Für eine Berechnung der Bauteiltemperaturen werden die zeitlichen Verläufe der Lufttemperatur sowie der Sonnen- und Himmelsstrahlung benötigt. Eine umfangreiche Zusammenstellung von Klimadaten ist in DIN 4710 [18] und in den Berichten des Deutschen Wetterdienstes [12], [13], [14], [15] zu finden. Die mittlere stündliche Lufttemperatur an sonnigen Tagen (größte Tag - Nachtdifferenz) kann der Tabelle 4 der DIN 4710 entnommen werden. Die Werte sind in Bild 3.4 dargestellt.

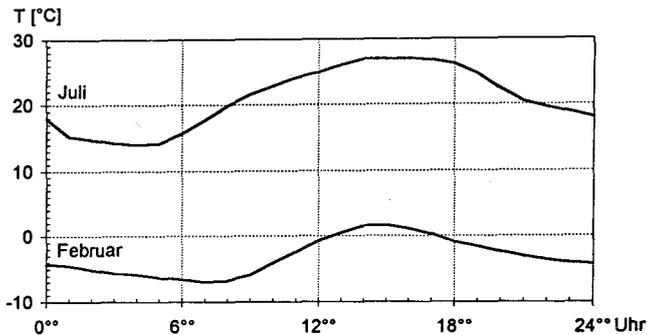


Bild 3.4: Mittlere stündliche Lufttemperatur an sonnigen Tagen nach DIN 4710 [18]

Aus diesen Werten ergibt sich die Tagesmitteltemperatur an sonnigen Tagen im Februar zu -3 °C und im Juli zu $+21\text{ °C}$. Beim Vergleich mit Werten langjähriger Beobachtungen verschiedener deutscher Wetterstationen wird deutlich, daß die beobachteten Extremwerte (s. unterstrichene Werte in Bild 3.5) größer sind. Bild 3.5 zeigt von vier Städten unterschiedlicher Klimaregionen die Häufigkeiten, mit denen die Tagesminima, -mittel und -maxima unterschritten wurden. Die Tagesmitteltemperaturen der DIN 4710 entsprechen den 5 % bzw. den 95 % Fraktilwerten der Beobachtungen aus Karlsruhe. Die Tagesmitteltemperatur im Winter von $T_m = -3\text{ °C}$ wurde in München an über 10 % der Beobachtungstage unterschritten. Aus diesem Grund wird für die weiteren Berechnungen mit einer um -15 K verschobenen Temperaturganglinie für den Winter gerechnet. Die sich daraus ergebene Tagesmitteltemperatur von $T_m = -18\text{ °C}$ wurde in München nur fünfmal in dreißig Jahren unterschritten. Die maximale Differenz zwischen Winter und Sommer von 39 K deckt 99 % der beobachteten Differenzwerte ab.

Die Differenz zwischen maximaler und minimaler Tagestemperatur nach Bild 3.4 beträgt im Juli 13 K und wird durch die Beobachtungswerte bestätigt.

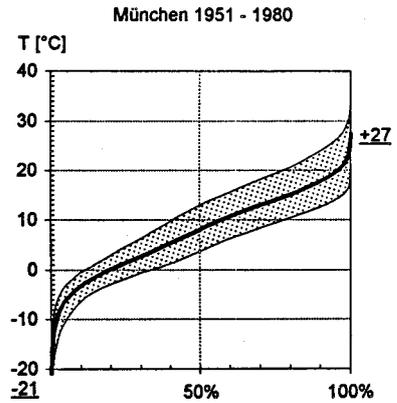
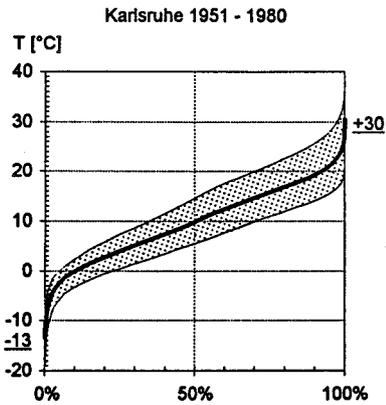
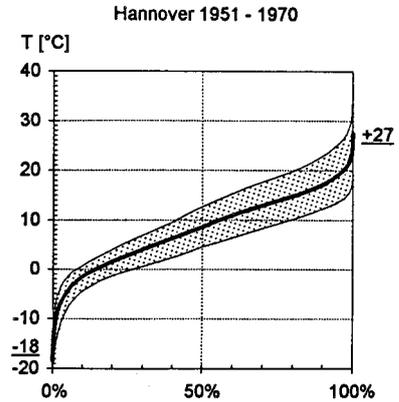
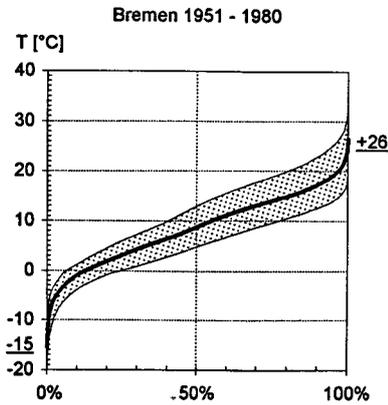


Bild 3.5: Häufigkeiten mit denen die Temperaturtagesminima, -mittel und -maxima unterschritten wurden

Die Tabelle 7.2 der DIN 4710 enthält Rechenwerte für Sonnen- und Himmelsstrahlung bei „Reiner Atmosphäre“ (geringste Trübung, größte Strahlung) die in Bild 3.6 dargestellt sind. Die negativen Werte der Nacht resultieren aus der Wärmeabstrahlung der Betonoberfläche in die Atmosphäre.

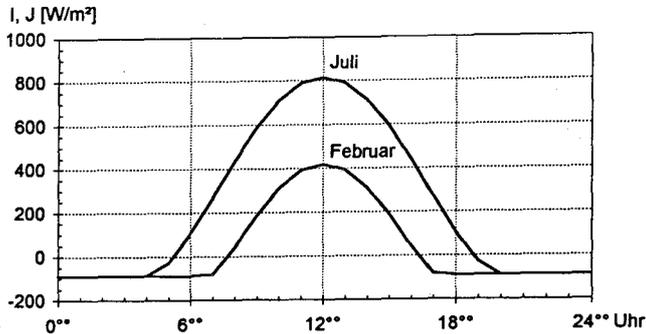


Bild 3.6: Rechenwerte für Sonnen- und Himmelsstrahlung auf eine horizontale Fläche bei „Reiner Atmosphäre“ nach DIN 4710 [18]

3.2.3 Berechnung der Temperatureinwirkungen

Mit Hilfe der im letzten Abschnitt ermittelten Daten der Lufttemperatur, Sonnen- und Himmelsstrahlung und den Rechengesetzen für Wärmeleitung und Wärmestrahlung werden die Temperatureinwirkungen für Betonbodenplatten verschiedener Dicken berechnet. Die Baustoffkennwerte werden entsprechend der Tabelle 3.1 angesetzt.

Tabelle 3.1: Bei den Berechnungen angesetzte Baustoffkennwerte

	Beton	Naturfeuchter Sand
Rohdichte δ	2 500 kg/m ³	1 900 kg/m ³
Wärmeleitzahl λ_R	2,03 W/mK	1,40 W/mK
Spez. Wärmekapazität c	0,287 Wh/kgK	0,230 Wh/kgK

Der Wärmefluß innerhalb der Bodenplatten und im Boden wurde mit dem FEM-Programm *FIRES-T* berechnet. Für die Eingabedaten mußten die Strahlung und die Lufttemperatur zu einer Größe zusammengefaßt werden, die in den folgenden Gleichungen hergeleitet wird.

Die Gleichung für den Wärmefluß q_0 lautet:

$$q_0 = \alpha_K \cdot (T_L - T_O) + a \cdot I - J \quad (3.2)$$

α_K Wärmeübergangskoeffizient; $\alpha_K = 13 \text{ W/m}^2\text{K}$

T_L Lufttemperatur

T_O Oberflächentemperatur

a Absorptionszahl Beton; $a = 0,65$

I Einstrahlung

J Abstrahlung; $J = 90 \text{ W/m}^2$ (horizontale Fläche)

Die Gleichung kann folgendermaßen umgeformt werden:

$$q_0 = \alpha_K \cdot \left(\left(T_L + \frac{a \cdot I - J}{\alpha_K} \right) - T_O \right) \quad (3.3)$$

Der Term

$$T_L + \frac{a \cdot I - J}{\alpha_K} \quad (3.4)$$

wird im folgenden mit „Strahlungstemperatur“ bezeichnet und faßt Lufttemperatur und Strahlung zusammen.

In Bild 3.7 sind die Tagesverteilungen der Lufttemperatur (gestrichelt) und der „Strahlungstemperatur“ (durchgezogen) für den Februar und Juli dargestellt. Im Juli beträgt der Temperaturanteil aus Strahlung bis zu 40 K und ist somit sehr viel größer als die Lufttemperaturschwankung. Die Sonnenstrahlung hat einen wesentlichen Einfluß auf die Temperaturen im Betonbauteil.

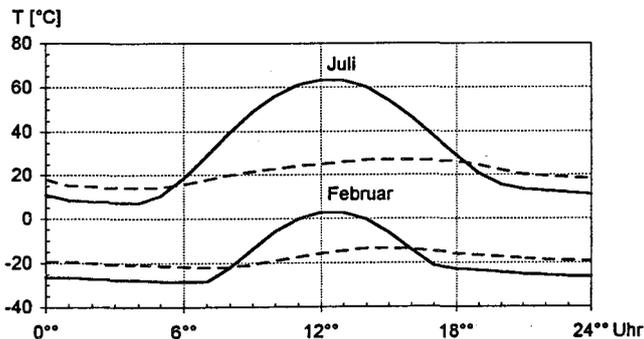


Bild 3.7: Tagesverteilung der Luft- und „Strahlungstemperatur“

Die Ergebnisse der FEM-Berechnungen lassen sich auf unterschiedliche Weise darstellen. Bild 3.8 zeigt die Tagestemperaturverläufe einer 60 cm dicken Bodenplatte im Juli in unterschiedlichen Tiefen.

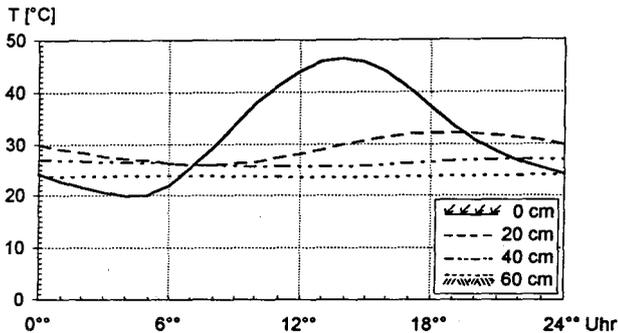


Bild 3.8: Tagestemperaturverläufe in einer 60 cm dicken Bodenplatte im Juli an der Oberfläche und in 20 cm, 40 cm und 60 cm Tiefe.

In Bild 3.9 sind für eine 20 cm und eine 60 cm dicke Bodenplatte die Temperaturverteilungen über den Querschnitt für den Zeitpunkt der maximalen und minimalen Oberflächentemperatur aufgetragen. Hieraus können die Anteile T_0 , ΔT_M , ΔT_G und ΔT_E (vgl. Bild 3.3) ermittelt werden.

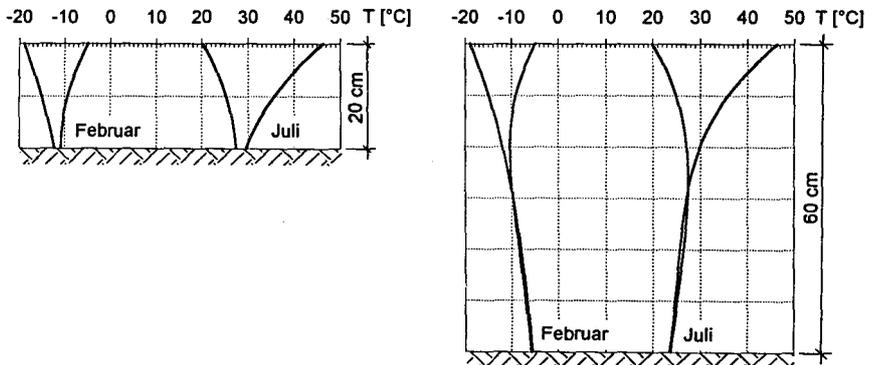


Bild 3.9: Temperaturverteilungen über den Querschnitt bei maximaler und minimaler Oberflächentemperatur

Zwischen der Temperaturverteilung in der 20 cm dicken Platte und den obersten 20 cm der 60 cm dicken Platte besteht nur ein minimaler Unterschied. Aus diesem Grund können die Temperatureinwirkungen für beliebig dicke Platten aus einem Diagramm ermittelt werden. Details werden im folgenden Abs. 3.2.4 erläutert. Die Auswirkungen der täglichen Temperaturschwankungen reichen bis in eine Tiefe von ca. 30 cm. In tieferen Zonen sind die Temperaturen über den Tag annähernd konstant.

3.2.4 Ansatz für die Temperatureinwirkungen

Die Temperatureinwirkungen für Betonbodenplatten können graphisch aus Bild 3.10 ermittelt oder der Tabelle 3.2 entnommen werden. Das Bild zeigt die Temperaturverteilung über den Querschnitt für die extremen Temperatureinwirkungen „Winter morgens, Winter mittags, Sommer morgens und Sommer mittags“. Dieses Diagramm kann auch bei mehrschichtigen Konstruktionen (z. B. Bodenplatten auf HGT) angewendet werden.

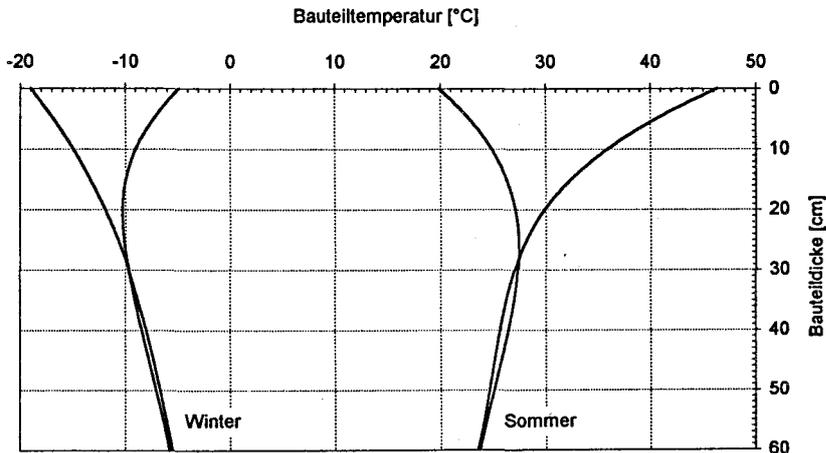


Bild 3.10: Diagramm zur Bestimmung der Temperatureinwirkungen bei Betonbodenplatten

Im Bild 3.11 wird die graphische Auswertung am Beispiel einer 25 cm dicken Platte für die Temperatureinwirkung „Sommer mittags“ erläutert. Die vorhandene Bauteildicke wird von der Oberkante aus abgetragen. Danach wird eine Ausgleichsgerade so eingezeichnet, so daß die Summe der Flächen zwischen der Ausgleichsgeraden und der Temperaturkurve zu Null wird. Jetzt können die konstanten (ΔT_M), linearen (ΔT_G) und nichtlinearen (ΔT_E) Temperaturanteile abgelesen werden.

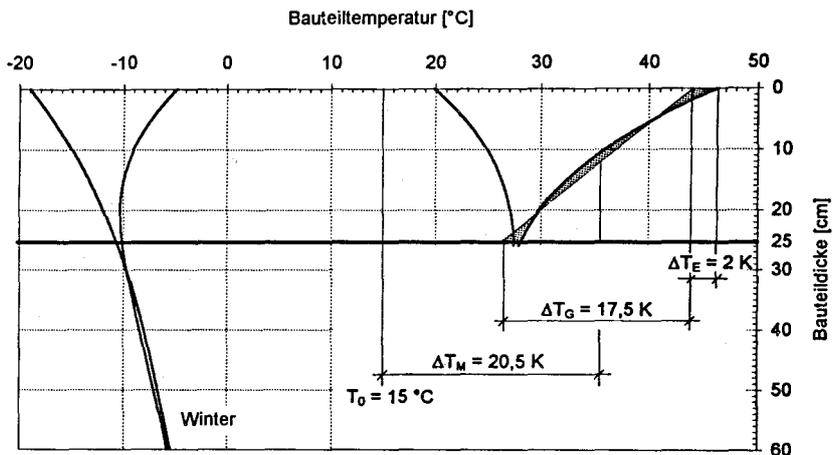


Bild 3.11: Auswertung des Diagramms zur Bestimmung der Temperatureinwirkungen (s. Bild 3.10) für eine 25 cm dicke Bodenplatte mittags im Sommer

Das Diagramm zur Bestimmung der Temperatureinwirkungen wurde in die DAfStb-Richtlinie für Betonbau beim Umgang mit wassergefährdenden Stoffen [9] übernommen. Es ist dort in Bild 1-2 dargestellt und im Anhang erläutert.

Alternativ zur graphischen Methode können die Temperaturanteile ΔT_M , ΔT_G und ΔT_E auch der Tabelle 3.2 entnommen werden. Diese Werte basieren auf einer Bezugs-temperatur von $T_0 = +10^{\circ}\text{C}$. Abweichungen der Tabellenwerte von denen der graphisch ermittelten resultieren aus der Tatsache, daß die Minima und Maxima der einzelnen Anteile zu unterschiedlichen Zeitpunkten auftreten.

Tabelle 3.2: Minima und Maxima der Temperaturanteile ΔT_M , ΔT_G und ΔT_E für Betonbodenplatten unterschiedlicher Dicke ($T_0 = +10 \text{ }^\circ\text{C}$)

	h [cm]	ΔT_M [K]	ΔT_G [K]	ΔT_E [K]
Sommer morgens	20	+14	-7	-1
	40	+16	-6	-3
	60	+15	-3	-5
Sommer mittags	20	+27	+18	+2
	40	+23	+19	+6
	60	+20	+19	+8
Winter morgens	20	-26	-7	-1
	40	-23	-11	-1
	60	-21	-13	-2
Winter mittags	20	-18	+6	+2
	40	-19	+3	+4
	60	-18	-2	+5

3.2.5 Vergleich der Versuchsergebnisse mit dem Ansatz

Die folgenden zwei Bilder zeigen die bei den eigenen Versuchen [46], [48] gemessenen Temperaturverteilungen an extrem heißen und extrem kalten Tagen im Vergleich zu den berechneten Werten (s. Bild 3.10). Die Meßwerte liegen innerhalb der Rechenwerte. Die bei der Rechnung angesetzten extremen Klimawerte wurden in den Versuchsjahren nicht erreicht. Die Temperaturanteile ΔT_G und ΔT_E bei den minimalen und maximalen Temperaturen stimmen gut mit den Rechenwerten überein. Die Temperaturgradienten ΔT_G bei den Kurven „Winter mittags“ und „Sommer morgens“ sind geringer als die berechneten.

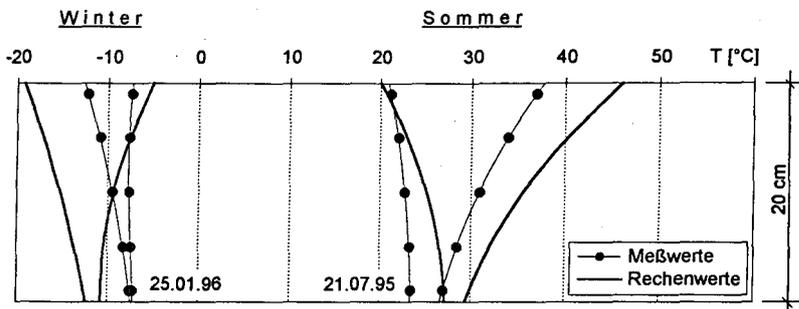


Bild 3.12: Meß- und Rechenwerte der Temperaturverteilung über den Querschnitt einer 20 cm dicken Bodenplatte (FUBO 2.3) [46]

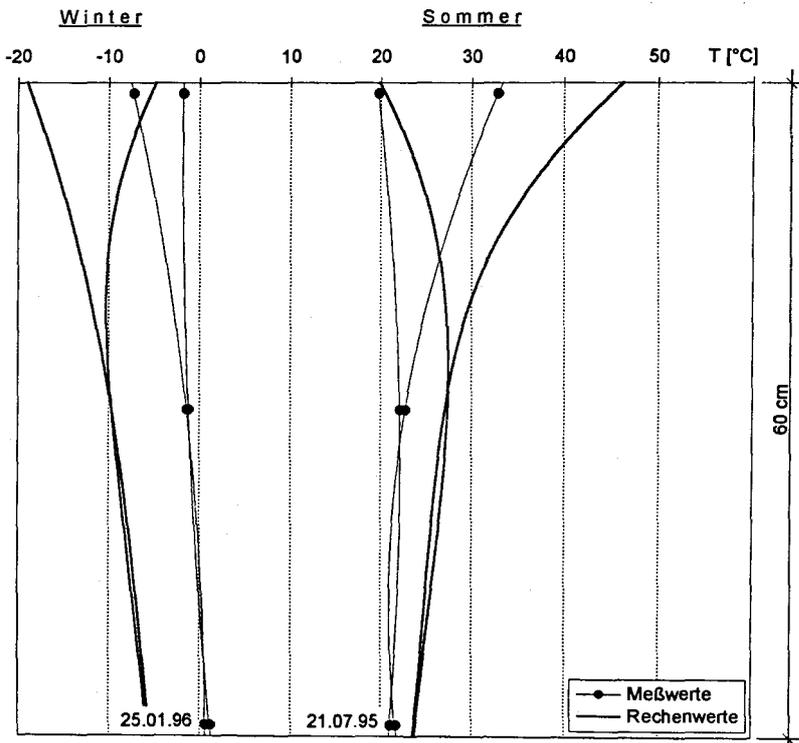


Bild 3.13: Meß- und Rechenwerte der Temperaturverteilung über den Querschnitt einer 60 cm dicken Bodenplatte (FUWI 3) [48]

3.3 Schwinden

3.3.1 Allgemeines

Beton gibt Feuchte an seine Umgebung ab und trocknet aus. Mit dieser Trocknung ist eine Volumenabnahme, das Schwinden, verbunden. Auf das frühe plastische Schwinden des jungen Betons während des Erstarrens und des Anfangsstadiums der Erhärtung wird an dieser Stelle nicht eingegangen, da es durch eine ausreichend lange und intensive Nachbehandlung minimiert werden kann und für die Praxis nur eine geringe Rolle spielt.

Das Schwinden des Betons ist ein sehr langsam ablaufender Prozeß. Je nach Bauteildicke wird erst nach Jahren bzw. Jahrzehnten das Endschwindmaß erreicht. Bei Bauteilen im Freien kommt dieser Prozeß nie vollständig zur Ruhe, denn infolge von Niederschlägen kommt es zum Quellen und anschließend wieder zum Schwinden der Betonbauteile.

Durch die Austrocknung der Bauteile von außen nach innen entsteht während des Austrocknungsprozesses ein ungleicher Feuchtegehalt über den Querschnitt, der von innen nach außen abnimmt. Die Folge ist eine Dehnungsverteilung ähnlich wie die in Bild 3.3 dargestellte Temperaturverteilung. Es entstehen Zugspannungen an der Oberfläche und Druckspannungen im Kern. Infolge Relaxation des Betons (s. Abs. 5.1) werden die Spannungen teilweise abgebaut.

Die Größe der Schwindverformung ist von der relativen Luftfeuchtigkeit, die zeitliche Entwicklung von der wirksamen Dicke der Bauteile abhängig. Bei frei bewitterten Bodenplatten haben Dauer und Verteilung der Niederschläge sowie die Verdunstung (Windgeschwindigkeit, Strahlung, Lufttemperatur) einen größeren Einfluß auf das Schwinden.

3.3.2 Meteorologische Daten

Die relative Luftfeuchtigkeit schwankt zwischen 20 % und 100 % und beträgt im langfristigen Mittel ca. 75 %, wobei Luftfechtigkeiten von unter 50 % nur selten auftreten. Die Monatsmittel für Hannover sind in Bild 3.14 dargestellt.

Im Mittel treten jährlich 117 Regentage mit mehr als 0,3 mm Niederschlag auf, die sich relativ gleichmäßig über die Monate des Jahres verteilen (s. Bild 3.14). In einzelnen Jahren kommt es jedoch zu großen Abweichungen; so hatte der Juni 1994 z. B. nur 3 Regentage.

Für Karlsruhe ist die Länge der Trockenperioden (Tagesniederschlag $< 0,3$ mm) vom Deutschen Wetterdienst [15] statistisch ausgewertet worden. Dort wurden zehnmal in 100 Jahren eine Periodenlänge von 28 Tagen, fünfmal von 33 Tagen und einmal von 45 Tagen erreicht oder überschritten.

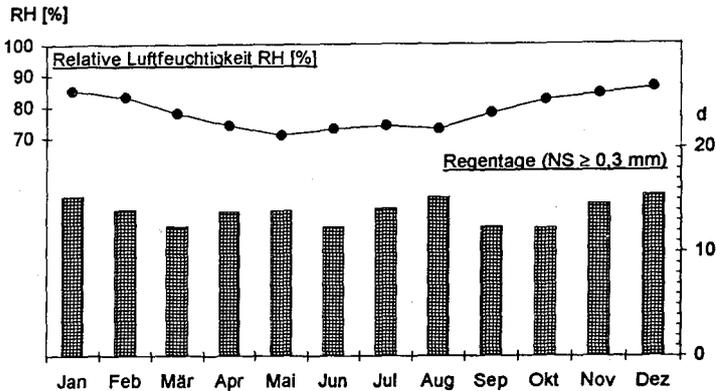


Bild 3.14: Monatsmittel der Luftfeuchtigkeit und mittlere Anzahl von Tagen mit mehr als 0,3 mm Niederschlag; Hannover 1951 - 1970

3.3.3 Überdachte Betonbodenplatten

Verfahren zur Berechnung der Schwinddehnungen von Betonbodenplatten, die nicht dem Regen ausgesetzt sind, können der DIN 4227 [17] und dem EC 2 [22] Anhang A1 entnommen werden. Das Verfahren des EC 2 ist identisch mit dem des MC 90 [5]. Die Gleichungen wurden in [6] hergeleitet und mit Versuchsergebnissen belegt. Eine statistische Auswertung zeigt, daß der mittlere Variationskoeffizient dieser Vorhersage ca. 33 % beträgt. Die Abschätzung der Schwindverformungen ist somit relativ grob.

Bild 3.15 zeigt die nach EC 2 berechneten Schwinddehnungen für eine 20 cm und eine 60 cm dicke Bodenplatte. Für die Rechnung wurde ein Beton mit normal erhärtendem Zement und einer mittleren Betondruckfestigkeit von $f_{cm} = 40 \text{ MN/m}^2$ zugrunde gelegt. Für Bodenplatten in Innenräumen wurde die relative Luftfeuchtigkeit zu 50 %, für offene überdachte Flächen zu 70 % angenommen. Der Unterschied im Schwindmaß ist beträchtlich.

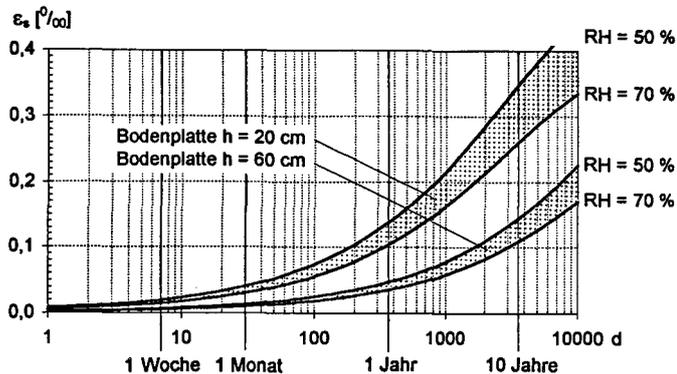


Bild 3.15: Schwinddehnungen unterschiedlich dicker Bodenplatten bei 50 % und 70 % relativer Luftfeuchte nach EC 2 [22] Anhang A1

3.3.4 Frei bewitterte Bodenplatten

Für frei bewitterte Bodenplatten ist der im vorhergehenden Abschnitt vorgestellte Rechenansatz zur Abschätzung des Schwindmaßes nicht geeignet. Hier ist es notwendig, die Dauer und Intensität von Niederschlägen und Trockenperioden mit in die Abschätzung einzubeziehen.

Besonders deutlich werden die Zusammenhänge zwischen Schwinddehnungen und Niederschlägen bzw. Verdunstung bei den Ergebnissen der Versuchsserie *FUBO 2* [46]. Bild 3.16 zeigt im oberen Teil die an den Versuchskörpern gemessenen Schwinddehnungen, darunter die Tages- und Monatsmittel der relativen Luftfeuchtigkeit und im unteren Teil des Bildes die Summenkurve der Differenz von Niederschlag NS und Verdunstung VD (Verdunstung nach *Haude* [12]).

In der ersten Woche nach der Betonage ist ein leichtes Quellen des Betons zu beobachten. Dies resultiert aus der guten Nachbehandlung (Abdecken mit Folie), die ein Austrocknen des Betons verhindert hat. In den anschließenden drei Sommermonaten sind relativ große Schwindverkürzungen zu beobachten. Das Schwinden wird immer wieder von Quellprozessen unterbrochen, die aus den Regenschauern resultieren. Mit beginnenden längeren Niederschlägen in der zweiten Augushälfte kommt es zu einem intensiven Quellprozeß. Während der Herbst- und Wintermonate sind kaum noch Schwindverformungen zu beobachten.

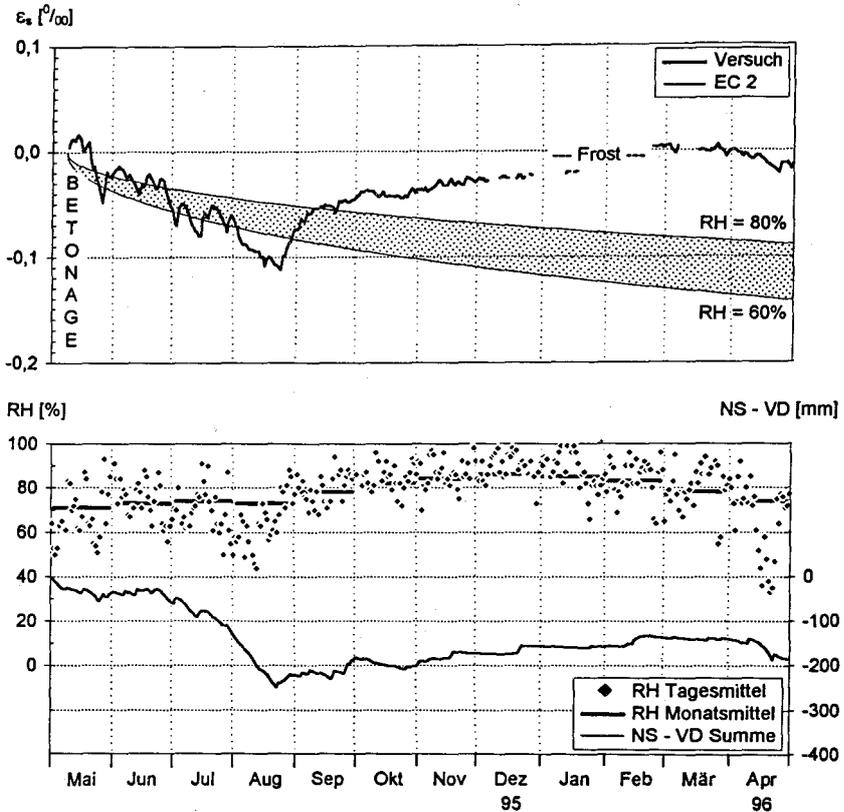


Bild 3.16: Bei den Versuchen *FUBO 2* [46] gemessene Schwinddehnungen ϵ_s , relative Luftfeuchtigkeit RH und Summenkurve der Differenz von Niederschlag und Verdunstung

Das dargestellte Versuchsintervall war sehr trocken. Im langjährigen Mittel ist der Jahresniederschlag ca. 75 mm höher als die Verdunstung und nicht, wie in dieser Versuchsperiode 185 mm geringer. Bemerkenswert ist die Ähnlichkeit der Summenkurve der Differenz von Niederschlag und Verdunstung mit der beobachteten Schwinddehnungskurve. Die Kurvenausschläge stimmen zeitlich überein, sind aber von unterschiedlicher Intensität. Parallelen der beobachteten Schwinddehnung mit der relativen Luftfeuchtigkeit sind nicht festzustellen. Der Vergleich der gemessenen mit den nach EC 2 berechneten Schwinddehnungen zeigt ebenfalls keine Übereinstimmung.

Positiv war zu beobachten, daß die jahreszeitliche Erwärmungs- mit den Schwindphasen und die Abkühlungs- mit den Quellphasen zeitlich übereinander fielen, so daß sich die daraus resultierenden Verformungen teilweise ausglich.

Die Ergebnisse der Schwindmessungen an frei bewitterten Betonbodenplatten von *Weil / Bruy* [55] bestätigen die eigenen Beobachtungen. Auch sie konnten über vier Jahre hinweg kein Schwinden, außer einigen jahreszeitlichen Schwankungen, feststellen. Auf Grund dieser Erfahrungen ist bei Betonbodenplatten, die Niederschlägen ausgesetzt sind, die Annahme einer Schwinddehnung von maximal $0,1 \text{ ‰}$ ausreichend.

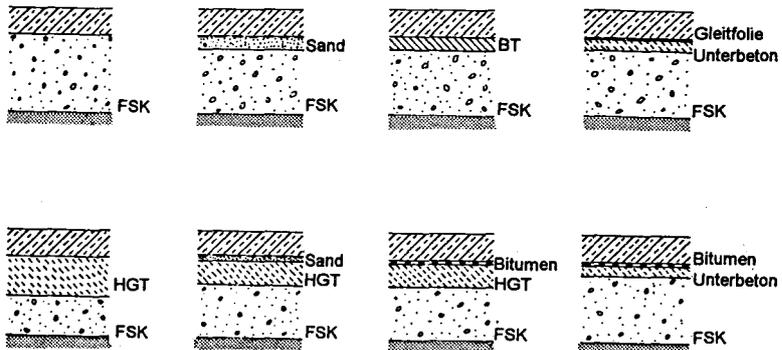
3.4 Setzungsdifferenzen

Neben den Einwirkungen aus Temperatur und Schwinden, aus denen vor allem horizontale Verformungen resultieren, können Bodenplatten zusätzlich durch unterschiedliche Setzungen (Verformungen in vertikaler Richtung) beansprucht werden. Aus den Setzungsdifferenzen des Baugrundes resultieren Biegezwangspannungen, auf die in dieser Arbeit nicht näher eingegangen wird. Sie sind von der Ausführungsqualität des Unterbaus abhängig und können durch einen ausreichend starken, gleichmäßig verdichteten Unterbau weitestgehend vermieden werden. Entstehen dennoch Risse infolge unterschiedlicher Setzungen, so sollte eine ausreichende Bewehrung zur Rißbreitenbegrenzung vorhanden sein (s. Abs. 8).

4 Verformungsbehindernde Randbedingungen

4.1 Allgemeines

Ausgehend von der Bauaufgabe und den abzutragenden vertikalen Lasten werden unterschiedliche Lagerungsbedingungen gewählt. Einige wesentliche Konstruktionen werden in Bild 4.1 vorgestellt. Prinzipiell kann zwischen der Lagerung auf Gleitfolie, bituminöser Gleitschicht, Sand bzw. Frostschutzkies und direkt auf hydraulisch gebundener Tragschicht (HGT) unterschieden werden. Soll die Verformungsbehinderung gering bleiben müssen grundsätzlich alle Verzahnungen mit dem Baugrund vermieden werden. Vertiefungen z. B. für Rinnen oder Gruben sollten im Bewegungsruhepunkt der Bodenplatten angeordnet werden.



HGT Hydraulisch gebundene Tragschicht
 FSK Frostschutzkies
 BT Bituminöse Tragschicht

Bild 4.1: Übersicht verschiedener Unterbauten von Betonbodenplatten

Bei allen Bodenplatten werden die Verformungen infolge Temperaturänderungen und Schwinden durch die Koppelung mit dem Baugrund bzw. durch die Reibung zwischen Platte und Baugrund teilweise behindert. Hieraus resultiert Zwang. Die Grundlagen werden in Bild 4.2 erläutert.

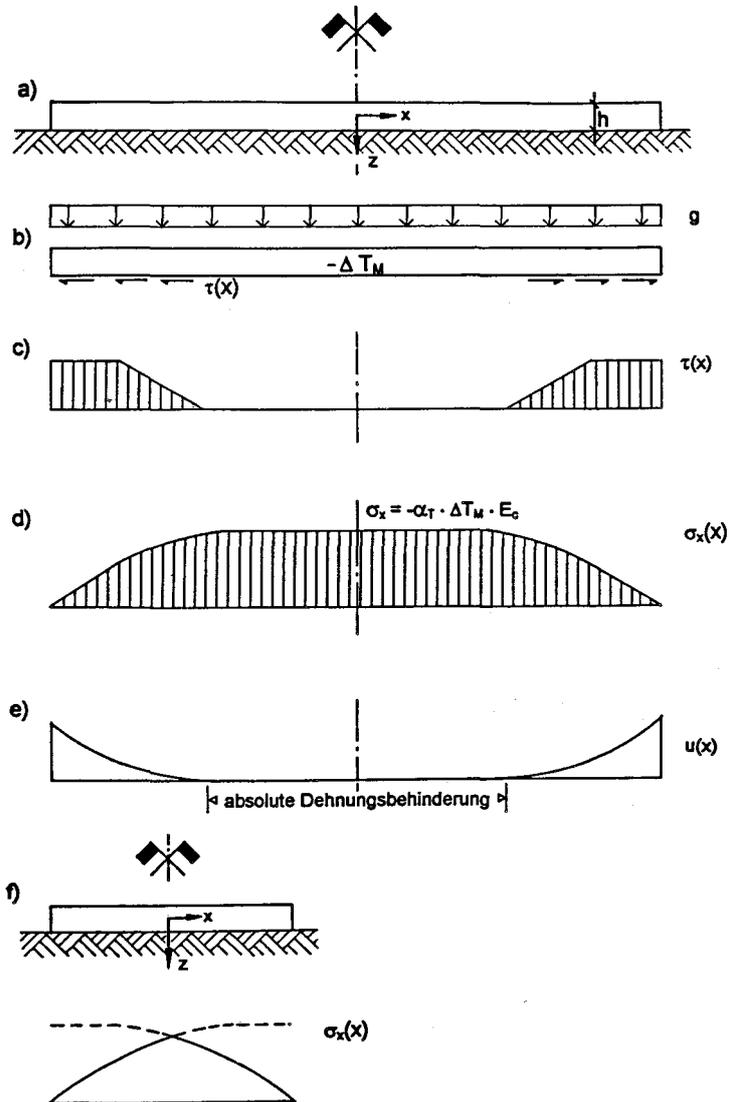


Bild 4.2: Zwang in einer Bodenplatte infolge behinderter Verformung

Bei einer Abkühlung der Bodenplatte um den Betrag $-\Delta T_M$ will sich diese um $\epsilon_0 = \alpha_T \cdot \Delta T_M$ verkürzen. Hieraus resultieren Scherspannungen $\tau(x)$ in der Kontaktfläche zwischen Baugrund und Bodenplatte (Bild 4.2b), deren Verteilung unter Punkt c)

qualitativ dargestellt ist. Die sich daraus ergebende Spannungsverteilung $\sigma_x(x)$ in der Bodenplatte ist unter Punkt d), die Relativverschiebung $u(x)$ zwischen Baugrund und Bodenplatte unter Punkt e) dargestellt. Im mittleren Bereich ohne Relativverschiebung baut sich die maximale Zwangsspannung $\sigma_x = -\alpha_T \cdot \Delta T_M \cdot E_c$ auf. Bei Überschreiten der Betonzugfestigkeit kommt es zur Rißbildung. Die Folge ist eine Reduzierung der Zwangsspannungen (s. Abs. 8). Bei kürzeren Plattenlängen, wie unter Punkt f) dargestellt, wird die maximale Zwangsspannung nicht erreicht. Dieser Fall ist in der Praxis die Regel.

Die Größe der Scherspannung $\tau(x)$ wird durch die Ausbildung der Kontakt- bzw. Gleitfläche zwischen Baugrund und Bodenplatte bestimmt. Die Scherspannung ist von folgenden Faktoren abhängig:

- Normalspannung σ_z in der Kontaktfläche
- Größe der Relativverschiebung
- Rauigkeit der Kontaktflächen
- Baugrundeigenschaften
- Geschwindigkeit der Relativverschiebung
- Temperatur in der Gleitschicht

Die beiden letzten Faktoren gelten nur für bituminöse Gleitschichten, bei denen der erste Faktor ohne Bedeutung ist.

4.2 Gleitfolien

Zur Verringerung der Verformungsbehinderung können Gleitschichten aus zweilagigen PE-Folien, beschichteten oder geschmierten Gleitfolien zwischen Bodenplatte und Unterbeton bzw. HGT angeordnet werden. Die Folien sollten eine Dicke von mindestens 0,3 mm haben.

Der Untergrund muß geglättet und frei von Unebenheiten sein. Lose Zuschlagskörner sind zu beseitigen. Rauhe Stellen oder gar Unebenheiten wie Fußabdrücke machen die Gleitfolien nutzlos. Relativbewegungen finden in diesem Fall zwischen Unterbeton und Boden statt (s. Abs. 4.4). Zum Schutz der Folien vor Beschädigung und zum Ausgleich kleiner, nicht zu vermeidender Unebenheiten, ist unter und über der Gleitfolie die Anordnung eines ausreichend dicken Vlieses notwendig.

Bei der Wahl von zwei Lagen PE-Folie als Gleitschicht sollte für die erste Verschiebung mit einem Haftreibungsbeiwert von $\mu_{r,0} = 0,75$ und für die wiederholte Verschiebung mit einem Gleitreibungsbeiwert von $\mu_r = 0,60$ gerechnet werden. Diese Werte basieren auf den Untersuchungen von Iványi [28] und wurden bei den eigenen Versuchen an 50 m langen Plattenstreifen *FUBO 1* [47] im ersten Versuchshalbjahr nicht überschritten. Diese Versuche ergaben jedoch nach längerer Zeit eine

deutliche Vergrößerung der Reibbeiwerte. Beim Versuchsabbau war zu erkennen, daß die Folien an den Stellen, an denen der Unterbeton Unebenheiten aufwies, zerstört waren. Die PE-Folien bei diesem Versuch waren nicht durch einen Vlies vor Beschädigungen geschützt.

Bei höher belasteten Bodenplatten mit Sohlspannungen $\sigma_z > 25 \text{ kN/m}^2$ sind Gleitschichten nur aus PE-Folie unwirksam, da die Reibung größer als der Sohlreibungskoeffizient des Baugrundes wird. Bei dünnen, wenig belasteten Platten kann für frühe Relativverschiebungen (z. B. infolge abfließender Hydratationswärme, Vorspannen) eine Gleitschicht aus zwei Lagen PE-Folie eingesetzt werden.

Bei den Gleitfolien, geschmiert oder beschichtet, werden die Reibbeiwerte der Herstellerangaben ($\mu_{fr} < 0,2$) bei praxisnahen Reibversuchen überschritten. Die von Iványi [28] untersuchten Gleitfolien ergaben bei glatter Kontaktfläche Reibbeiwerte zwischen $\mu_{fr} = 0,30$ und $0,55$. Dabei waren bei größeren Sohlspannungen die Reibbeiwerte etwas geringer. Bei dünnen Bodenplatten mit geringen Sohlspannungen ist der Klebwiderstand der Schmiermittel (z. B. Siliconfette) zu berücksichtigen.

Bei den eigenen Versuchen *FUBO 2* [46] wurde der Plattenstreifen 2.1 auf einer gefetteten Gleitfolie, die durch zwei Lagen Vlies geschützt war, betoniert. Bei dieser Konstruktion ergaben sich Reibbeiwerte zwischen $\mu_{fr} = 0,1$ und maximal $0,4$.

4.3 Bituminöse Gleitschichten

Viele Konstrukteure erhoffen sich durch den Einbau bituminöser Gleitschichten eine weitestgehende Reduzierung der Zwängungen infolge Temperatur- und Schwindwirkungen. Zu unterscheiden sind Bitumenschweißbahnen mit und ohne Trägerschicht sowie bituminöse Gußmassen. Die Bitumenschweißbahnen mit Trägerschicht zeigen nur ein begrenzt viskoelastisches Verhalten, da die Verformungen durch das Trägermaterial behindert werden. Für den Einsatz als Gleitschicht sollten daher nur Bitumenschweißbahnen ohne Trägermaterial oder bituminöse Gußmassen Verwendung finden. Es sind auch kunststoffmodifizierte Bitumenbahnen erhältlich, die ebenfalls als Gleitschichten eingesetzt werden können. Die Dicke bituminöser Gleitschichten sollte mindestens 5 mm betragen.

Die Scherspannung bituminöser Gleitschichten

- steigt proportional zur Bewegungsgeschwindigkeit
- verkleinert sich proportional zur Gleitschichtdicke
- steigt exponentiell mit abnehmender Temperatur
- steigt bis zu einem Grenzwert mit zunehmender Relativverschiebung

Entscheidend für die Größe der Scherspannung ist deren exponentielle Abhängig-

keit von der Temperatur. Sie muß für die kleinste in der bituminösen Gleitschicht auftretende Temperatur bestimmt werden. Diese Temperatur kann aus dem Bild 3.10 abgelesen werden.

Die Scherspannung τ berechnet sich auf der Grundlage des Viskositätsgesetzes von *Newton* zu:

$$\tau = \frac{\eta \cdot v}{h_{\text{bit}}} \quad (4.1)$$

- η Viskosität
- v Geschwindigkeit der Relativverschiebung
- h_{bit} Bitumendicke

Für die praktische Berechnung hat *Van der Poel* das in Bild 4.3 gezeigte Nomo-
gramm [52] entwickelt. Dort ist der Steifigkeitsmodul S des Bitumens in Abhängigkeit
von der Belastungsdauer t , der Temperatur T über T_{RuK} (Erweichungspunkt „Ring
und Kugel“) und dem Penetrationsindex P_i aufgetragen.

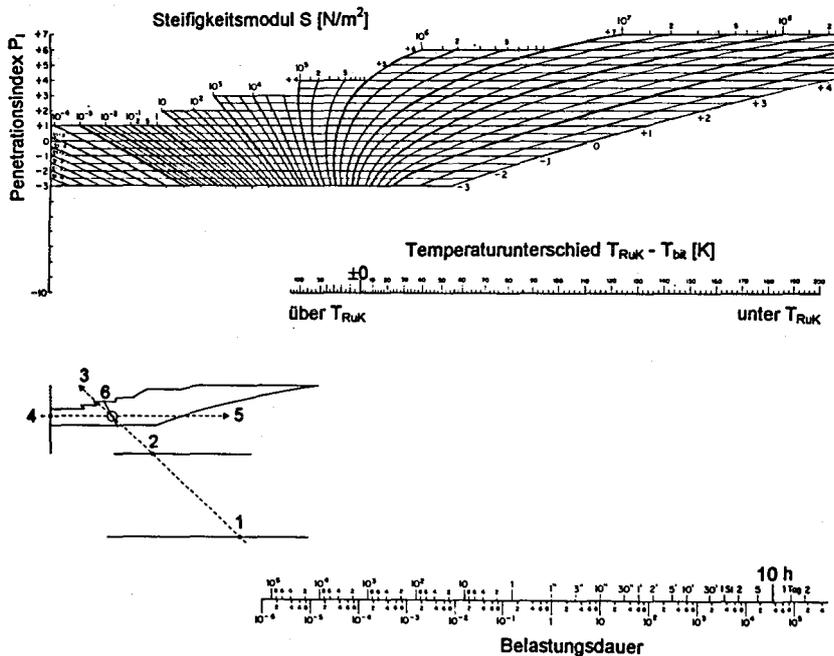


Bild 4.3: *Van der Poel* - Nomogramm [52]

Die Anwendung des Nomogrammes wird in [47] an einem Beispiel erläutert. Die Temperatur T_{RUK} und der Penetrationsindex P_i werden mittels genormter Versuche bestimmt und sind für Standardbitumen bekannt. Der Erweichungspunkt „Ring und Kugel“ nach DIN 52011 [20] gibt die Temperatur T_{RUK} an, bei der die Bitumenprobe bei einer definierten Erwärmung durch das Gewicht der Kugel eine bestimmte Verformung erfahren hat. Bei der Nadelpenetration nach DIN 52010 [19] wird die Einsinktiefe einer Nadel in das Bitumen bei einer Temperatur von 25 °C bestimmt.

Das Verhältnis von Viskosität η und Steifigkeitsmodul S wird von *Van der Poel* mit

$$S = \frac{3 \cdot \eta}{t} \quad (4.2)$$

angegeben. Aus den Gl. 4.1 und 4.2 ergibt sich die Scherspannung $\tau(x)$ zu:

$$\tau(x) = \frac{S \cdot u(x)}{3 \cdot h_{\text{bk}}} \quad (4.3)$$

S Bitumensteifigkeit
 $u(x)$ Relativverschiebung

Die Abhängigkeit der Scherspannung von der Temperatur kann mit der folgenden Gleichung abgeschätzt werden:

$$\tau(T) \approx \tau(T_0) \cdot 10^{-(T-T_0)/10} \quad (4.4)$$

T Temperatur der bituminösen Gleitschicht
 T_0 Bezugstemperatur

Mit der so ermittelten Scherspannung können die maximalen Zwangsspannungen in Bodenplatten auf bituminösen Gleitschichten ermittelt werden. Dabei ist in der Regel der Tagestemperaturwechsel im Winter maßgebend. Dieser kann dem Bild 3.10 oder der Tabelle 3.2 entnommen werden und beträgt für dünne Platten ca. 8 K. Die Abkühlung dauert ca. 10 h. Exemplarisch wurden die maximalen Zwangsspannungen für Bodenplatten auf einer 10 mm dicken Gleitschicht aus einem Bitumen B 45 berechnet. Dieses Bitumen ist relativ weich. Das Ergebnis der Berechnung ist in Bild 4.4 dargestellt.

Dieses Bild zeigt deutlich, daß bei frei bewitterten Bodenplatten mit Gleitschichttemperaturen von -10 °C, Bitumen als Gleitschicht nicht geeignet ist. Bei Bodenplatten in Innenräumen können die Verformungsbehinderungen durch den Einbau einer bituminösen Gleitschicht gering gehalten werden.

Es ist zu beachten, daß bei punktuell und dauernd einwirkenden Lasten (z. B. Regallager) das Bitumen durch den lokalen Druck nach außen getrieben werden kann, so daß sich die Gleitschichtdicke unter der Last verringert und zusätzliche Biege-

spannungen in der Bodenplatte auftreten. Bei Verkehrsbelastungen mit maximalen Belastungszeiten von wenigen Tagen kann dieser Effekt vernachlässigt werden. Detaillierte Untersuchungen zu diesem Thema werden in der Dissertation von Bösche [2] beschrieben.

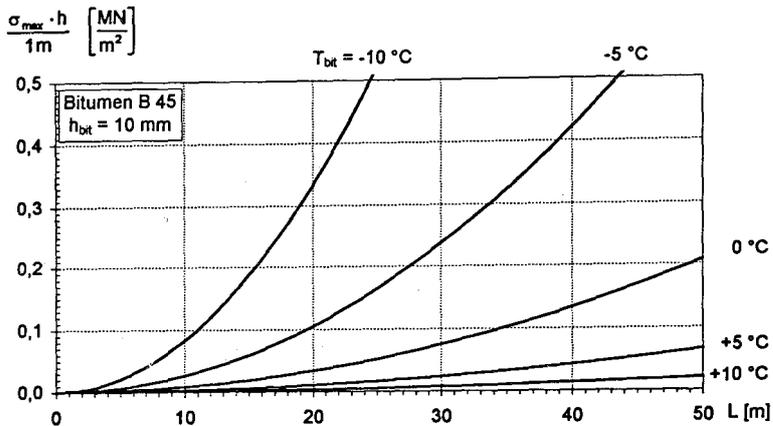


Bild 4.4: Zentrische Zwangspannung in einer Bodenplatte auf einer 10 mm dicken Gleitschicht aus Bitumen B 45 bei unterschiedlichen Bitumentemperaturen

4.4 Nichtbindige Böden ohne Gleitschicht

4.4.1 Ansätze zur Bestimmung der Scherspannung

Wird auf die Anordnung einer Gleitschicht verzichtet oder Sand als Gleitschicht eingebaut (z. B. unter Fertigteilplatten) findet die Relativverschiebung sowohl in der Kontaktfläche zwischen Sand und Bodenplatte als auch innerhalb des Sandes statt. Wird die Platte direkt auf den Sand betoniert sollte das Eindringen von Zementleim in den Sand z. B. durch eine Lage Folie verhindert werden. Die Qualität des Betons bleibt so gesichert und die Scherfestigkeit des Sandes wird nicht unnötig erhöht.

Scherkräfte in nichtbindigen Böden resultieren im wesentlichen aus Reibungskräften an den Kontaktstellen der Einzelkörner, aus Reibungskräften, die durch Verschiebung und Verdrehung der Einzelkörnern entstehen und den Kräften, die in der Scherzone bei dicht gelagerten Böden eine Auflockerung behindern (Dilatation).

Scherkraft - Verschiebungskurven verschiedener Böden werden im Grundbau mittels Scherversuchen nach *Casagrande* bestimmt. Bild 4.5 zeigt das Ergebnis eines Scherversuchs für einen dicht und einen locker gelagerten Sand. Auf dieser Grundlage wurden unterschiedliche Scherkraft - Verschiebungsfunktionen zur analytischen Behandlung der Sohlsreibung definiert.

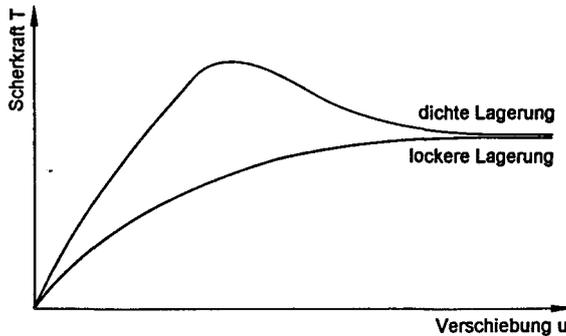


Bild 4.5: Scherkraft - Verschiebungsfunktion eines Scherversuches im direkten Schergerät

Koepke [31] erarbeitete 1961 einen Ansatz mit polygonartig definierten Scherspannungen, der 1980 von *Fedderson* [25] weiterentwickelt wurde (s. Bild 4.6). Durch die Unterteilung in mehrere Bereiche lassen sich durch Versuche bestimmte Scherkraft - Verschiebungsfunktionen sehr genau abbilden. Die Nachteile dieses Verfahrens liegen in der großen Anzahl der für die unterschiedlichen Bereiche zu bestimmenden Parameter und der durch die Diskontinuität bedingte sehr hohe Rechenaufwand.

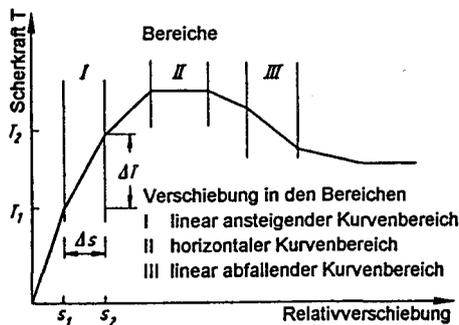


Bild 4.6: Polygonartige Scherkraft - Verschiebungskurve nach *Fedderson* [25]

Aufbauend auf Erkenntnissen von Versuchen verschiedener Verfasser und eigener Klein- und Großversuche leitet Kolb [32] die folgende kontinuierliche Scherspannungs- Verschiebungsfunktion her, die in Bild 4.7 graphisch dargestellt ist.

$$\tau(u) = \frac{\frac{u}{d_v} + \left(1 - \frac{\sqrt{D}}{4}\right) \cdot \left(\frac{u}{d_v}\right)^2}{\left(\frac{u}{d_v}\right)^2 + \frac{1}{\sqrt{D}}} \cdot \sigma_z \cdot \tan \delta_{sf} \quad (4.5)$$

- u Relativverschiebung
 d_v Vergleichskorndurchmesser, $d_v = 1 \text{ mm}$
 D Lagerungsdichte des Bodens
 σ_z Sohlspannung
 $\tan \delta_{sf}$ Sohlreibungswinkel im Bruchzustand

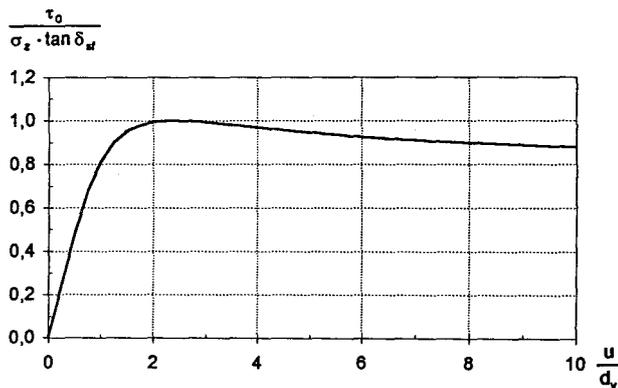


Bild 4.7: Scherspannungs- Verschiebungsfunktion nach Kolb [32]

Diese Funktion erreicht ihr Maximum mit dem Sohlreibungswinkel im Bruchzustand. Dieser vergrößert sich mit

- zunehmender Lagerungsdichte des Bodens
- kleiner werdender Sohlspannung in der Kontaktfläche
- zunehmender relativer Rauigkeit (Strukturrauigkeit / Bodenrauigkeit)
- mit größer werdendem mittlerem Korndurchmesser des Bodens

Für Mittelsand bis Feinkies wird für die Berechnung des Sohlreibungswinkels im Bruchzustand δ_{sf} folgende Gleichung angegeben:

$$\tan \delta_{sf} = 0,59 + 0,09 \cdot \ln \left(\frac{d_{50}}{d_v} \right) + 0,0372 \cdot \ln R_R + 0,561 \cdot D - 0,108 \cdot \ln \left(\frac{\sigma_z}{p_a} \right) \quad (4.6)$$

d_{50} mittlerer Korndurchmesser des Bodens in mm

d_v Vergleichskorndurchmesser; $d_v = 1$ mm

R_R relative Rauigkeit; $R_R = 1,0$: rau

$R_R = 0,1$: glatt

D Lagerungsdichte des Bodens

σ_z Sohlspannung in der Kontaktfläche in kN/m^2

$p_a = 100 \text{ kN/m}^2$

Die Lagerungsdichte D kann in Abhängigkeit von der Proktordichte D_{Pr} und der Ungleichförmigkeitszahl U mit den Werten der Tabelle 4.1 abgeschätzt werden. Diese wurde aus [38] übernommen.

Tabelle 4.1: Abschätzung der Abhängigkeit der Lagerungsdichte D von der Proktordichte D_{Pr} und der Ungleichförmigkeit U aus [38]

Boden	Ungleichförmigkeit U	Proktordichte D_{Pr}	Lagerungsdichte D
SE, GE, SU, GU, GT	≤ 3	$\geq 95\%$ $\geq 98\%$	$\geq 0,3$ $\geq 0,5$
SE, SW, SI, GE, GW, GI, SU, GU	> 3	$\geq 98\%$ $\geq 100\%$	$\geq 0,45$ $\geq 0,65$

Für die praktische Anwendung ist es ausreichend eine einfache bilineare Scherspannungs - Verschiebungsfunktion anzunehmen. Diese hat eine ansteigende Gerade mit der Funktion

$$\tau(u) = C_F \cdot u \quad \text{mit} \quad C_F = \frac{\sigma_z \cdot \sqrt{D} \cdot \tan \delta_{sf}}{d_v} \quad (4.7)$$

C_F Federsteifigkeit

und eine konstante Gerade

$$\tau(u) = \tau_0 = \sigma_z \cdot \tan \delta_{sf} \quad (4.8)$$

Diese Funktion ist in Bild 4.8 graphisch dargestellt.

Die Differenz zwischen der Funktion nach *Kolb* [32] und dem bilinearen Ansatz ist unter baupraktischen Gesichtspunkten zu vernachlässigen. In einer Parameterstudie wurden zentrische Zugspannungen in bis zu 100 m langen Platten berechnet. Dabei

wurde zum einen mit der Funktion von *Kolb* und zum anderen mit dem bilinearen Ansatz nach Bild 4.8 gerechnet. Die Abweichungen bleiben bei geringen Zwangsspannungen kleiner $\pm 0,01 \text{ MN/m}^2$ und bei großen Zwangsspannungen kleiner $\pm 1 \%$.

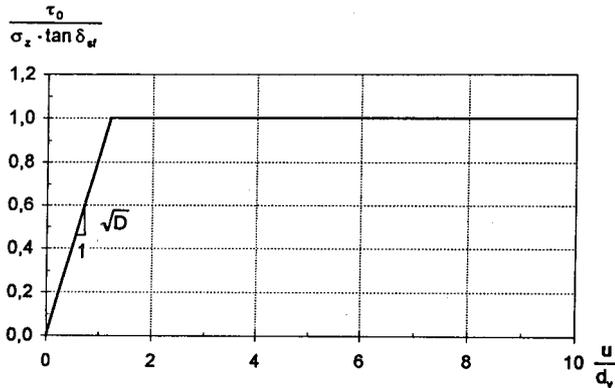


Bild 4.8: Bilineare Scherspannung - Verschiebungsfunktion

Für Sand und Frostschutzkies unterschiedlicher Lagerungsdichte können die Größen der maximalen Scherspannung τ_0 und der Federsteifigkeit C_F aus den folgenden beiden Bildern abgelesen werden.

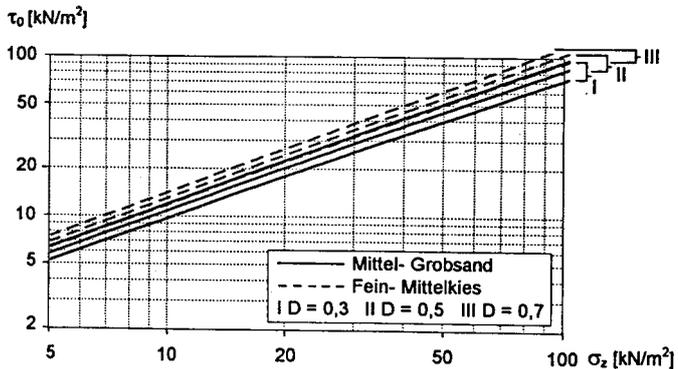


Bild 4.9: Maximale Scherspannung τ_0 verschiedener Böden in Abhängigkeit von der Sohlspannung σ_z nach *Kolb* [32]

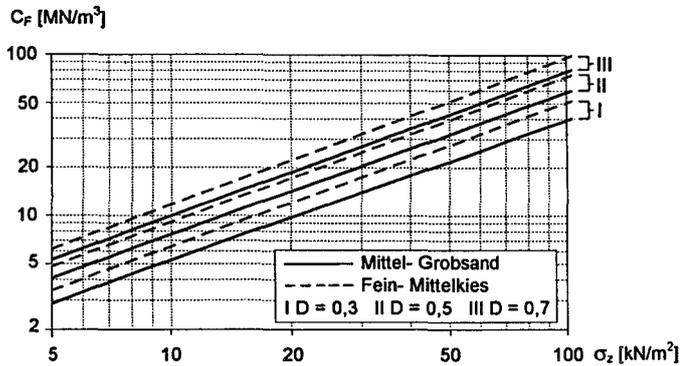


Bild 4.10: Federsteifigkeit C_F verschiedener Böden in Abhängigkeit von der Sohldruckspannung σ_z nach *Kolb* [32]

4.4.2 Vergleich der Versuchsergebnisse mit dem bilinearen Ansatz

Bei der Versuchsserie *FUBO 2* [46] wurden zwei der 50 m langen Plattenstreifen auf mitteldicht bis dicht gelagertem Sand betoniert. Das Eindringen von Zementleim in den Sand wurde durch Abdecken mit einer PE-Folie verhindert. Die Versuchsergebnisse bestätigen die Werte der maximalen Scherspannung τ_0 nach *Kolb*. Die beobachteten Werte der Federsteifigkeit C_F sind jedoch erheblich größer. Nach *Kolb* ergibt sich für eine 20 cm dicke Platte unter Eigengewicht ($\sigma_z = 5 \text{ kN/m}^2$) auf mitteldichtem Mittelsand ein Wert von $C_F \approx 4 \text{ MN/m}^3$. Bei den eigenen Versuchen ergaben sich Werte zwischen $C_F = 15 \text{ MN/m}^3$ und 25 MN/m^3 .

In Bild 4.11 sind die gemessenen und die gerechneten Zwangsspannungen in Plattenmitte über die Zeit aufgetragen. Eine gute Übereinstimmung von Rechen- und Meßwerten ist in dieser Versuchsperiode beim Ansatz einer Federsteifigkeit von $C_F = 25 \text{ MN/m}^3$ zu erzielen. Beim Ansatz der Werte nach *Kolb* ist die Übereinstimmung weniger gut.

Der beobachtete Unterschied zwischen dem Ansatz von *Kolb* und den eigenen Versuchsergebnissen hat zwei wesentliche Ursachen.

Bei den Plattenstreifen ist die Querschnittsfläche des Sandes, die der Verschiebung entgegenwirkt, größer als unter einer breiten Platte (vgl. Bild 4.12a). Dadurch scheint die Steifigkeit des Sandes größer zu sein.

Die Versuchskörper von *Kolb* hatten vergleichsweise geringe Abmessungen (1 m x 1 m) und wurden in einer Richtung verschoben. Bei den Plattenstreifen *FUBO* stellte sich ein anderes System ein (vgl. Bild 4.12b). Die eigenen Versuche entsprechen dabei mehr der Realität.

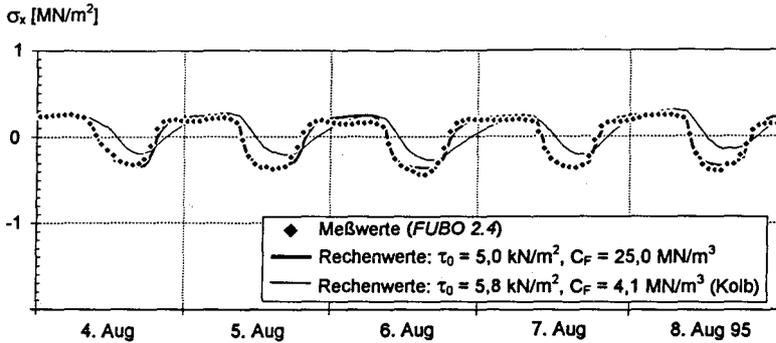


Bild 4.11: Vergleich von gemessenen (*FUBO 2.4*) mit gerechneten maximalen zentralen Zwangsspannungen in einer 50 m langen Bodenplatte auf Sandlagerung

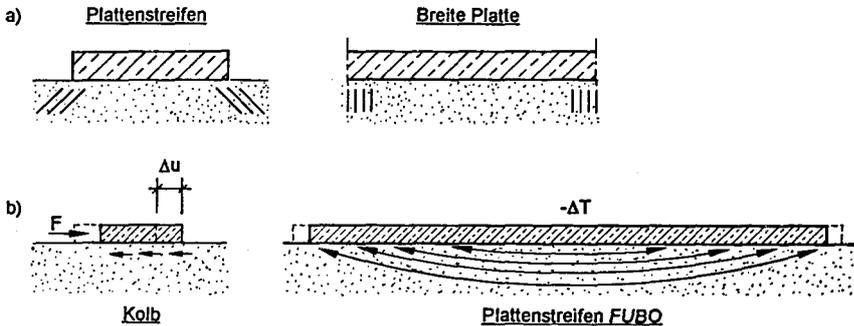


Bild 4.12: Skizzen zur Erläuterung der Unterschiede zwischen dem Ansatz von *Kolb* und den eigenen Versuchsergebnissen

4.5 Hydraulisch gebundene Tragschicht

Bei Betonbodenplatten, die direkt auf eine hydraulisch gebundene Tragschicht (HGT) betoniert werden, resultieren die Zwangsspannungen zum großen Teil aus der gegenseitigen Verformungsbehinderung der beiden Schichten. Für die Berechnung der Zwangsspannungen sollte von einem starren Verbund zwischen HGT und Bodenplatte ausgegangen werden. Die Zwangsspannungen werden in der Regel so groß, daß es zur Rißbildung in der Bodenplatte kommt. Risse entstehen häufig schon infolge abfließender Hydratationswärme. Die Verformungsbehinderung durch den unter der HGT eingebauten Boden kann mit Hilfe des im letzten Abschnitt hergeleiteten bilinearen Ansatzes bestimmt werden.

5 Zwang abbauende Faktoren

5.1 Kriechen und Relaxation des Betons

5.1.1 Grundlagen

Bei der Belastung von Betonkonstruktionen treten neben sofortigen auch zeitabhängige Verformungen auf. Dieser Vorgang wird als Kriechen des Betons bezeichnet. Bei einer aufgezwungenen Dehnung verringert sich die Spannung im Laufe der Zeit (Relaxation). Kriechen und Relaxation sind in Bild 5.1 schematisch dargestellt.

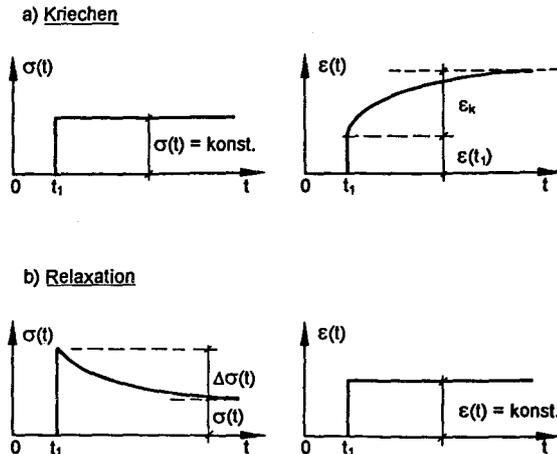


Bild 5.1: Schematische Darstellung von Kriechen (a) und Relaxation (b)

Die auf Betonbodenplatten einwirkenden witterungsbedingten Temperaturen ändern sich im Vergleich zu Verkehrsbelastungen relativ langsam. Die Abkühlung an einem Sommertag beträgt ca. 10 K in 10 Stunden. Bei extremen Witterungsbedingungen (z. B. Gewitterregen) treten an der Plattenoberseite Temperaturänderungen von maximal 10 K innerhalb einer Stunde auf. Die Schwindverformungen entwickeln sich noch langsamer.

Zwangsspannungen infolge Temperaturänderungen und Schwinden werden durch die Relaxation des Betons schon während der Entstehung teilweise wieder abgebaut.

Sie erreichen die nach linear-elastischer Theorie ($\sigma = \varepsilon \cdot E$) berechneten Spannungen nicht. Die Versuche von *Shen* [49] und *Shkougani* [50] ergaben für Zwang infolge schwingender Temperatureinwirkung deutlich geringere Spannungen als nach linear-elastischer Theorie berechnet. Bild 5.2 gibt ein Versuchsergebnis von *Shkougani* wieder.

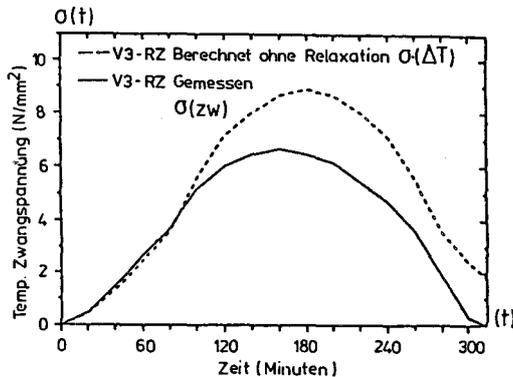


Bild 5.2: Zwangspannungen infolge eines Temperaturzyklusses; Versuchsergebnis *Shkougani* [50]

Kriechen und Relaxation sind im wesentlichen von folgenden Faktoren abhängig:

- Betonalter bei Belastungsbeginn
- Temperatur und relative Luftfeuchte
- Betonrezeptur
- Wirksame Dicke

Mit zunehmendem Betonalter verringert sich das Relaxationsvermögen des Betons. Die aus abfließender Hydratationswärme resultierenden Zwangspannungen reduzieren sich sehr viel schneller infolge der Relaxation als die Zwangspannungen in einem zehn Jahre alten Beton. Bild 5.3 verdeutlicht die Altersabhängigkeit der Relaxation.

Die Temperaturabhängigkeit der Relaxation wird besonders bei den Untersuchungen von *Walraven / Shkougani* [54] deutlich. Bild 5.4 zeigt Relaxationskurven eines fünf Jahre alten Betons bei konstanten Bauteiltemperaturen von 20 °C, 40 °C und 60 °C und einer Anfangsdruckspannung von $\sigma_{e,0} = -10 \text{ MN/m}^2$. Deutlich ist eine Abnahme des Relaxationsvermögens mit steigender Temperatur zu erkennen.

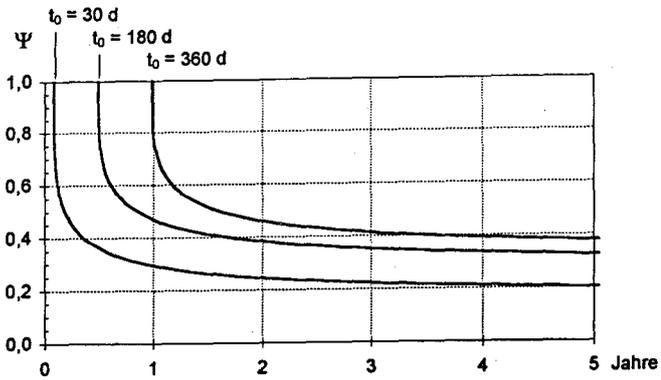


Bild 5.3: Spannungsabbau infolge Relaxation in Abhängigkeit vom Betonalter

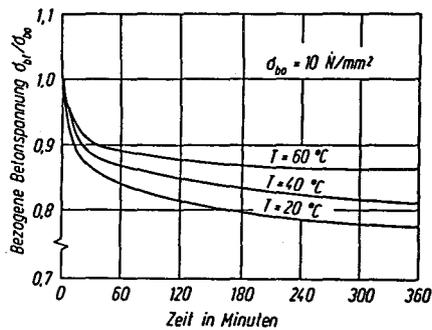


Bild 5.4: Spannungsabbau infolge Relaxation in Abhängigkeit von der Bauteiltemperatur bei einem fünf Jahre alten Beton aus [54]

5.1.2 Kriechen und Relaxation von Betonzugspannungen

Kriechen und Relaxation wurde bisher fast ausschließlich an gedrückten Versuchskörpern untersucht. In der Praxis ist jedoch die Relaxation von Zugspannungen von besonderem Interesse, da es nach Überschreiten der Betonzugfestigkeit zur Rißbildung kommt.

Die Versuche von Davis [8] (zitiert in [53]) zeigen bei Zugbeanspruchungen größere Kriechverformungen als bei Druckbeanspruchungen. Die Ergebnisse sind in Bild 5.5 dargestellt. Die Kurvenverläufe lassen vermuten, daß sich unter langandauernder Belastung die Kriechverformungen unter Zug- und Druckbelastung annähern.

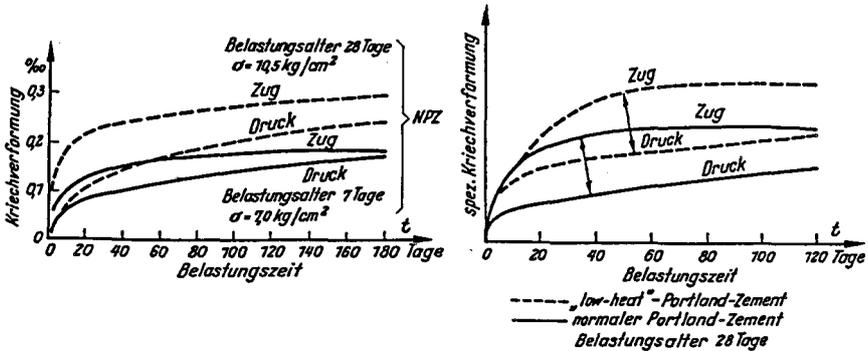


Bild 5.5: Kriechverformungen bei Zug- und Druckbelastung aus Davis [8]

Wierig [56] schreibt in seiner Veröffentlichung, daß Zugversuche ähnliche Relaxationskurven liefern wie Druckversuche. Der Zugspannungsabbau infolge Relaxation geht jedoch schneller vonstatten und ist in einigen Fällen bereits nach wenigen Minuten abgeschlossen, ohne daß makroskopische Risse aufgetreten sind.

Für jungen Beton wurden einige Untersuchungen zum Kriech- und Relaxationsverhalten im Zugbereich u. a. von Rostásy / Gutsch / Onken [27], [42] durchgeführt. Laube [35] hat Zugversuche an unterschiedlich schnell gedehnten Versuchskörpern durchgeführt. Die Ergebnisse zeigen, daß die Bruchdehnung wesentlich von der Dehngeschwindigkeit abhängt. Für einen nach sieben Tagen belasteten Versuchskörper beträgt die Zugbruchdehnung $\epsilon_{ct,u} \approx 0,07 \text{ ‰}$ bei einer Dehngeschwindigkeit von 20 ‰/h und $\epsilon_{ct,u} \approx 0,11 \text{ ‰}$ bei $0,002 \text{ ‰/h}$.

5.1.3 Relaxation von Zwangspannungen

Zwangspannungen infolge Temperaturänderungen und Schwinden werden durch die Relaxation des Betons teilweise abgebaut. Von einer Arbeitsgruppe des CEB [6] wurde ein neues Verfahren zur Abschätzung des Kriechens erarbeitet, welches in den EC 2 [22] Anhang 1 aufgenommen wurde. Der Zusammenhang von Kriechen und Relaxation kann mit der Gleichung

$$\psi = e^{-\Psi} \quad (5.9)$$

Ψ Relaxationsbeiwert

φ Kriechzahl

beschrieben werden. Die Kriechzahl $\varphi(t, t_0)$ eines Betons im Alter von t Tagen, der im Alter von t_0 Tagen erstmals belastet wurde, berechnet sich zu:

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \cdot \beta_c(t - t_0) \quad (5.10)$$

φ_0 Grundkriechzahl

β_c Beiwert zur Beschreibung des zeitlichen Verlaufs des Kriechens unter Last

Der Grundwert der Kriechzahl φ_0 kann bestimmt werden zu:

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0) \quad (5.11)$$

mit

$$\varphi_{RH} = 1 + \frac{1 - RH / 100\%}{0,10 \cdot h_0^{1/3}} \quad (5.12)$$

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16,8}{\sqrt{f_{cm}}} \quad (5.13)$$

$$\beta(t_0) = \frac{1}{0,1 + t_0^{0,2}} \quad (5.14)$$

φ_{RH} Beiwert zur Berücksichtigung des Einflusses der relativen Luftfeuchtigkeit

h_0 wirksame Bauteildicke in mm

$\beta(f_{cm})$ Beiwert zur Berücksichtigung des Einflusses der Betonfestigkeit

$\beta(t_0)$ Beiwert zur Berücksichtigung des Einflusses des Betonalters bei Belastungsbeginn

Der Beiwert β_c zur Beschreibung des zeitlichen Verlaufs wird mit

$$\beta_c(t - t_0) = \left(\frac{t - t_0}{\beta_H + t - t_0} \right)^{0,3} \quad (5.15)$$

β_H Beiwert, der von der relativen Luftfeuchtigkeit RH und der wirksamen Bauteildicke h_0 abhängig ist

angegeben. β_H kann folgendermaßen abgeschätzt werden:

$$\beta_H = 1,5 \cdot [1 + (0,012 \cdot RH)^{18}] \cdot h_0 + 250 \leq 1500 \quad (5.16)$$

Der Einfluß der Zementart und der Temperatur auf die Kriechzahl kann durch Modifizierung des Belastungsalters t_0 berücksichtigt werden.

$$t_0 = t_{0,T} \cdot \left(\frac{9}{2 + (t_{0,T})^{1,2}} + 1 \right)^\alpha \geq 0,5 \quad (5.17)$$

$t_{0,T}$ wirksames Betonalter bei Belastungsbeginn unter Berücksichtigung des Temperatureinflusses

α von der Zementart abhängiger Exponent

$\alpha = -1$ für langsam erhärtende Zemente (S)

$\alpha = 0$ für normal oder schnell erhärtende Zemente (N, R)

$\alpha = 1$ für schnell erhärtende hochfeste Zemente (RS)

Der Einfluß hoher oder niedriger Temperaturen auf den Reifegrad des Betons kann durch Korrektur des Betonalters berücksichtigt werden.

$$t_T = \sum_{i=1}^n e^{-\frac{4000}{273+T(\Delta t_i)} - 13,65} \cdot \Delta t_i \quad (5.18)$$

t_T Wirksames Betonalter unter Berücksichtigung des Temperatureinflusses, wobei die Größe t in den entsprechenden Gleichungen ersetzt wird

$T(\Delta t_i)$ Temperatur in °C während des Zeitraums Δt_i

Δt_i Anzahl der Tage mit der Temperatur T

Mit Hilfe der oben dargestellten Rechenregeln kann die zeitliche Entwicklung der Zwangsspannungen unter Berücksichtigung der Relaxation berechnet werden. Dies wurde exemplarisch für Zwang infolge einer Tagestemperaturschwankung und einer Schwindverkürzung durchgeführt. Den Rechnungen wurden folgende Werte zugrundegelegt:

- RH = 70%
- $h_0 = 400$ mm (entspricht einer Bodenplatte mit $h = 20$ cm)
- $f_{cm} = 40$ MN/m²
- $T = 20$ °C
- normal erhärtender Zement (N)

Die Tagestemperaturverteilung wurde idealisiert als Sinuskurve angenommen. Bei einem 1 Jahr alten Beton erreichen die Werte mit Berücksichtigung der Relaxation 87,7 % der Werte ohne Berücksichtigung der Relaxation. Bei einem 10 Jahre alten Beton erhöht sich dieser Wert rechnerisch auf 92,0 %. Bild 5.6 zeigt die Zwangsspannungen mit und ohne Berücksichtigung der Relaxation im Vergleich.

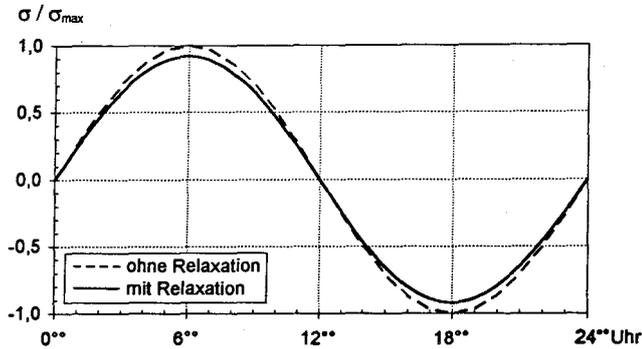


Bild 5.6: Zwangsspannungen infolge idealisierter Tagestemperaturschwankung in einem 10 Jahre alten Beton mit und ohne Berücksichtigung der Relaxation

Die Berechnung der Zwangsspannungen infolge Schwindverkürzungen unter Berücksichtigung der Relaxation ist ein sehr komplexes Problem. Es handelt sich hierbei um sehr langsame und langandauernde Prozesse. Die Zeitabhängigkeit des Elastizitätsmoduls sowie des Relaxationswertes (Belastungsalter t_0 ändert sich mit jedem Zeitintervall) müssen berücksichtigt werden. Bild 5.7 zeigt das Ergebnis einer Berechnung, der die oben angegebenen Werte zugrunde liegen. Infolge der Relaxation werden 30 % bis 40 % der Zwangsspannungen aus der Schwindverkürzung abgebaut.

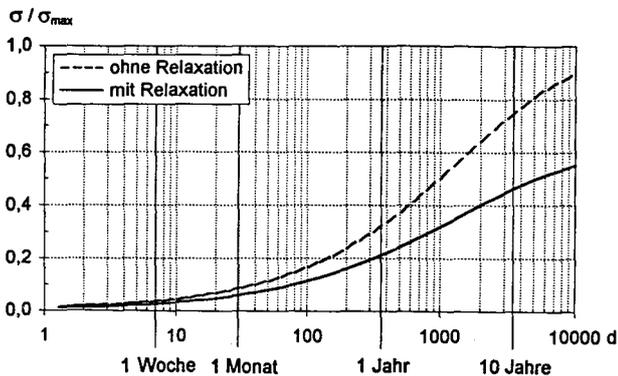


Bild 5.7: Zwangsspannungen infolge Schwindverkürzung mit und ohne Berücksichtigung der Relaxation.

Für die praktische Anwendung kann der Spannungsabbau infolge Relaxation durch eine Reduktion der Einwirkungen berücksichtigt werden. Dehnungen aus Tagestemperaturänderungen können um 10 % und solche aus langandauernden Verformungsänderungen können um 30 % abgemindert werden. Dieser Ansatz wurde auch in der DAfStb-Richtlinie für Betonbau beim Umgang mit wassergefährdenden Stoffen [9] gewählt. Dort ist beim Tagesgang sogar eine Abminderung um 15 % zulässig. Diese große Abminderung erscheint besonders bei älteren Betonen nicht angebracht, da sich bei der oben vorgeführten Beispielrechnung sehr viel geringere Abminderungen infolge Relaxation ergaben.

5.2 Kriechen und Relaxation des Unterbaus

Infolge der Wechselwirkung zwischen Unterbau und Betonbodenplatte treten auch im Unterbau Zwangsspannungen auf, die ebenfalls infolge Relaxation teilweise abgebaut werden.

Bei hydraulisch gebundenen Tragschichten können in erster Näherung die oben dargestellten Berechnungsansätze des EC 2 angewendet werden. Unterbauten aus Sand oder Sand- Kiesgemischen besitzen ein sehr viel größeres Relaxationsvermögen. Dies ist besonders gut an den Ergebnissen des vorgespannten Plattenstreifens *FUBO 2.4* [46] zu erkennen. Dieser Versuch wird im Abs. 7.6.2 erläutert.

5.3 Rißbildung

Mit zunehmender Rißbildung reduziert sich die Steifigkeit. Dies hat direkte Auswirkungen auf die Zwangsspannungen, die sich ebenfalls verringern. Die detaillierten Zusammenhänge zwischen Rißbildung und Steifigkeitsentwicklung werden in Abs. 8.2.4 erläutert.

6 Zwangspannungen

6.1 Allgemeines

Zwangspannungen lassen sich in Eigen-, Biege- und zentrische Spannungen unterteilen. Für die Berechnung der Größe der Spannungen ist eine Unterscheidung in kurze, lange und unendlich lange Platten sinnvoll. Die Grenze zwischen kurzer und langer Platte wird durch die Plattenlänge gekennzeichnet, bei der die Verkrümmung infolge des Temperaturgradienten durch das Eigengewicht der Platte ausgeglichen wird, d. h. in Plattenmitte gleich Null ist. Diese Länge wird in Abs. 6.3 hergeleitet und kann mit der Gl. 6.5 abgeschätzt werden. Die maximale Biegespannung einer langen Platte beträgt

$$\sigma_{x,o/u} = \frac{\varepsilon_{0,G} \cdot E_c}{2 \cdot (1 - \nu)} \quad (6.1)$$

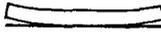
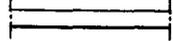
Der Term „ $1 - \nu$ “ berücksichtigt die Querdehnung des Betons.

Bei unendlich langen Platten treten in Plattenmitte weder Verkrümmungen noch Verschiebungen auf. Die maximale zentrische Spannung berechnet sich zu

$$\sigma_{x,m} = \frac{\varepsilon_{0,M} \cdot E_c}{1 - \nu} \quad (6.2)$$

Die Grenzlänge zwischen langer und unendlich langer Platte wird in Abs. 6.4 hergeleitet. Sie ergibt sich aus der Summe der beiden Längen L_1 und L_2 der Gleichungen 6.42 und 6.43. Tabelle 6.1 gibt einen Überblick der Spannungsberechnung. Die Berechnung der Eigenspannungen ist in allen drei Fällen gleich.

Tabelle 6.1: Übersicht der Spannungsberechnung

	kurze Platte 	lange Platte 	unendlich lange Platte 
Biegespannung $\sigma_{x,o/u}$	Gl. 6.4	Gl. 6.1	
Zentrische Spannung $\sigma_{x,m}$	Gl. 6.32 / 6.35 Gl. 6.45 / Bild 6.5		Gl. 6.2

6.2 Eigenspannungen

Die Eigenspannungen sind proportional zu dem in Bild 3.3 dargestellten Temperaturanteil ΔT_E . Sie lassen sich mit der Gleichung

$$\sigma_E = \frac{\varepsilon_{0,E} \cdot E_c}{1 - \nu} \quad (6.3)$$

bestimmen und sind unabhängig von den Randbedingungen, d. h. den Lagerungsbedingungen der Platte. Durch Oberflächenrisse und Relaxation werden sie teilweise abgebaut. Auf Grund ihrer geringen Größe und des Abbaus infolge Oberflächenrißbildung können die Eigenspannungen bei dünneren Platten in den Berechnungen vernachlässigt werden.

6.3 Biegespannungen

Infolge des Temperaturgradienten verkrümmen sich die Bodenplatten entsprechend Bild 6.1. Besonders bei der sich nachmittags einstellenden Verkrümmung ist die Biegelinie und die Spannungsverteilung von der Steifigkeit des Unterbaus abhängig. Das Maximum der Biegespannung ist hierbei 5 % bis 20 % größer als die nach Gl. 6.1 berechnete Spannung. Bei kurzen Platten wird diese maximale Spannung nicht erreicht.

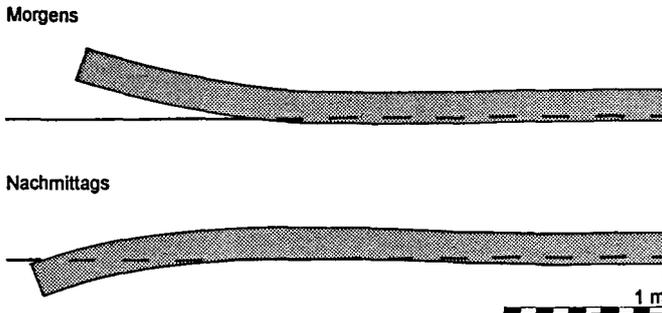


Bild 6.1: Plattenverformung infolge Temperaturgradient

Für die morgendliche Verkrümmung nach oben läßt sich die maximale Länge $L_{\text{kurz,max}}$ einer kurzen Platte durch gleichsetzen der Spannungen infolge Temperaturgradient (Gl. 6.1) und infolge Eigengewicht abschätzen.

$$\sigma_{x,0} = \frac{3 \cdot \gamma_c \cdot x^2}{h} \leq \frac{\varepsilon_{0,G} \cdot E_c}{2} \quad (6.4)$$

$$L_{\text{kurz,max}} \approx 2 \cdot \sqrt{\frac{\varepsilon_{0,g} \cdot h \cdot E_c}{6 \cdot \gamma_c}} \quad (6.5)$$

Bei kürzeren Platten ergibt sich die maximale Biegespannung aus Gl. 6.4, wenn für den Wert $x = L / 2$ eingesetzt wird. Weitere Abschätzungen sind von *Eisenmann* [21] entwickelt worden.

6.4 Zentrische Spannungen

6.4.1 Allgemeines

Die zentrischen Spannungen sind im wesentlichen von den Randbedingungen, d. h. den Lagerungsbedingungen abhängig. Die daraus resultierenden horizontalen Verformungsbehinderungen wurden im Abs. 4 erläutert und dienen hier als Grundlage zur Berechnung der zentrischen Spannungen. Bild 6.2 zeigt das angesetzte statische Modell, bestehend aus horizontalen Federn (elastische Verformung des Bodens bzw. Unterbaus) und Gleitelementen, die die Scherspannung auf τ_0 begrenzen. Für Bodenplatten, die in starrem Verbund mit dem Unterbau liegen (z. B. Platte auf hydraulisch gebundener Tragschicht) werden in Abs. 6.4.5 die Besonderheiten erläutert. Bei Bodenplatten auf Gleitfolien können die Federn als unendlich steif angesetzt werden, so daß nur noch die Gleitelemente wirken. Die Spannungsberechnung vereinfacht sich dadurch erheblich.

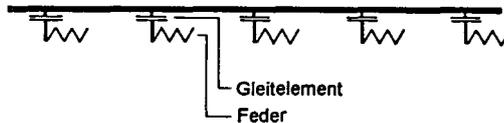


Bild 6.2: Statisches Modell zur Berechnung der horizontalen Wechselwirkung zwischen Boden und Bodenplatte.

6.4.2 Formulierung der Bestimmungsgleichungen

Bei der Herleitung der Gleichungen zur Berechnung der zentrischen Spannungen wird die Querdehnung vernachlässigt. Die berechneten Spannungen sind daher durch „1 - ν “ zu dividieren. Den Gleichungen liegt die bilineare Scherspannungs-Verschiebungsfunktion entsprechend Bild 4.8 zugrunde. Die Gleichungen werden für Verkürzungen ($-\varepsilon_0$) hergeleitet. Für positive Dehnungen ($+\varepsilon_0$) lassen sie sich entsprechend aufstellen. Außerdem ist eine Plattenrandspannung σ_0 berücksichtigt

worden, so daß auch vorgespannte Bodenplatten und die Spannkraftverluste infolge der Wechselwirkung zwischen Boden und Bodenplatte berechnet werden können.

Bei der Berechnung sind die folgenden drei Bereiche, die auch in Bild 6.3 dargestellt sind, zu unterscheiden:

1. „gleiten“ $u_{\max} > \frac{\tau_0}{C_F}$ und $\sigma_{\max} \leq -\varepsilon_0 \cdot E_0$

2. „elastisch“ $u_{\max} \leq \frac{\tau_0}{C_F}$ und $\sigma_{\max} \leq -\varepsilon_0 \cdot E_0$

3. „fest“ $u_{\max} \leq \frac{\tau_0}{C_F}$ und $\sigma_{\max} = -\varepsilon_0 \cdot E_0$

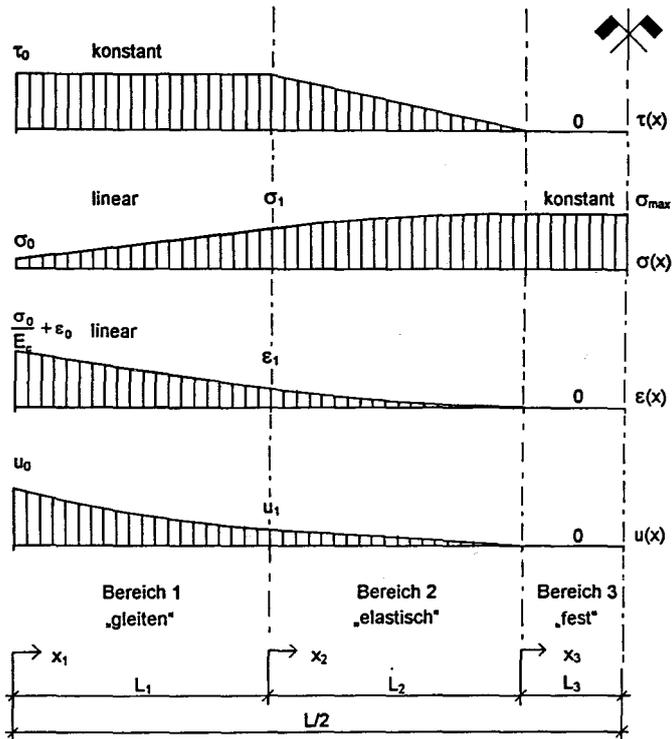


Bild 6.3: Scherspannung $\tau(x)$, zentrische Spannung $\sigma(x)$, Dehnung $\varepsilon(x)$ und Verschiebung $u(x)$ infolge der Wechselwirkung zwischen Boden und Bodenplatte

Der Bereich 3 kennzeichnet die unendlich langen Platten, bei denen keine Relativverschiebung zwischen Boden und Bodenplatte auftritt. Bild 6.3 gibt einen Überblick der Schnittgrößenverteilung in den drei Bereichen.

Zur Vereinfachung der im folgenden hergeleiteten Bestimmungsgleichungen wird das Steifigkeitsverhältnis von Boden zu Platte mit

$$S_i = \sqrt{\frac{C_F}{E_c \cdot h}} \quad (6.6)$$

definiert.

Bereich 1: „gleiten“

Die Scherspannung im Bereich 1 ist konstant und hat die Größe:

$$\tau(x_1) = \tau_0 \quad (6.7)$$

Durch Integration der Scherspannung über die Plattenlänge und Division durch die Plattenhöhe ergibt sich die zentrische Spannung in der Platte zu:

$$\sigma(x_1) = \frac{1}{h} \cdot \int_0^{x_1} \tau(x_1) dx_1 = \sigma_0 + \frac{\tau_0}{h} \cdot x_1 \quad (6.8)$$

Die maximale Spannung am Ende des ersten Bereiches beträgt:

$$\sigma_1 = \sigma_0 + \frac{\tau_0}{h} \cdot L_1 \quad (6.9)$$

Die Dehnung ergibt sich aus der Summe der einwirkenden Dehnung ε_0 und der Dehnung infolge der Spannung $\sigma(x_1)$.

$$\varepsilon(x_1) = \varepsilon_0 + \frac{\sigma(x_1)}{E_c} = \varepsilon_0 + \frac{\sigma_0}{E_c} + \frac{\tau_0}{E_c \cdot h} \cdot x_1 \quad (6.10)$$

Die Verschiebung $u(x_1)$ ergibt sich aus der Integration der Dehnung in dem Intervall L_1 bis x_1 .

$$u(x_1) = \int_{L_1}^{x_1} \varepsilon(x_1) dx_1 = u_1 - \left(\varepsilon_0 + \frac{\sigma_0}{E_c} \right) \cdot (L_1 - x_1) - \frac{\tau_0}{2 \cdot E_c \cdot h} \cdot (L_1^2 - x_1^2) \quad (6.11)$$

Die maximale Verschiebung am Plattenende beträgt:

$$u_0 = u_1 - \left(\varepsilon_0 + \frac{\sigma_0}{E_c} \right) \cdot L_1 - \frac{\tau_0}{2 \cdot E_c \cdot h} \cdot L_1^2 \quad (6.12)$$

Mathematisch exakte Lösung für den Bereich 2: „elastisch“

Die Lösung für den Bereich 2 soll entsprechend der angesetzten Scherspannungs - Verschiebungsfunktion die Bedingung

$$\tau(x_2) = C_F \cdot u(x_2) \quad (6.13)$$

erfüllen. Ein Lösungsansatz wurde 1980 von Schulz / Feddersen / Weichert [45] vorgestellt und wird hier für den praktischen Gebrauch überarbeitet wiedergegeben.

$$u(x_2) = \frac{1}{S_1} \cdot \left(\frac{\sigma_1}{E_c} + \varepsilon_0 \right) \cdot \frac{\cosh(S_1 \cdot x_2) - \cosh(S_1 \cdot (L_2 - x_2))}{\sinh(S_1 \cdot L_2)} \quad (6.14)$$

Wird diese Gleichung mit C_F multipliziert, ergibt sich die Scherspannung.

$$\tau(x_2) = S_1 \cdot E_c \cdot h \cdot \left(\frac{\sigma_1}{E_c} + \varepsilon_0 \right) \cdot \frac{\cosh(S_1 \cdot x_2) - \cosh(S_1 \cdot (L_2 - x_2))}{\sinh(S_1 \cdot L_2)} \quad (6.15)$$

Nach Integration der Scherspannung über die Länge und Division durch die Plattendicke folgt die zentrische Spannung der Beziehung:

$$\begin{aligned} \sigma(x_2) &= \frac{1}{h} \cdot \int_0^{x_2} \tau(x_2) \, dx_2 \\ &= \left(\sigma_1 + \varepsilon_0 \cdot E_c \right) \cdot \frac{\sinh(S_1 \cdot x_2) + \sinh(S_1 \cdot (L_2 - x_2))}{\sinh(S_1 \cdot L_2)} - \varepsilon_0 \cdot E_c \end{aligned} \quad (6.16)$$

Die Dehnung ergibt sich aus der Summe der einwirkenden Dehnung ε_0 und der Dehnung infolge der Spannung $\sigma(x)$.

$$\begin{aligned} \varepsilon(x_2) &= \varepsilon_0 + \frac{\sigma(x_2)}{E_c} \\ &= \left(\frac{\sigma_1}{E_c} + \varepsilon_0 \right) \cdot \frac{\sinh(S_1 \cdot x_2) + \sinh(S_1 \cdot (L_2 - x_2))}{\sinh(S_1 \cdot L_2)} \end{aligned} \quad (6.17)$$

Durch Integration der Dehnung erhält man dann wieder die angesetzte Funktion der Verschiebung.

$$u(x_2) = \int_{L_2}^{x_2} \varepsilon(x) \, dx$$

$$= \frac{1}{S_1} \cdot \left(\frac{\sigma_1}{E_c} + \varepsilon_0 \right) \cdot \frac{\cosh(S_1 \cdot x_2) - \cosh(S_1 \cdot (L_2 - x_2))}{\sinh(S_1 \cdot L_2)} \quad \checkmark \quad (6.18)$$

Dieser Ansatz liefert keine geschlossene Lösung für die Länge L_2 . Das Problem kann nur iterativ gelöst werden. Aus diesem Grund wird im nächsten Abschnitt eine Näherungslösung hergeleitet.

Näherungslösung für den Bereich 2: „elastisch“

Für diese Näherungslösung wird von einer linearen Gleichung für die Verschiebung $u(x_2)$ ausgegangen.

$$u(x_2) = u_1 - \frac{u_1}{L_2} \cdot x_2 \quad (6.19)$$

Aus der angesetzten Scherspannung - Verschiebungsfunktion ergibt sich die Scherspannung zu:

$$\tau(x_2) = C_F \cdot u(x_2) = C_F \cdot u_1 \cdot \left(1 - \frac{x_2}{L_2} \right) \quad (6.20)$$

Durch Integration der Scherspannung über die Plattenlänge und Division durch die Plattenhöhe berechnet sich die zentrische Spannung in der Platte zu:

$$\sigma(x_2) = \frac{C_F}{h} \cdot \int_{L_1}^{x_2} \tau(x_2) dx_2 = \sigma_1 + \frac{C_F \cdot u_1}{h} \cdot \left(x_2 - \frac{x_2^2}{2 \cdot L_2} \right) \quad (6.21)$$

Die Spannungsdifferenz im Bereich 2 beträgt:

$$\sigma_{\max} - \sigma_1 = \frac{C_F \cdot u_1}{2 \cdot h} \cdot L_2 \quad (6.22)$$

Die Dehnung wird wiederum sich aus der Summe der einwirkenden Dehnung ε_0 und der Dehnung infolge der Spannung $\sigma(x_2)$ gebildet.

$$\varepsilon(x_2) = \varepsilon_0 + \frac{\sigma_1}{E_c} + S_1^2 \cdot u_1 \cdot \left(x_2 - \frac{x_2^2}{2 \cdot L_2} \right) \quad (6.23)$$

Die Verschiebung $u(x_2)$ ergibt sich aus der Integration der Dehnung.

$$\begin{aligned} u(x_2) &= \int_{L_2}^{x_2} \varepsilon(x_2) dx_2 \\ &= \left(\varepsilon_0 + \frac{\sigma_1}{E_c} \right) \cdot (L_2 - x_2) - S_1^2 \cdot u_1 \cdot \left(\frac{L_2^2}{3} - \frac{x_2^2}{2} + \frac{x_2^3}{6 \cdot L_2} \right) \end{aligned} \quad (6.24)$$

Dieses Ergebnis stimmt nicht mit dem Ansatz in Gl. 6.15 überein. Die Abweichungen sind jedoch gering und können für die praktische Anwendung vernachlässigt werden.

Die größte Verschiebung im Bereich 2 beträgt:

$$u_1 = -\left(\varepsilon_0 + \frac{\sigma_1}{E_c}\right) \cdot L_2 - \frac{S_1^2 \cdot u_1}{3} \cdot L_2^2 \quad (6.25)$$

Bereich 3: „fest“

In diesem Bereich finden keine Relativverschiebungen zwischen Boden und Platte statt. Somit sind auch die Scherspannung und Dehnung in diesem Bereich gleich Null.

$$\tau(x_3) = 0 \quad (6.26)$$

$$\sigma(x_3) = \sigma_{\max} = -\varepsilon_0 \cdot E_c \quad (6.27)$$

$$\varepsilon(x_3) = 0 \quad (6.28)$$

$$u(x_3) = 0 \quad (6.29)$$

6.4.3 Bestimmung der Rand- und Übergangswerte

Zur Berechnung der Schnittgrößen ist die Bestimmung der Werte u_1 und σ_{\max} notwendig. Prinzipiell sind folgende Fälle zu unterscheiden:

1. nur „elastisch“ ($u_{\max} \leq \frac{\tau_0}{C_F}$ und $\sigma_{\max} \leq -\varepsilon_0 \cdot E_c$)
2. „elastisch“ und „gleiten“ ($u_{\max} > \frac{\tau_0}{C_F}$ und $\sigma_{\max} \leq -\varepsilon_0 \cdot E_c$)
3. „elastisch“ und „fest“ ($u_{\max} \leq \frac{\tau_0}{C_F}$ und $\sigma_{\max} = -\varepsilon_0 \cdot E_c$)
4. „elastisch“, „gleiten“ und „fest“ ($u_{\max} > \frac{\tau_0}{C_F}$ und $\sigma_{\max} = -\varepsilon_0 \cdot E_c$)

Für die Berechnung der Zwangschnittgrößen wird empfohlen, dem in Bild 6.4 dargestellten Ablaufdiagramm zu folgen.

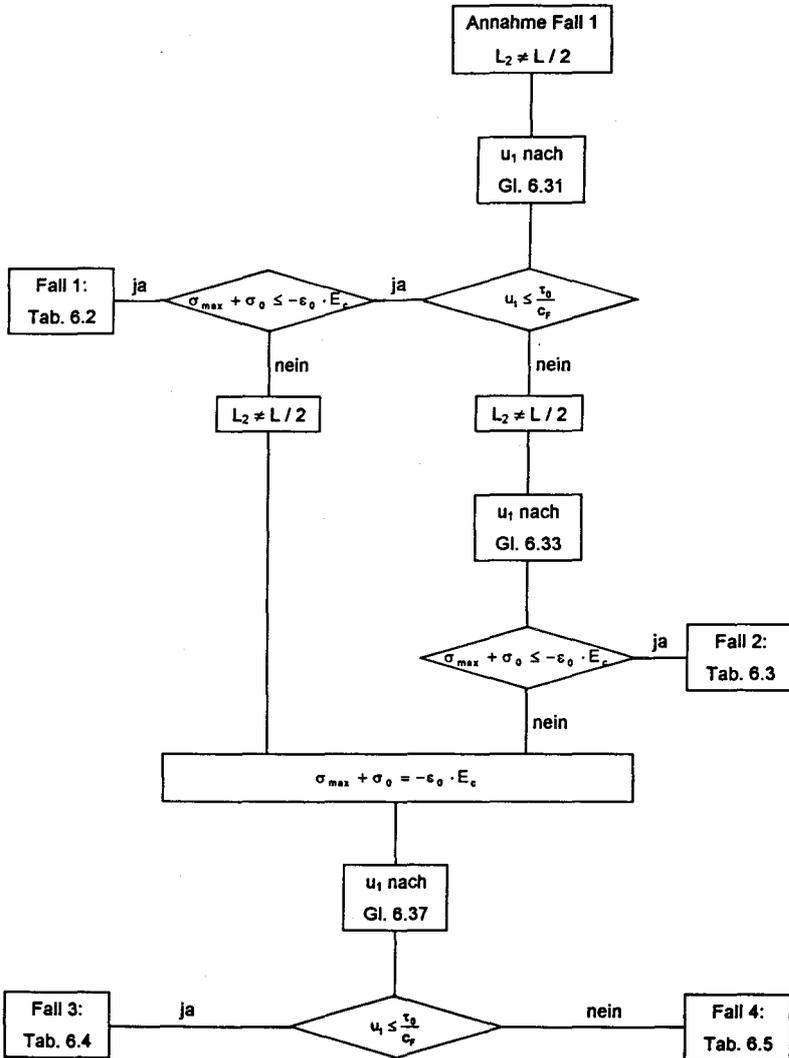


Bild 6.4: Ablaufdiagramm zur Bestimmung der Zwangsschnittgrößen

Fall 1: nur „elastisch“

Für den gesamten Plattenstreifen gelten die Gleichungen des Bereiches 2. Die Länge L_2 beträgt somit $L_2 = L/2$. Daraus folgt, daß $L_1 = 0$ und $\sigma_1 = \sigma_0$ ist. Die Gl. 6.25 hat dann die folgende Form:

$$u_1 = -\left(\varepsilon_0 + \frac{\sigma_0}{E_c}\right) \cdot \frac{L}{2} - \frac{S_i^2 \cdot u_1}{12} \cdot L^2 \quad (6.30)$$

Diese Gleichung läßt sich nach u_1 auflösen.

$$u_1 = u_{\max} = -\frac{(\varepsilon_0 + \sigma_0 / E_c) \cdot \frac{L}{2}}{1 + \frac{S_i^2 \cdot L^2}{12}} \stackrel{!}{\leq} \frac{\tau_0}{C_F} \quad (6.31)$$

Die maximale Spannung in Plattenmitte berechnet sich zu:

$$\sigma_{\max} = \sigma_0 + \frac{C_F \cdot u_1 \cdot L}{4 \cdot h} \stackrel{!}{\leq} -\varepsilon_0 \cdot E_c \quad (6.32)$$

In der Tabelle 6.2 sind alle Gleichungen zur Berechnung der Schnittgrößen zusammengestellt.

Tabelle 6.2: Schnittgrößen Fall 1: nur „elastisch“

Bereich 2
$\tau(x) = C_F \cdot u_1 \cdot \left(1 - \frac{2 \cdot x}{L}\right)$
$\sigma(x) = \sigma_0 + \frac{C_F \cdot u_1}{h} \cdot \left(x - \frac{x^2}{L}\right)$
$\varepsilon(x) = \varepsilon_0 + \frac{\sigma_0}{E_c} + S_i^2 \cdot u_1 \cdot \left(x - \frac{x^2}{L}\right)$
$u(x) = u_1 \cdot \left(1 - \frac{2 \cdot x}{L}\right)$

Fall 2: „elastisch“ und „gleiten“

In diesem Fall müssen die Gleichungen der Bereiche 1 und 2 verknüpft werden. Über die Verschiebung u_1 können die Längen L_1 und L_2 bestimmt werden. Die Verschiebung u_1 ist von der bilinearen Scherspannungs - Verschiebungsfunktion abhängig und beträgt:

$$u_1 = \frac{\tau_0}{C_F} \quad (6.33)$$

Die Länge L_2 läßt sich mit Hilfe der Gl. 6.25 bestimmen. Dabei wird für σ_1 durch die Gleichung 6.9 ersetzt.

$$\frac{\tau_0}{C_F} = -\left(\varepsilon_0 + \frac{\sigma_0}{E_c} + \frac{\tau_0 \cdot \left(\frac{1}{2} - L_2\right)}{E_c \cdot h}\right) \cdot L_2 - \frac{\tau_0}{3 \cdot E_c \cdot h} \cdot L_2^2$$

$$\Leftrightarrow L_2 = \frac{3 \cdot (\varepsilon_0 \cdot E_c + \sigma_0) \cdot h}{4 \cdot \tau_0} + \frac{3}{8} \cdot L + \sqrt{\left(\frac{3 \cdot (\varepsilon_0 \cdot E_c + \sigma_0) \cdot h}{4 \cdot \tau_0} + \frac{3}{8} \cdot L\right)^2 + \frac{3}{2 \cdot S_1^2}} \quad (6.34)$$

Die maximale Spannung ergibt sich aus der Summe von Gl. 6.9 und 6.22.

$$\sigma_{\max} = \sigma_0 + \frac{\tau_0}{h} \cdot L_1 + \frac{\tau_0}{2 \cdot h} \cdot L_2$$

$$= \sigma_0 + \frac{\tau_0}{2 \cdot h} \cdot (L - L_2) \stackrel{!}{\leq} -\varepsilon_0 \cdot E_c \quad (6.35)$$

Die Gleichungen zur Berechnung der Schnittgrößen sind Tabelle 6.3 zu entnehmen.

Tabelle 6.3: Schnittgrößen Fall 2: „elastisch“ und „gleiten“

Bereich 1	Bereich 2
$\tau(x_1) = \tau_0$	$\tau(x_2) = \tau_0 \cdot \left(1 - \frac{x_2}{L_2}\right)$
$\sigma(x_1) = \sigma_0 + \frac{\tau_0}{h} \cdot x_1$	$\sigma(x_2) = \sigma_0 + \frac{\tau_0}{h} \cdot \left(L_1 + x_2 - \frac{x_2^2}{2 \cdot L_2}\right)$
$\varepsilon(x_1) = \varepsilon_0 + \frac{\sigma_0}{E_c} + \frac{\tau_0}{E_c \cdot h} \cdot x_1$	$\varepsilon(x_2) = \varepsilon_0 + \frac{\sigma_0}{E_c} + \frac{\tau_0}{E_c \cdot h} \cdot \left(x_2 - \frac{x_2^2}{2 \cdot L_2}\right)$
$u(x_1) = \frac{\tau_0}{C_F} - \left(\varepsilon_0 + \frac{\sigma_0}{E_c}\right) \cdot (L_1 - x_1) - \frac{\tau_0}{2 \cdot E_c \cdot h} \cdot (L_1^2 - x_1^2)$	$u(x_2) = \frac{\tau_0}{C_F} \cdot \left(1 - \frac{x_2}{L_2}\right)$

Fall 3: „elastisch“ und „fest“

In diesem Fall werden die Gleichungen der Bereiche 2 und 3 verknüpft, indem die Gl. 6.22 und 6.27 gleichgesetzt werden. Dabei ist $\sigma_1 = \sigma_0$.

$$\sigma_{\max} = \sigma_0 + \frac{C_F \cdot u_1}{2 \cdot h} \cdot L_2 = -\varepsilon_0 \cdot E_c \quad (6.36)$$

Aus der Gl. 6.25 lässt sich, wie auch schon bei Gl. 6.31 gezeigt, u_1 bestimmen.

$$u_1 = -\frac{(\varepsilon_0 + \sigma_0/E_c) \cdot L_2}{1 + \frac{S_1^2 \cdot L_2^2}{3}} \quad (6.37)$$

Wird Gl. 6.37 in Gl. 6.36 eingesetzt, lässt sich daraus die Länge L_2 ermitteln.

$$L_2 = \frac{\sqrt{6}}{S_1} \quad (6.38)$$

Die maximale Relativverschiebung u_1 ergibt sich aus Gl. 6.37.

$$u_{\max} = u_1 = -\sqrt{\frac{2}{3}} \cdot \frac{\varepsilon_0 + \sigma_0/E_c}{S_1} \quad (6.39)$$

Alle Gleichungen zur Berechnung der Schnittgrößen sind in Tabelle 6.4 zusammengestellt.

Tabelle 6.4: Schnittgrößen Fall 3: „elastisch“ und „fest“

Bereich 2	Bereich 3
$\tau(x_2) = -\sqrt{\frac{2}{3}} \cdot (\varepsilon_0 \cdot E_c + \sigma_0) \cdot S_1 \cdot h \cdot \left(1 - \frac{x_2}{L_2}\right)$	$\tau(x_3) = 0$
$\sigma(x_2) = \sigma_0 - \sqrt{\frac{2}{3}} \cdot (\varepsilon_0 \cdot E_c + \sigma_0) \cdot S_1 \cdot \left(x_2 - \frac{x_2^2}{2 \cdot L_2}\right)$	$\sigma(x_3) = -\varepsilon_0 \cdot E_c$
$\varepsilon(x_2) = \left(\varepsilon_0 + \frac{\sigma_0}{E_c}\right) \cdot \left(1 - \sqrt{\frac{2}{3}} \cdot S_1\right) \cdot \left(x_2 - \frac{x_2^2}{2 \cdot L_2}\right)$	$\varepsilon(x_3) = 0$
$u(x_2) = \left(\varepsilon_0 + \frac{\sigma_0}{E_c}\right) \cdot \left(-\frac{\sqrt{2}}{S_1} \cdot x_2 - \frac{S_1}{\sqrt{6}} \cdot x_2^2 + \frac{S_1^2}{18} \cdot x_2^3\right)$	$u(x_3) = 0$

Fall 4: „gleiten“, „elastisch“ und „fest“

Dieser Fall beschreibt die Situation, wie sie in Bild 6.3 dargestellt ist. Die maximale Spannung ergibt sich aus den Gl. 6.9, 6.22 und 6.27, in die für u_1 die Bedingung der Gl. 6.33 eingesetzt wird.

$$\sigma_{\max} = \sigma_0 + \frac{\tau_0}{h} \cdot \left(L_1 + \frac{L_2}{2}\right) = -\varepsilon_0 \cdot E_c \quad (6.40)$$

Diese Gleichung enthält die beiden Unbekannten L_1 und L_2 . Mit Hilfe der Gl. 6.25 für u_1 und Gl. 6.9 für σ_1 können die beiden Längen berechnet werden.

$$\frac{\tau_0}{C_F} + \left(\varepsilon_0 + \frac{\sigma_0}{E_c} \right) \cdot L_2 + \frac{\tau_0}{E_c \cdot h} \cdot \left(L_1 \cdot L_2 + \frac{L_2^2}{3} \right) \quad (6.41)$$

$$\Rightarrow L_2 = \frac{\sqrt{6}}{S_i} \quad (6.42)$$

$$\Rightarrow L_1 = -\frac{E_c \cdot h}{\tau_0} \cdot \left(\varepsilon_0 + \frac{\sigma_0}{E_c} \right) - \frac{\sqrt{3}}{S_i} \quad (6.43)$$

Die maximale Verschiebung ergibt sich zu:

$$u_{\max} = u_0 = \frac{\tau_0}{4 \cdot C_F} + \frac{E_c \cdot h}{2 \cdot \tau_0} \cdot \left(\varepsilon_0 + \frac{\sigma_0}{E_c} \right)^2 \quad (6.44)$$

Die Gleichungen zur Berechnung der Schnittgrößen sind in Tabelle 6.5 zusammengestellt.

Tabelle 6.5: Schnittgrößenverteilung Fall 4: „gleiten“, „elastisch“ und „fest“

Bereich 1	Bereich 2	Bereich 3
$\tau(x_1) = \tau_0$	$\tau(x_2) = \tau_0 \cdot \left(1 - \frac{x_2}{L_2} \right)$	$\tau(x_3) = 0$
$\sigma(x_1) = \sigma_0 + \frac{\tau_0}{h} \cdot x_1$	$\sigma(x_2) = \sigma_0 + \frac{\tau_0}{h} \cdot \left(L_1 + x_2 - \frac{x_2^2}{2 \cdot L_2} \right)$	$\sigma(x_3) = -\varepsilon_0 \cdot E_c$
$\varepsilon(x_1) = \varepsilon_0 + \frac{\sigma_0}{E_c} + \frac{\tau_0}{E_c \cdot h} \cdot x_1$	$\varepsilon(x_2) = \varepsilon_0 + \frac{\sigma_0}{E_c} + \frac{\tau_0}{E_c \cdot h} \cdot \left(x_2 - \frac{x_2^2}{2 \cdot L_2} \right)$	$\varepsilon(x_3) = 0$
$u(x_1) = \frac{\tau_0}{C_F} - \left(\varepsilon_0 + \frac{\sigma_0}{E_c} \right) \cdot (L_1 - x_1)$ $-\frac{\tau_0}{2 \cdot E_c \cdot h} \cdot (L_1^2 - x_1^2)$	$u(x_2) = \frac{\tau_0}{C_F} \cdot \left(1 - \frac{x_2}{L_2} \right)$	$u(x_3) = 0$

6.4.4 Diagramm zur Berechnung der zentrischen Zwangspannung

Die maximalen Zwangspannungen infolge der Wechselwirkung zwischen Boden und Bodenplatte lassen sich mit Hilfe der im vorhergehenden Abschnitt hergeleiteten Gleichungen berechnen. Zur schnellen Abschätzung wurde das in Bild 6.5 gezeigte Diagramm erarbeitet, mit dem sich der Faktor λ ermitteln läßt. Dieser beschreibt das

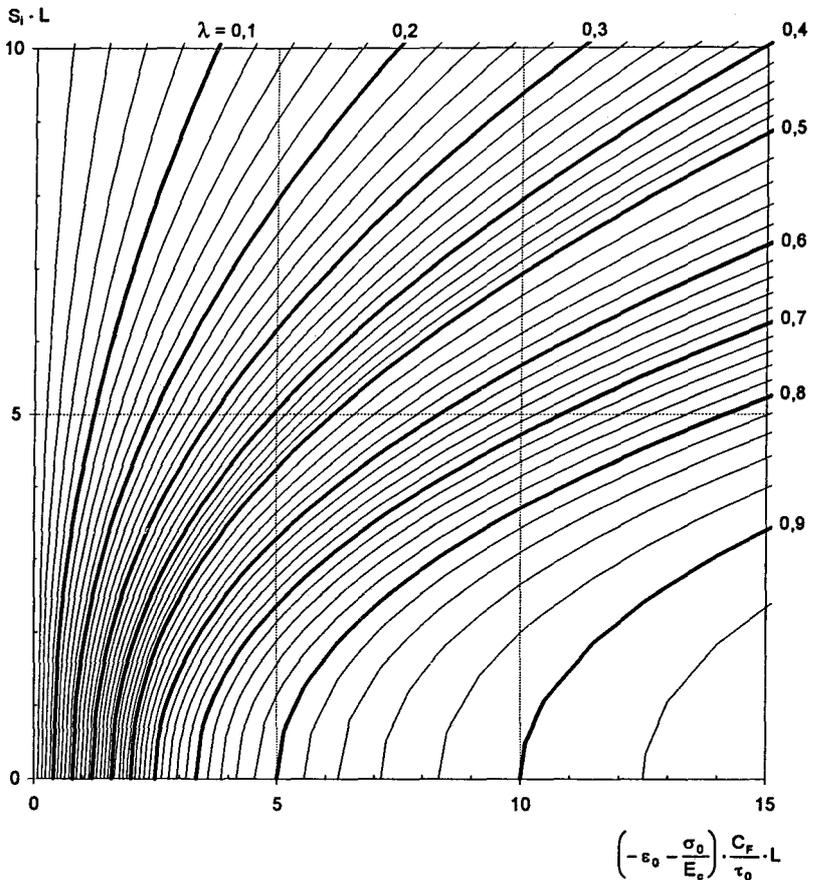


Bild 6.6: Ausschnitt aus dem in Bild 6.5 gezeigtem Diagramm

6.4.5 Bodenplatten auf hydraulisch gebundener Tragschicht

Bei Bodenplatten, die direkt auf hydraulisch gebundenen Tragschichten (HGT) betoniert werden, resultieren die Zwangsspannungen hauptsächlich aus der gegenseitigen Verformungsbehinderung von HGT und Platte. Zusätzlich werden die Verformungen des Gesamtsystems durch den darunterliegenden Boden behindert (vgl. Abs. 4.4 und 6.4). Im folgenden wird ein Berechnungsansatz für das Dreischichtensystem Sand, HGT, Bodenplatte (s. Bild 6.7) vorgestellt. Dabei wird das Dreischicht-

tensystem auf ein Zweischichtensystem zurückgeführt, so daß auf die Gleichungen und das Diagramm im vorhergehenden Abschnitt zurückgegriffen werden kann.

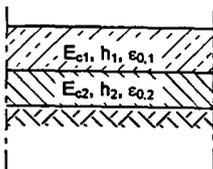


Bild 6.7: Dreischichtensystem Sand, HGT, Bodenplatte

In den folgenden Gleichungen bezeichnet der Index „1“ die Bodenplatte und der Index „2“ die HGT. Das Steifigkeitsverhältnis S_1 in den Gleichungen 6.7 bis 6.45 ist durch das Steifigkeitsverhältnis S_j zu ersetzen.

$$S_j = \sqrt{\frac{C_F}{E_{c,1} \cdot h_1 + E_{c,2} \cdot h_2}} \quad (6.46)$$

Zur weiteren Vereinfachung wird das Steifigkeitsverhältnis von Bodenplatte zu HGT mit

$$S_k = \frac{E_{c,1} \cdot h_1}{E_{c,2} \cdot h_2} \quad (6.47)$$

definiert. Die einwirkende Dehnung ϵ_0 des Gesamtsystems wird aus den mittleren Dehnungen der HGT und der Betonbodenplatte und deren Steifigkeitsverhältnis berechnet.

$$\epsilon_0 = \frac{\epsilon_{0,1} \cdot S_k + \epsilon_{0,2}}{1 + S_k} \quad (6.48)$$

Mit dieser Dehnung ist die zentrische Spannung $\sigma(x)$ des Gesamtsystems zu berechnen. Dafür können die Gleichungen oder das Diagramm des vorhergehenden Abschnittes herangezogen werden. Für die Plattendicke h ist eine Vergleichsdicke von $h_v = 1 \text{ m}$ anzusetzen. Die Federsteifigkeit C_F und die maximale Scherspannung τ_0 ist für den Boden unter der HGT zu ermitteln. Aus dem Kräftegleichgewicht zwischen Sand, HGT und Bodenplatte sowie dem Steifigkeitsverhältnis S_k ergibt sich die zentrische Spannungen in der Bodenplatte zu:

$$\sigma_1(x) = (\epsilon_{0,2} - \epsilon_{0,1}) \cdot \frac{E_{c,1}}{(1 + S_k)} + \frac{\sigma(x) \cdot h_v \cdot S_k}{h_1 \cdot (1 + S_k)} \quad (6.49)$$

und in der HGT zu:

$$\sigma_z(x) = -(\varepsilon_{0,2} - \varepsilon_{0,1}) \cdot \frac{E_{c,2} \cdot S_k}{(1 + S_k)} + \frac{\sigma(x) \cdot h_v}{h_2 \cdot (1 + S_k)} \quad (6.50)$$

6.5 Überlagerung von Last und Zwang

Neben den Zwangeinwirkungen werden Bodenplatten auch durch Lasten beansprucht. Die Schnittgrößen aus Lasteinwirkung sind von den vertikalen Baugrundverformungen und der daraus resultierenden Sohldruckverteilung abhängig. DIN 4018 [16] empfiehlt für die Berechnung die Anwendung des Bettungsmodul- oder des Steifemodulverfahrens. Beide Verfahren können für Bodenplatten beliebiger Geometrie angewendet werden.

Das Bettungsmodulverfahren benutzt voneinander unabhängige Setzungsfedern. Der Sohldruck σ_z ergibt sich dabei zu:

$$\sigma_z = k_s \cdot s \quad (6.51)$$

k_s Bettungsmodul
 s Setzung

Viele Statik-Programme bieten die Möglichkeit der Schnittkraftermittlung auf der Grundlage des Bettungsmodulverfahrens. Dabei muß allerdings beachtet werden, daß sich bei einigen Statik-Programmen Zugspannungen in der Sohlfuge ergeben. Dies steht im Widerspruch zur Realität. Die Folge sind falsche Ergebnisse.

Beim Steifemodulverfahren sind die Setzungsfedern unter der Bodenplatte untereinander gekoppelt. Die Steifigkeitsverhältnisse des Baugrundes können bis in größere Tiefen unter Berücksichtigung der anstehenden Bodenschichten erfaßt werden. Dieses Verfahren erfordert einen wesentlich höheren Rechenaufwand. Zur Lösung stehen einige Rechenprogramme sowie die Tafeln von Kany [30] zur Verfügung, die das Verfahren vereinfacht und praxisingerecht aufbereitet hat.

Die Unterschiede der beiden Verfahren werden in Bild 6.8 dargestellt. Für eine Bodenplatte mit konstanter Flächenlast q ergibt sich bei der Betrachtung nach dem Bettungsmodulverfahren eine konstante Setzung und damit eine konstante Sohldruckverteilung. Nach diesem Berechnungsverfahren treten bei diesem Beispiel keine Momente auf. Bei dem Steifemodulverfahren hingegen ist der Sohldruck an den Rändern der Platte größer, da sich hier auch die benachbarten Punkte am Lastabtragung beteiligen. Hieraus resultiert eine Momentenbeanspruchung der Bodenplatte. Bei Bodenplatten mit großen Einzellasten sind die nach dem Bettungsmodulverfahren berechneten Momente in der Regel etwas zu groß. Die Ergebnisse des Steifemodulverfahrens entsprechen besser den realen Gegebenheiten.

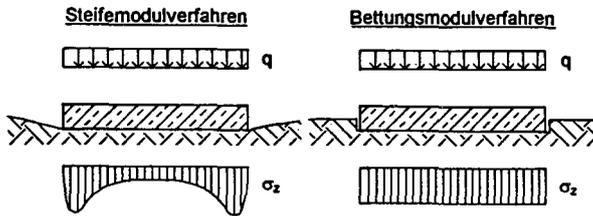


Bild 6.8: Sohlendruckverteilung σ_z und Setzung einer durch eine Gleichlast q beanspruchten Bodenplatte

Die sich aus den Lasten ergebenden Spannungen sind in aller Regel nur Biegespannungen. Bleibt die Bodenplatte ungerissen, können die Biegespannungen infolge Last und Zwang durch Addition überlagert werden, ohne daß das Ergebnis zu sehr verfälscht wird. Kommt es allerdings zu einer Rißbildung, so reduziert sich die Steifigkeit der Platte und damit auch die Zwangspannungen. Zusätzlich resultieren aus der Steifigkeitsveränderung Lastumlagerungen. Grundsätze der Steifigkeitsreduktion infolge Rißbildung werden in Abs. 8.2.4 erläutert.

7 Vorspannung

7.1 Allgemeines

Die Druckfestigkeit des Betons ist 10 bis 15 Mal größer als die Zugfestigkeit. Diese wird jedoch bei Betonbodenplatten nicht ausgenutzt. Bei der Vorspannung werden diese Eigenschaften genutzt, indem auf das Bauteil eine Druckspannung aufgebracht wird, so daß die aus den Einwirkungen (Temperaturänderungen, Schwinden, Last) resultierenden Spannungen die Zugfestigkeit des Betons nicht überschreiten oder keine Zugspannungen im Betonquerschnitt auftreten. Bei Betonkonstruktionen mit Dichtfunktion ist die Vorspannung häufig die einzige Möglichkeit zur Gewährleistung einer trennrißfreien und damit dichten Konstruktion.

Den zusätzlichen Aufwendungen durch das Vorspannen stehen eine Reduzierung der Plattendicke und der schlaffen Bewehrung sowie die Möglichkeit des vollkommenen Verzichts auf kostenintensive Fugenkonstruktionen gegenüber.

7.2 Spannglieder

7.2.1 Spannglieder mit nachträglichem Verbund

Bei Vorspannung mit nachträglichem Verbund werden die zunächst in Spannkänen frei geführten Spannstähle gegen den erhärteten Beton vorgespannt. Anschließend wird zum Korrosionsschutz des Spannstahls und zur Erzeugung der Verbundwirkung Zementmörtel in die Spannkäne eingepreßt. Die Verbundwirkung ermöglicht die Ausnutzung der Streckgrenze des Spannstahls im rechnerischen Bruchzustand, schließt jedoch einen Austausch oder ein Nachspannen der Spannglieder aus.

Das Spannglied einschließlich der Verankerungen ist so zu konstruieren, daß beim Einpressen des Zementmörtels in den Spannkänel keine Hohlräume verbleiben. Bei Instandsetzungsarbeiten und Abbrüchen von Spannbetonbauwerken hat sich gezeigt, daß die Einpreßarbeiten früher nicht immer mit der nötigen Sorgfalt durchgeführt wurden.

Aus Gründen des Korrosionsschutzes ist der Zeitraum zwischen Einbau des Spanngliedes und dem Einpressen des Zementmörtels zeitlich begrenzt. Die Möglichkeit des Aufbringens der Vorspannung in mehreren Teilschritten (vgl. Abs. 7.5) ist somit eingeschränkt. Bei Stäben mit kleinerem Durchmesser und bei Litzen besteht dagegen die Möglichkeit, diese erst kurz vor dem Spannen in die bereits eingebauten Hüllrohre einzuschießen.

7.2.2 Spannglieder ohne Verbund

Seit einigen Jahren werden vermehrt innerhalb des Betonquerschnittes liegende Einzellitzen ohne Verbund (Monolitzen) eingesetzt (s. Bild 7.1). Diese Fertigspannglieder werden bereits im Werk mit einem Korrosionsschutz, bestehend aus einem PE-Kunststoffrohr und Dauerkorrosionsschutzfett, versehen. Neben den Vereinfachungen bei den Einbauarbeiten entfällt der besonders bei kleinen Spanngliedern hohe Kostenanteil für das Einpressen des Zementmörtels.

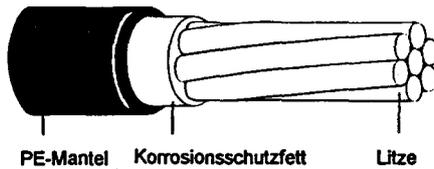


Bild 7.1: Kunststoffummantelte und gefettete Einzellitze ohne Verbund (Monolitze)

Beim Einsatz von Monolitzen besteht die Möglichkeit des Vor- und Nachspanns sowie des vollständigen Austausches des Spanngliedes zu jedem beliebigen Zeitpunkt. Die Verwendung von Einzellitzen ist bei Bodenplatten auch aus konstruktiven Gründen vorteilhaft. Bei kreuzweiser zentrischer Vorspannung bleibt die durch die Kreuzungspunkte bedingte Exzentrizität vergleichsweise gering (s. Bild 7.2).

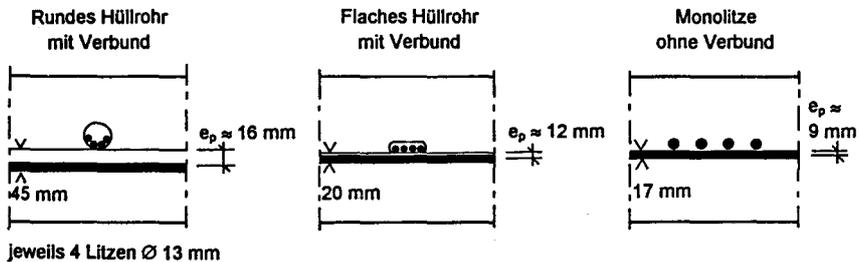


Bild 7.2: Vergleich der maximalen Exzentrizität zentrisch vorgespannter Bodenplatten bei verschiedenen Spanngliedarten

Die zulässigen Krümmungsradien für Monolitzen sind wesentlich kleiner als die herkömmlicher Bündelspannglieder mit Verbund, da die Einzellitzen keinen Querdruck durch benachbarte Litzen erhalten. Damit ist die Anpassung auch an einen kurzwei-

ligen Momentenverlauf möglich. Außerdem sind die Spannkraftverluste infolge Reibung zwischen Spannglied und Hüllrohr gegenüber Spanngliedern mit nachträglichem Verbund sehr viel geringer.

Die Forderung nach einer Überdrückung des Betonquerschnittes in Höhe der Spanngliedlage im Gebrauchszustand (EC 2 [22]) entfällt, da der Korrosionsschutz dieser Spannglieder unabhängig von der Rißbildung des umgebenden Konstruktionsbetons ist.

Das Fehlen des Verbundes hat den Nachteil, daß die Streckgrenze des Spannstahls im rechnerischen Bruchzustand nicht erreicht wird und daß bei Versagen der Verankerung oder eines Spannstahlquerschnittes das Spannglied über seine gesamte Länge ausfällt.

7.2.3 Spanngliedverankerungen

Die Verankerung hat die Aufgabe, die Spannkraft der Spannglieder auf den Beton zu übertragen. Dabei ist zu beachten, daß in den Ankerbereichen, abhängig von der Ankerkonstruktion, lokal sehr hohe Betondruck- und Zugspannungen auftreten können. Die Zuverlässigkeit der Verankerung ist von entscheidender Bedeutung für die Sicherheit einer Spannbetonkonstruktion.

Es ist darauf zu achten, daß der Korrosionsschutz des Spannstahls auch im Verankerungsbereich gewährleistet ist. Die Verankerung ist so zu konstruieren, daß bis zum festen Sitz der Spannglieder kein zu großer Schlupf auftritt. Dies führt besonders bei kurzen Spanngliedern zu einem unwirtschaftlich großen Spannungsabfall, der auch durch Überspannen nicht ausgeglichen werden kann.

Als Verankerungen stehen die folgenden Möglichkeiten zur Verfügung:

- Keilverankerung
- Klemmverankerung
- Verankerung mit Preßhülsen
- Verankerung mit Gewinden
- Verankerung mit aufgestauchten Köpfen
- Verankerung mit Schlaufen
- Verankerung durch Verbund

Die einzelnen Verankerungsarten [34] sind in ausführlich beschrieben.

In Bild 7.3 ist eine Verankerung mit Außenkeilen dargestellt. Die Spannkraft wird über die Keile auf den Anker und von dort auf den Beton übertragen. Während der Betonage wird der Ankerkopf mittels einer Kunststoffhülse geschützt, die nach dem

Betonieren entfernt wird. Nach dem Spannen wird das Spannglied abgetrennt und der Ankerkopf mit einer Verschlusskappe mit Keilsicherung verschlossen. Diese Kappe gewährleistet ebenfalls den Korrosionsschutz.

Für den Festanker wird in der Regel die gleiche Verankerung wie für den Spannanker gewählt. Alternativ kann auch eine Preßhülse verwendet werden, die bereits im Werk auf die abgelängten Spannglieder aufgepreßt wird. Diese überträgt die Spannkraft über eine Ankerplatte auf den Beton.

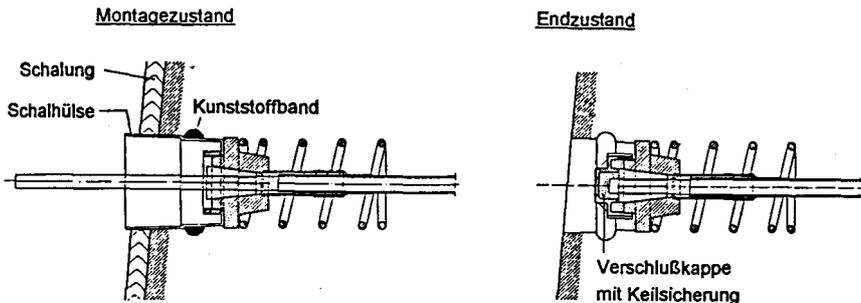


Bild 7.3: Keilverankerung für Monolitzen

7.3 Spanngliedführung

Durch die Wahl einer geeigneten Spanngliedführung kann die Schnittkraftverteilung in der Konstruktion günstig beeinflusst werden. Dies ist besonders dort sinnvoll, wo ständige Lasten (z. B. aus Eigengewicht) von Flächen auf Punkte (z. B. Flachdecke) bzw. von Punkten auf Flächen (z. B. Sohlplatte mit Einzelstützen) übertragen werden. Bild 7.4 zeigt als Beispiel eine Bodenplatte mit zwei Einzelstützen. Unterhalb der Konstruktionsskizze ist die Sohldruckverteilung σ_z mit und ohne Vorspannung aufgetragen. Es wird deutlich, daß durch die Vorspannung die Sohldruckverteilung gleichmäßiger wird. Dies hat eine höhere Momentenbeanspruchung zur Folge. Die Gesamtbeanspruchung der Platte unter Berücksichtigung der Sohldruckverteilung und der Vorspannung verringert sich.

Treten keine ständigen Lasten auf und resultieren die Einwirkungen vorwiegend aus behinderten Temperatur- und Schwindverformungen, so ist eine Spanngliedführung im Querschnittsschwerpunkt empfehlenswert (zentrische Vorspannung). Bild 7.5 zeigt als Beispiel die Bodenplatte einer Umfüllstation (z. B. Tankstelle).

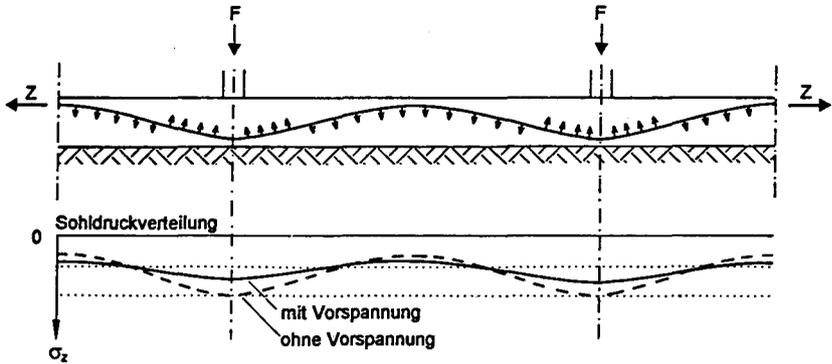


Bild 7.4: Sohldruckverteilung σ_z in einer vorgespannten Bodenplatte im Vergleich mit einer nicht vorgespannten Bodenplatte

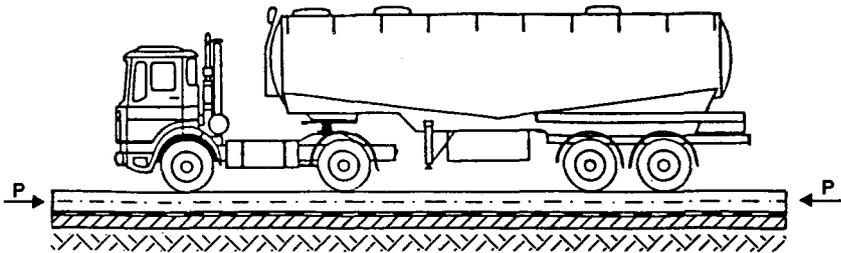


Bild 7.5: Zentrisch vorgespannte Bodenplatte einer Umfüllstation

7.4 Anforderungen an die Konstruktion

Die Ausführung eines Bauwerks als Spannbetonkonstruktion sollte schon beim Entwurf berücksichtigt werden. Die Geometrie der Bauteile sollte einfach, ohne Versprünge und ohne große Aussparungen sein. Günstig sind rechteckige Platten. Hier können alle Spannglieder auf voller Länge durchgeführt und so die Anzahl der Spannstellen und der Spannstahlbedarf minimiert werden.

Die Bauteildicken von Spannbetonkonstruktionen können und sollten gering gehalten werden. Dicke Bauteile haben gegenüber dünneren einen größeren Spannstahlbedarf. Eine Verzahnung der Bodenplatte mit dem Baugrund z. B. durch Rinnen

oder Gruben ist zu vermeiden oder im Bewegungsrühepunkt der Platte anzuordnen. Zur Minimierung der Spannkraftverluste infolge der horizontalen Verformungsbehinderung der Bodenplatten können Gleitschichten eingebaut werden (vgl. Abs.4).

7.5 Zeitpunkt des Vorspannens

Das Vorspannen im Spannbett vor dem Betonieren stellt eine Ausnahme dar (Fertigteileplatten). Hier wird der Zeitpunkt des Vorspannens nach der Betonage diskutiert. Ein optimaler Termin kann nicht pauschal festgelegt werden. Er ist abhängig von der zeitlichen Entwicklung

- der Betondruckfestigkeit
- der Betonzugfestigkeit
- der Zwangeinwirkung vor allem infolge abfließender Hydratationswärme, aber auch infolge Schwinden und witterungsbedingter Temperaturänderung.

Es sollte so vorgespannt werden, daß eine frühe Rißbildung infolge abfließender Hydratationswärme verhindert wird (s. Bild 7.6). Dies macht eine Vorspannung wenige Tage nach der Betonage erforderlich. Die Betondruckfestigkeit ist zu diesem Zeitpunkt noch sehr gering, so daß es notwendig wird, die Vorspannkraft in mehreren Teilschritten aufzubringen.

Die Größe der ersten Teilvorspannung, wie auch der Termin der endgültigen Vorspannung, richten sich nach der Entwicklung der Betondruckfestigkeit (s. Abs. 2.1).

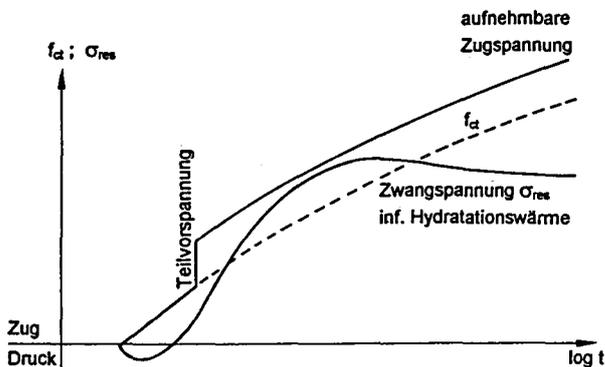


Bild 7.6: Optimaler Zeitpunkt für eine erste Teilvorspannung

7.6 Spannkraftverluste infolge Verformungsbehinderung

7.6.1 Rechnerische Bestimmung der Spannkraftverluste und Kombination mit den Zwangsspannungen

Grundlagen und Berechnungsansätze der Verformungsbehinderung wurden bereits in Abs. 4 erläutert und können auch für die Berechnung der Vorspannverluste angewendet werden. In den Gleichungen des Abs. 6 wird die Vorspannung über die Spannung σ_0 am Plattenende berücksichtigt ($\sigma_p = \sigma_0$).

Die maximalen Spannungen sind unter gleichzeitiger Berücksichtigung der einwirkenden Dehnung ε_0 und der Vorspannung σ_p zu ermitteln. Es ist falsch, beide Anteile getrennt zu berechnen und nachträglich zu addieren. Exemplarisch werden die Zusammenhänge für eine gleitend gelagerte Bodenplatte erläutert.

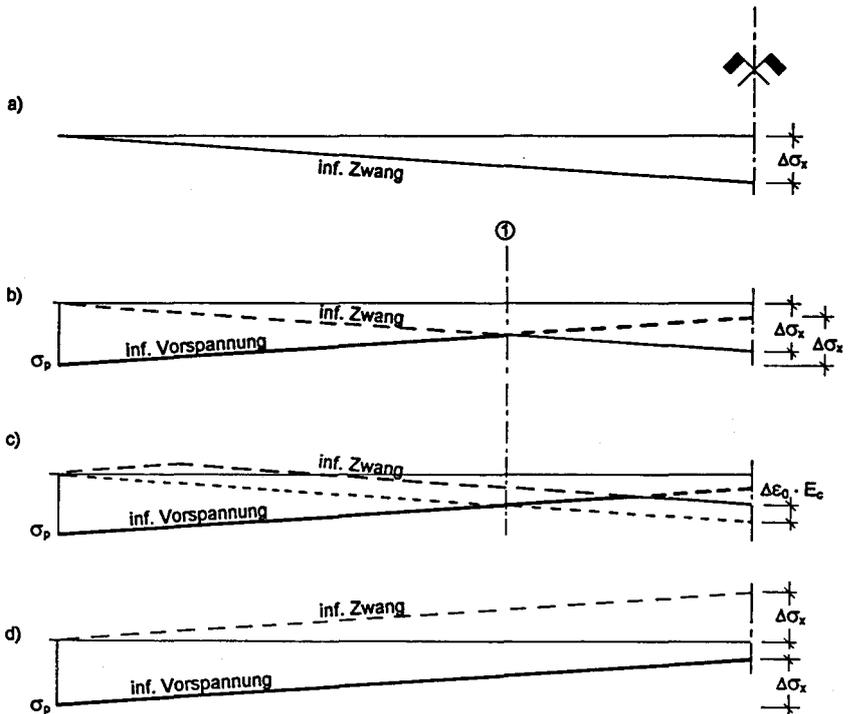


Bild 7.7: Spannungsverteilung in einer vorgespannten, gleitend gelagerten Bodenplatte

Bild 7.7 zeigt die Spannungsverteilung in einer Bodenplatte, die während einer Erwärmungsphase vorgespannt wird und danach abkühlt. Wird während einer Abkühlungsphase vorgespannt, stellt sich sofort die unter (d) dargestellte Spannungsverteilung ein.

Das Bild 7.7a zeigt die Spannungsverteilung in der noch nicht vorgespannten Platte infolge Zwang (vgl. Abs. 4 und 6). Wird die Platte mit σ_p vorgespannt ergibt sich die unter Punkt (b) dargestellte Spannungsverteilung. Infolge der Reibung reduziert sich die Vorspannung zur Plattenmitte hin. Zwischen der Stelle (1) und der Plattenmitte ändert sich die Spannung nicht. Punkt (c) zeigt ein Zwischenstadium während der Abkühlung der vorgespannten Platte, Punkt (d) die maximale Spannung. Die Spannung in Plattenmitte kann nicht größer als

$$\sigma_{x,max} = \sigma_p + \Delta\sigma_x \quad (7.1)$$

mit

$$\Delta\sigma_x = \frac{\tau_0 \cdot L}{2 \cdot h}$$

werden, unabhängig davon, wie groß die Vorspannung und die Dehnung ε_0 infolge der Einwirkungen ist.

Zwangspannung und Vorspannverlust infolge Reibung haben die gleiche Größe. Zur Berechnung der maximalen zentrischen Spannung sind die Zwangspannungen und der Vorspannverlust infolge Reibung nicht zu addieren.

Bei auf Sand gelagerten Bodenplatten mit bilinearem Scherspannungs - Verschiebungsgesetz sind zur Berechnung der maximalen Spannung in Plattenmitte einwirkende Dehnung ε_0 und Vorspannung $\sigma_p = \sigma_0$ in die Gleichungen des Abs. 6 gleichzeitig einzusetzen. Eine getrennte Berechnung und nachträgliche Addition führt zu einem falschen Ergebnis mit fast doppelten maximalen Spannungen.

7.6.2 Versuchsergebnisse

Im Rahmen der eigenen Versuche an 50 m langen Plattenstreifen *FUBO 2* [46] wurden im Sommer 1996 drei Plattenstreifen mit $1,5 \text{ N/mm}^2$ vorgespannt um die Spannkraftverluste infolge Verformungsbehinderung zu bestimmen. Dabei war der Plattenstreifen *FUBO 2.1* auf Gleitfolie und die anderen beiden Platten *FUBO 2.4* und *2.5* auf Sand gelagert. Die Vorspannung wurde in zwei Schritten ($\sigma_{p1} \approx 0,5 \text{ N/mm}^2$; $\sigma_{p2} \approx 1,5 \text{ N/mm}^2$) aufgebracht. Detaillierte Erläuterungen zu den Versuchen sind in [46] zu finden.

Bild 7.8 zeigt den zweiten Spannvorgang der Plattenstreifen *FUBO 2.1* (Gleitfolie) und *FUBO 2.4* (Sand). Die aufgebrachte Vorspannung ist als durchgezogene Linie, die in Plattenmitte gemessenen Spannungen sind als Punkte dargestellt. Die Vorspannung mußte aus technischen Gründen in mehreren Spannschritten aufgebracht werden.

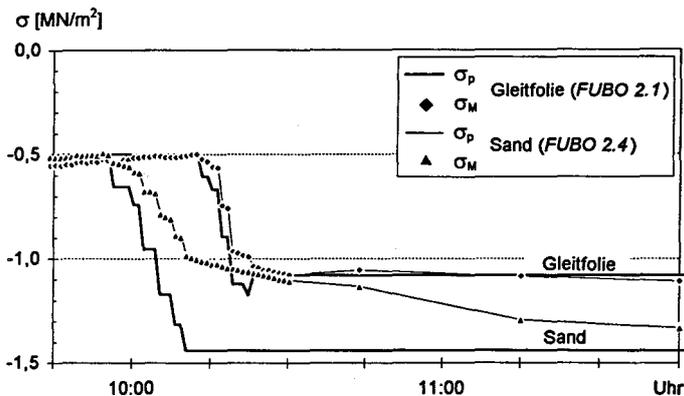


Bild 7.8: Vorspannung der Versuchsplattenstreifen *FUBO 2.1* (Gleitfolie) und *FUBO 2.4* (Sand)

Im Plattenstreifen *FUBO 2.1* (Gleitfolie) sind bei den ersten beiden Spannschritten geringe Spannkraftverluste zu beobachten. Danach gleitet die Platte und es kommen keine weiteren Verluste hinzu. Bei diesem Plattenstreifen wurde die Spannkraft am Ende des Spannvorganges wieder etwas nachgelassen, so daß die Spannung in Plattenmitte zu dieser Zeit der Vorspannung entsprach. Die Methode des Überspannens und Nachlassens ist zum Ausgleich der Spannkraftverluste jedoch nicht geeignet, da sich nach einem Tagestemperaturgang die Spannungsverteilung entsprechend Bild 7.7d einstellt.

Beim Plattenstreifen *FUBO 2.4* (Sand) wurden während des Spannens sehr große Spannungsverluste beobachtet, die allerdings schon innerhalb einer Stunde durch das Kriechen des Sandes größtenteils wieder abgebaut wurden.

Die Vorspannung σ_p und die Spannung in Plattenmitte σ_M der Plattenstreifen *FUBO 2.1* (Gleitfolie) und *FUBO 2.4* (Sand) werden in Bild 7.9 gegenübergestellt.

Dabei wird sowohl der erste Spanntermin als auch die endgültige Vorspannung betrachtet. Beim Plattenstreifen *FUBO 2.1* (Gleitfolie) beträgt der Spannkraftverlust ca. $0,18 \text{ MN/m}^2$. Er ist unabhängig von der Größe der Vorspannung. Einfluß hat nur der Reibbeiwert der Gleitfolie sowie die Länge und Dicke des Plattenstreifens. Beim Plattenstreifen *FUBO 2.4* (Sand) ist der Spannkraftverlust zum Zeitpunkt des Spannens deutlich größer. Er ist auch von der Größe der Vorspannung abhängig. Durch Kriechen des Sandes werden die Verluste jedoch schnell wieder abgebaut und waren nach einer Stunde nur wenig größer als bei der auf Gleitfolie gelagerten Platte.

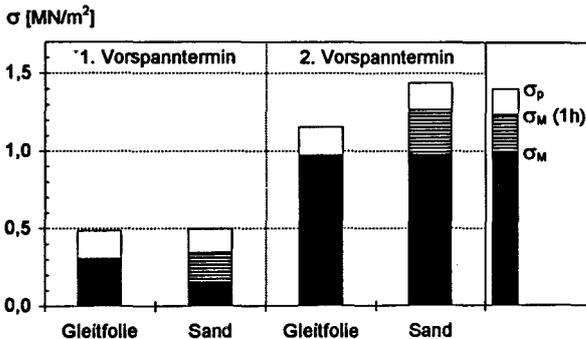


Bild 7.9: Vorspannung σ_p und Vorspannverluste der Versuchsplatten *FUBO 2.1* (Gleitfolie) und *FUBO 2.4* (Sand)

7.6.3 Vergleich der Versuchsergebnisse mit der Rechnung

Die im vorhergehenden Abschnitt vorgestellten Versuchsergebnisse [46] werden im Bild 7.10 berechneten Spannungen gegenübergestellt. Die Rechenergebnisse basieren auf den in dieser Arbeit vorgestellten Berechnungsverfahren. Beim Plattenstreifen *FUBO 2.1* (Gleitfolie) ist die Übereinstimmung sehr gut. Der für die Rechnung angesetzte Reibbeiwert beträgt $\mu_{fr} = 0,11$. Bei dem auf Sand gelagerten Plattenstreifen *FUBO 2.4* weichen die Ergebnisse geringfügig voneinander ab. Dies ist vor allem auf die nur ungenau zu erfassenden Kriecheigenschaften des Sandes zurückzuführen. Für den Sand wurde eine Federsteifigkeit von $C_F = 15 \text{ MN/m}$ und eine maximale Scherspannung von $\tau_0 = 4,0 \text{ kN/m}^2$ angesetzt. Diese Werte sind kleiner als die bei den Verformungen infolge Temperaturänderungen ermittelten (vgl. Abs. 4.4.2).

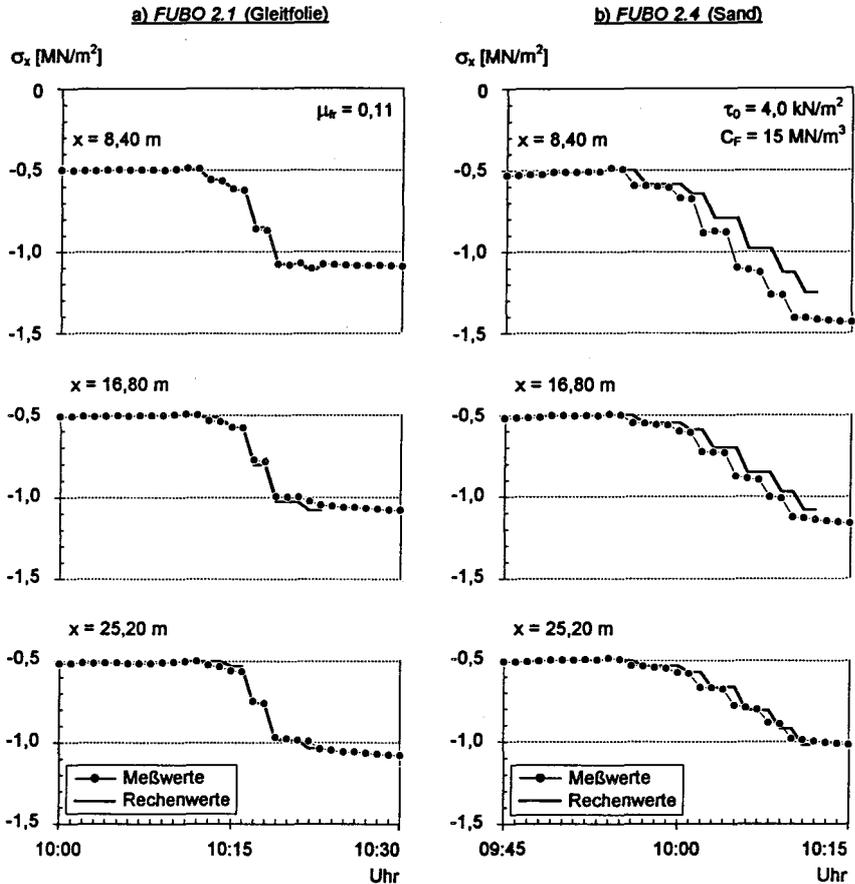


Bild 7.10: Vergleich der im Versuch während der Vorspannung der Plattenstreifen gemessen Spannungen mit Rechenergebnissen

7.7 Erforderliche Vorspannung

Die Größe der erforderlichen Vorspannung ergibt sich bei den hier betrachteten Bodenplatten aus den Anforderungen der Gebrauchsfähigkeit. Die Nachweise der Tragfähigkeit sind hier in der Regel ohne Bedeutung. In Abhängigkeit von der Größe der Vorspannung unterscheidet die DIN 4227 [17] in:

- Volle Vorspannung (im Gebrauchszustand keine Zugspannungen)
- Beschränkte Vorspannung (im Gebrauchszustand Zugspannungen bis zu den in DIN 4227 [17] Abs. 10.1.2 und 15 angegebenen Grenzwerten)
- Teilweise Vorspannung (keine Begrenzung der Zugspannungen)

Im EC 2 [22] sind keine entsprechenden Unterscheidungskriterien angegeben. In der Literatur sind neben den Grenzwerten der DIN 4227 noch andere Bestimmungen zur Berechnung der erforderlichen Vorspannung zu finden:

- Die zentrische Spannung soll die Zugfestigkeit des Betons mit Sicherheit nicht überschreiten. ($\sigma_c \leq f_{ct} / \gamma$). Bei Momentenbeanspruchung ist eine ausreichende Druckzonenhöhe nachzuweisen. (entsprechend der DAfStb-Richtlinie für Betonbau beim Umgang mit wassergefährdenden Stoffen [9]).
- Alle Teile des Spanngliedes sollen unter häufiger Lastkombination wenigstens 25 mm innerhalb des gedrückten Betons liegen (entsprechend EC 2 Abs. 4.4.2.1 (7) [22]). Dies gilt nicht für Spannglieder mit Korrosionsschutz (z. B. Monolitzen) und Rißbreitenbegrenzung auf $w_k = 0,2$ mm.
- Bereiche, in denen die unter seltener Einwirkungskombination am Rand ermittelten Betondruckspannungen dem Betrag nach kleiner gleich 1 MN/m^2 sind, sind Bereiche wahrscheinlicher Rißbildung (entsprechend *König* Heft 320 DAfStb [1]).

Die Forderung von *König* [1] nach mindestens 1 MN/m^2 Druckspannung ist für Betonbodenplatten überzogen, vor allem, wenn die möglichen Zwangspannungen in die Berechnung mit einfließen. Die daraus resultierenden Spannstahlmengen sind unwirtschaftlich. Die Forderung des EC 2 [22] ist auf Grund des Korrosionsschutzes der Spannglieder zu beachten, trifft allerdings nicht für die hier empfohlenen Monolitzen zu. Diese besitzen einen ausreichenden Korrosionsschutz. Die Forderung der DAfStb-Richtlinie [9] wird als zu gering betrachtet. Die Betonzugfestigkeit ist sehr großen Streuungen unterworfen und sollte für zentrische Spannungen im Gebrauchszustand nicht ausgenutzt werden. Außerdem ist in diesem Fall zusätzlich zum Spannstahl die volle Mindestbewehrung einzulegen.

Es wird empfohlen die zentrischen Zugspannungen vollständig zu überdrücken. Größere Biegespannungen sollten teilweise durch die Vorspannung abgedeckt werden. Diese Empfehlung verhindert die Entstehung von Trennrissen und erlaubt die Mindestbewehrung für zentrischen Zwang um mindestens 60 % abzumindern (Rißbreitenbegrenzung für Biegezwang). Auf die Berechnung der Mindestbewehrung wird in Abs. 8 näher eingegangen.

8 Rißbreitenbegrenzung und Mindestbewehrung

8.1 Theorie der Rißbildung

In Betonbauteilen kommt es zur Rißbildung, sobald an einer Stelle des Querschnittes die Betonzugfestigkeit überschritten wird. Die Zugspannungen können aus Zwang, Lasten oder einer Kombination beider Einwirkungen resultieren.

Bild 8.1 zeigt die Kraft - Verformungsbeziehungen eines Stahlbetonzugstabes, links infolge Lasteinwirkung und rechts infolge Zwangeinwirkung.

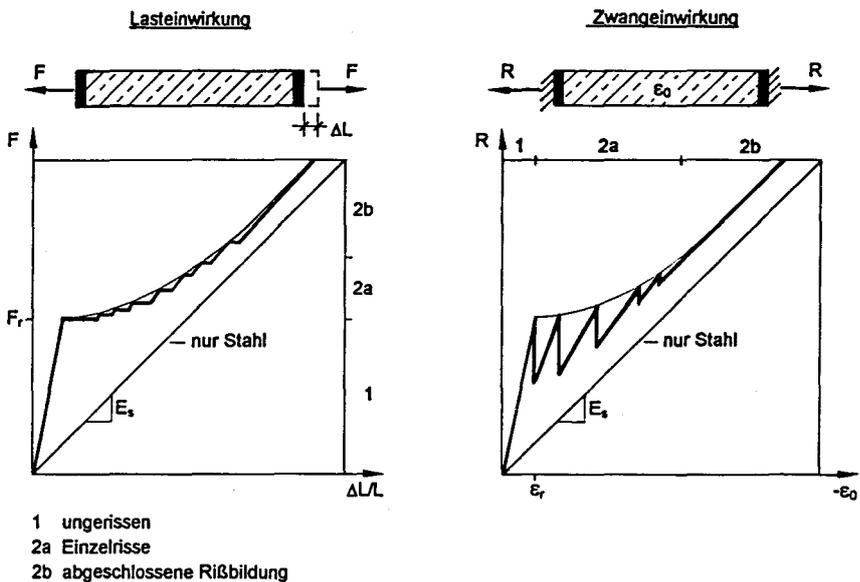


Bild 8.1: Kraft - Verformungsbeziehung eines Stahlbetonzugstabes

Im Fall der Lasteinwirkung (s. Bild 8.1 links) wird die Kraft F gesteigert. Erreicht die daraus resultierende Spannung die Betonzugfestigkeit, entsteht der erste Riß. Die Rißkraft beträgt:

$$F_r = f_{\alpha} \cdot \left(A_c + \frac{E_s}{E_c} \cdot A_s \right) \quad (8.1)$$

Die Rißbildung hat eine zusätzliche Verformung zur Folge. Wird die Kraft F weiter gesteigert, erreicht die Spannung an einer zweiten Stelle die Zugfestigkeit und es tritt ein weiterer Riß auf. Mit zunehmender Rißanzahl nähert sich die Kurve der Kraft - Verformungskurve des Stahls („nackter Zustand 2“), erreicht diese allerdings erst im plastischen Bereich, da der Beton vorher zwischen den Rissen mitträgt. Dieses wird als „tension stiffening“ bezeichnet.

Bei Zwangeinwirkung (s. Bild 8.1 rechts) wird die Dehnung ε_0 (z. B. infolge Temperaturverringering) reduziert und die Verformung des Stahlbetonstabes behindert bzw. der Stab wird gedehnt. Erreicht die Zugspannung infolge der behinderten Dehnung die Betonzugfestigkeit, kommt es zu einem ersten Riß. Die Rißdehnung beträgt:

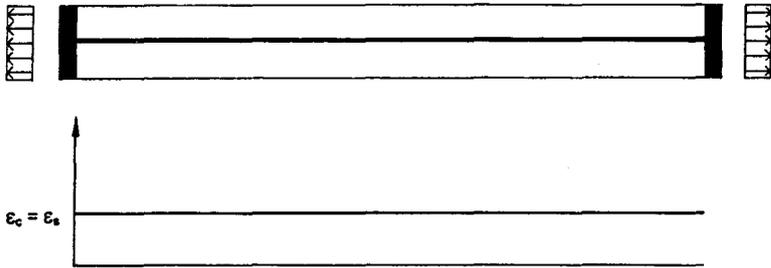
$$\varepsilon_r = \frac{f_{\alpha}}{E_c} \quad (8.2)$$

Infolge der Rißbildung nimmt die Steifigkeit des Zugstabes ab. Daraus folgt ein Abfall der Auflagerkraft R . Bei weiterer Vergrößerung der Zwangdehnung steigt die Betonspannung wieder an, bis sie erneut die Betonzugfestigkeit erreicht und es zu einem weiteren Riß kommt. Mit zunehmender Rißanzahl reduziert sich die Steifigkeit weiter und nähert sich, wie bereits im Fall der Lasteinwirkung beschrieben, der Steifigkeit des Stahls an.

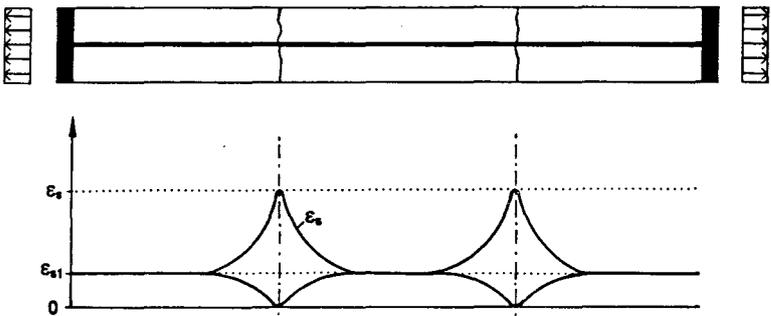
Üblicherweise wird nur zwischen ungerissenem (Zustand 1) und gerissenem Beton (Zustand 2) unterschieden. Für die Ermittlung der Rißbreiten ist eine Unterscheidung in die drei in Bild 8.2 gezeigten Zustände sinnvoll. Dabei wird als Unterscheidungskriterium die Dehnungsdifferenz zwischen Stahl und Beton herangezogen.

- Ungerissen (Zustand 1)
Das Bauteil ist ungerissen. Die Dehnungen von Stahl und Beton sind an jeder Stelle gleich, bzw. die Dehnungsdifferenz zwischen Stahl und Beton ist überall gleich Null ($\varepsilon_c = \varepsilon_s$).
- Einzelrißbildung (Zustand 2a)
Das Bauteil hat einzelne Risse. Eine Dehnungsdifferenz ist nur bereichsweise vorhanden ($\varepsilon_c \leq \varepsilon_s$).
- Abgeschlossene Rißbildung (Zustand 2b)
Das Bauteil zeigt ein abgeschlossenes Rißbild. Die Dehnungsdifferenz zwischen Stahl und Beton ist überall vorhanden ($\varepsilon_c < \varepsilon_s$).

Zustand 1: ungerissen



Zustand 2a: Einzelrisse



Zustand 2b: abgeschlossene Rißbildung

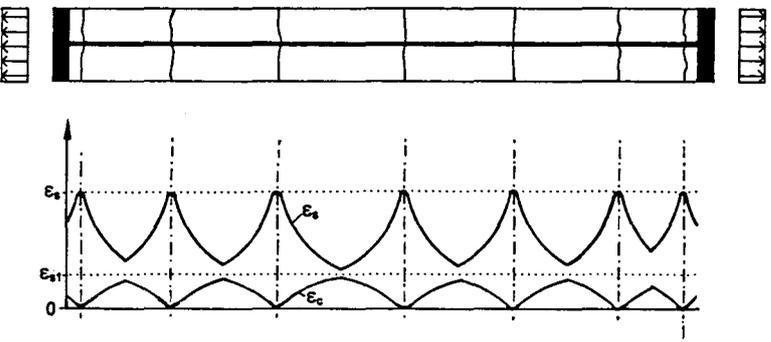


Bild 8.2: Stahl- und Betondehnung in den drei unterschiedlichen Rißzuständen

Im Riß ist die Betondehnung und -spannung gleich Null. Die gesamte Kraft wird vom Stahl aufgenommen. Rechts und links vom Riß wird über Schubspannungen zwischen Stahl und Beton die Kraft wieder in den Beton übertragen.

8.2 Rißbreitenbegrenzung

8.2.1 Einzelriß

Die Grundlagen der Rißbreitenbegrenzung werden am Beispiel des zentrisch belasteten bzw. gezwängten Stahlbetonzugstabes erläutert. Dabei wird der Bewehrungsgrad mit

$$\rho_s = A_s / A_c \quad (8.3)$$

und das Steifigkeitsverhältnis von Stahl und Beton mit

$$n = E_s / E_c \quad (8.4)$$

bezeichnet. Bild 8.3 zeigt die Dehnungsverteilung im Rißbereich mit den charakteristischen Werten.

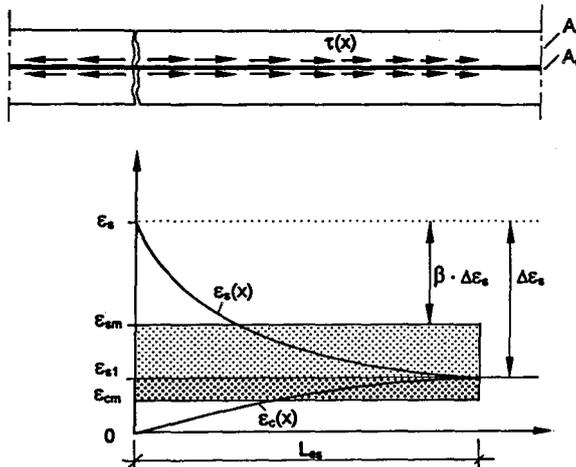


Bild 8.3: Dehnungsverteilung bei Einzelrissen

Die Rißbreite w ergibt sich aus der Dehnungsdifferenz von Stahl und Beton in den Einleitungsbereichen der Länge L_{es} beiderseits des Risses. Werden die mittleren Dehnungen angesetzt, so ergibt sich die Rißbreite zu:

$$w = 2 \cdot L_{es} \cdot (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) \quad (8.5)$$

Die Einleitungslänge L_{es} lässt sich über das Kräftegleichgewicht

$$F = \sigma_s \cdot A_s = \sigma_c \cdot A_c + \sigma_{s1} \cdot A_s \quad (8.6)$$

berechnen. Mit der Gleichung für die Kraft

$$\sigma_c \cdot A_c = \tau_{sm} \cdot U_s \cdot L_{es} \quad (8.7)$$

U_s Umfang der Bewehrungsstahls

τ_{sm} Verbundspannung zwischen Stahl und Beton

die vom Stahl auf den Beton übertragen wird, ergibt sich die Einleitungslänge L_{es} zu:

$$L_{es} = \frac{\sigma_s \cdot d_s}{4 \cdot \tau_{sm} \cdot (1 + n \cdot \rho_s)} \quad (8.8)$$

Die mittlere Verbundspannung τ_{sm} ist von verschiedenen Forschern durch Versuche bestimmt worden. Tabelle 8.1 zeigt einige Ansätze für Betonrippenstahl. Die Größe der Würfeldruckfestigkeit und der zentrischen Zugfestigkeit wurden an die Bestimmungen des EC 2 angepasst, so daß ein direkter Vergleich der Ansätze möglich wird. Die Stahlspannung bei Auftreten des ersten Risses wurde mit

$$\sigma_{sr} = \frac{f_{ct}}{\rho_s} \cdot (1 + n \cdot \rho_s) \quad (8.9)$$

$$\text{mit } f_{ct} = 0,8 \cdot f_{ctm}$$

berechnet. Die Abminderung der Zugfestigkeit um den Faktor 0,8 wurde auf Grund der durch die Eigenspannungen bedingten Vorschädigungen vorgenommen.

Tabelle 8.1: Rechenansätze für die Verbundspannung τ_{sm} bei Betonrippenstahl

	Rechenansatz für τ_{sm}	τ_{sm} für einen Beton C 30 / 37
MC 90 [5]	$\tau_{sm} = 1,8 \cdot f_{ctm}$	5,2 MN/m ²
Noakowski [37] Verbundbereich I	$\tau_{sm} = \left(0,14 \cdot f_{ck,cube}^{0,66} \cdot d_s^{0,12} \cdot \sigma_{sr}^{0,24} \right)^{0,89}$	≈ 6,2 MN/m ²
Noakowski [37] Verbundbereich II	$\tau_{sm} = \left(0,03 \cdot f_{ck,cube}^{0,66} \cdot d_s^{0,20} \cdot \sigma_{sr}^{0,40} \right)^{0,83}$	≈ 3,8 MN/m ²
König / Tue [33]	$\tau_{sm} = 0,16 \cdot f_{ck,cube} \cdot W^{0,3}$	3,0 ÷ 4,5 MN/m ²

Die Ansätze für die Verbundspannung τ_{sm} unterscheiden sich erheblich. Die Werte des MC 90 [5] liegen zwischen denen von *Noakowski* [37] Verbundbereich I und II, die von *König / Tue* [33] sind bis zu 40 % geringer.

Die mittleren Stahl- und Betonspannungen lassen sich mit Hilfe der Grundlagen des Bild 8.3 und dem Verbundgesetz ermitteln.

$$\varepsilon_{sm} = \varepsilon_s - \beta \cdot \Delta\varepsilon_s \quad (8.10)$$

$$\varepsilon_{cm} = \beta \cdot n \cdot \rho_s \cdot \Delta\varepsilon_s \quad (8.11)$$

Hieraus ergibt sich die Differenz zwischen mittlerer Stahl- und Betondehnung.

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = (1 - \beta) \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} \quad (8.12)$$

Werte für den Faktor β sind in Tabelle 8.2 zusammengestellt.

Tabelle 8.2: Rechenwerte für den Faktor β bei Einzelrisen

	Faktor β
MC 90 [5]	0,60
<i>Noakowski</i> [37] Verbundbereich I	0,56
<i>Noakowski</i> [37] Verbundbereich II	0,60
<i>König / Tue</i> [33]	0,65

Die im EC 2 [22] angegebenen Gleichungen gelten nur für die abgeschlossene Rißbildung.

8.2.2 Abgeschlossene Rißbildung

Mit zunehmender Belastung nimmt die Anzahl der Risse zu, bis sich ein abgeschlossenes Rißbild einstellt. Das abgeschlossene Rißbild (Zustand 2b) ist dadurch gekennzeichnet, daß die Stahl- und Betondehnungen an jeder Stelle ungleich sind. Die Dehnungsverteilung zwischen den Rissen ist in Bild 8.4 dargestellt.

Die Gl. 8.5 zur Berechnung der Rißbreite gilt weiterhin. Die Ansätze für die Einleitungslänge L_{es} sowie für die Dehnungsdifferenz $\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$ ändern sich hingegen. Die maximale Einleitungslänge ergibt sich, wenn in der Mitte zwischen zwei Rissen die Betonzugfestigkeit gerade nicht erreicht wird. Die Gleichung für das Kräftegleichgewicht lautet:

$$f_{ct} \cdot A_c = \tau_{sm} \cdot U_s \cdot L_{es,max} \quad (8.13)$$

Hieraus läßt sich die maximale Einleitungslänge $L_{es,max}$ berechnen.

$$L_{es,max} = \frac{f_{ct} \cdot d_s}{4 \cdot \tau_{sm} \cdot \rho_s} \quad (8.14)$$

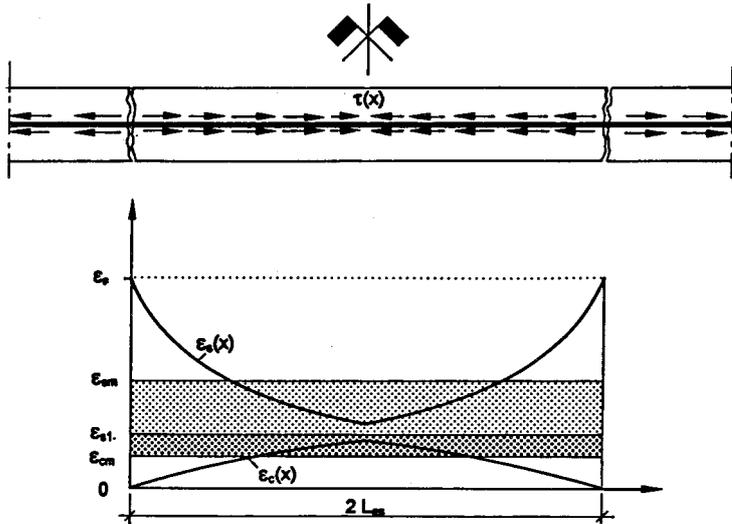


Bild 8.4: Dehnungsverteilung bei abgeschlossener Rißbildung

Die Verbundspannung τ_{sm} ändert sich gegenüber Tabelle 8.1 nicht. Der EC 2 [22] macht explizit keine Aussage zur Verbundspannung. Hier wird die Einleitungslänge mit

$$2 \cdot L_{es} = 50 \text{ mm} + \frac{d_s}{5 \cdot \rho_s} \quad (8.15)$$

mit

$$L_{es,max} = 13 \cdot L_{es} \text{ (bei Zwangspannungen)}$$

angegeben. Dies kann so interpretiert werden, daß jeweils 25 mm rechts und links vom Riß kein Verbund zwischen Beton und Stahl besteht und die Verbundspannung

$$\tau_{sm} = 2,5 \cdot f_{ct} \quad (8.16)$$

beträgt.

Die Dehnungsdifferenz zwischen Stahl und Beton ergibt sich aus den Gleichungen 8.10 und 8.11 zu:

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s}{E_s} \cdot \left(1 - \beta \cdot \frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right) \quad (8.17)$$

Im MC 90 [5] und bei *Noakowski* [37] entsprechen die Werte β denen wie bei der Einzelrißbildung, bei *König / Tue* [33] ändern sie sich geringfügig. In Tabelle 8.3 sind alle Rechenwerte für den Faktor β bei abgeschlossener Rißbildung zusammengestellt.

Tabelle 8.3: Rechenwerte für den Faktor β bei abgeschlossener Rißbildung

	Faktor β
MC 90 [5]	0,60
<i>Noakowski</i> [37] Verbundbereich I	0,56
<i>Noakowski</i> [37] Verbundbereich II	0,60
<i>König / Tue</i> [33]	$\frac{2,33 \cdot \sigma_s^{1,5} + \sigma_{sr}^{1,5}}{4,13 \cdot \sigma_s^{1,5} + \sigma_{sr}^{1,5}}$
EC 2 [22]	σ_{sr} / σ_s

Im EC 2 wird die mittlere Betondehnung vernachlässigt. Die Gleichung dort ist für große Stahlspannungen hergeleitet worden. Für den Bereich, bei dem die Stahlspannung σ_s gleich oder nur wenig größer der Stahlrißspannung σ_{sr} ist, würde sich die mittlere Stahldehnung und damit die Rißbreite zu Null ergeben. Aus diesem Grund gibt *Schießl* [44] für die mittlere Stahldehnung ein Mindestwert von

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s}{E_s} \cdot \left(1 - \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2 \right) \geq 0,4 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} \quad (8.18)$$

an.

Die nach den angegebenen Gleichungen und Werten für Einzelrisse und abgeschlossene Rißbildung berechneten Rißbreiten sind in Bild 8.5 exemplarisch für einen Stahlbetonzugstab aus Beton C 30 / 37 mit 0,8 % Bewehrung ($d_s = 14$ mm) dargestellt.

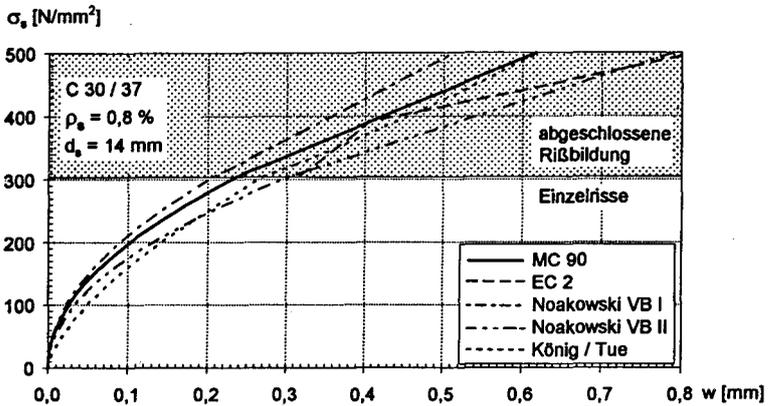


Bild 8.5: Nach unterschiedlichen Ansätzen berechnete Rißbreiten

8.2.3 Rißbreiten bei wiederholter oder langandauernder Belastung

Bei wiederholter oder langandauernder Belastung werden die Rißbreiten, vor allem infolge des Verbundkriechens zwischen Stahl und Beton, mit der Zeit größer. Dies wird bei der Verbundspannung τ_{sm} sowie bei dem Faktor β berücksichtigt. In der Tabelle 8.4 sind die entsprechenden Werte aufgelistet.

Tabelle 8.4: Ansätze für die Verbundspannung τ_{sm} und den Faktor β bei wiederholter oder langandauernder Belastung für Betonrippenstahl

Einzelrisse	Rechenansatz für τ_{sm}	Faktor β
MC 90 [5]	$\tau_{sm} = 1,35 \cdot f_{ctm}$	0,60
König / Tue [33]	$\tau_{sm} = \frac{0,16 \cdot f_{ck,cube} \cdot W^{0,3}}{(1 + \varphi_v)^{0,3}}$	0,65
Abgeschlossenes Rißbild	Rechenansatz für τ_{sm}	Faktor β
MC 90 [5]	$\tau_{sm} = 1,8 \cdot f_{ctm}$	0,38
König / Tue [33]	$\tau_{sm} = 0,16 \cdot f_{ck,cube} \cdot W^{0,3}$	$\frac{\beta_{(0)}}{(1 + \varphi_v)^{0,3}} \approx 0,45$
EC 2 [22]	—	$0,5 \cdot \sigma_{sr} / \sigma_s$

Die Verbundkriechzahl kann nach König / Tue zu $\varphi_v = 2,5$ angenommen werden

In Bild 8.6 sind analog zu Bild 8.5 die berechneten Rißbreiten für einen Stahlbetonstab aus Beton C 30 / 37 mit 0,8 % Bewehrung ($d_s = 14$ mm) unter wiederholter oder langandauernder Belastung dargestellt.

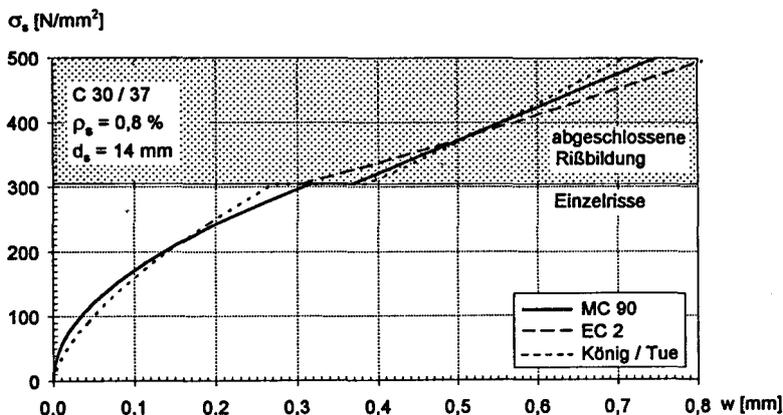


Bild 8.6: Nach unterschiedlichen Ansätzen berechnete Rißbreiten bei wiederholter oder langandauernder Belastung

8.2.4 Steifigkeitsreduktion infolge Rißbildung

Infolge der Rißbildung reduziert sich die Steifigkeit eines Stahlbetonbauteils. Bei Lasteinwirkung auf statisch unbestimmten Systemen können daraus Lastumlagerungen mit veränderten Schnittgrößen resultieren. Bei Zwangseinwirkung sind die Schnittgrößen direkt von der Steifigkeit des Stahlbetonbauteils abhängig.

Bei einem Dehnstab ist die Dehnsteifigkeit das Verhältnis von Kraft zu Verlängerung.

$$S = \frac{F}{\Delta L} \quad (8.19)$$

Die Steifigkeit eines monolithischen Dehnstabes beträgt

$$S = \frac{E \cdot A}{L} \quad (8.20)$$

Für den ungerissenen Stahlbetonzugstab (Zustand 1) ergibt sich die Steifigkeit aus den beiden Anteilen Beton und Stahl.

$$S_1 = \frac{E_c \cdot A_c + E_s \cdot A_s}{L} \quad (8.21)$$

Im Zustand 2b (abgeschlossene Rißbildung) entspricht die mittlere Gesamtdehnung $\Delta L/L$ der mittleren Stahldehnung ϵ_{sm} , die in Gl. 8.10 angegeben wurde. In Bild 8.7 sind unterschiedliche Spannungs - Dehnungsbeziehungen für einen Stahlbetonzugstab (C 30 / 37, $\rho_s = 1\%$) dargestellt, links für die Erstbelastung, rechts für wiederholte oder langandauernde Belastung.

Aus dieser Spannungs - Dehnungsbeziehung läßt sich die Steifigkeit im Zustand 2b herleiten.

$$S_{2b} = \frac{E_s \cdot A_s}{L} \cdot \frac{1}{1 - \frac{\beta \cdot \sigma_{sr}}{1+n \cdot \rho_s \cdot \sigma_s}} \quad (8.22)$$

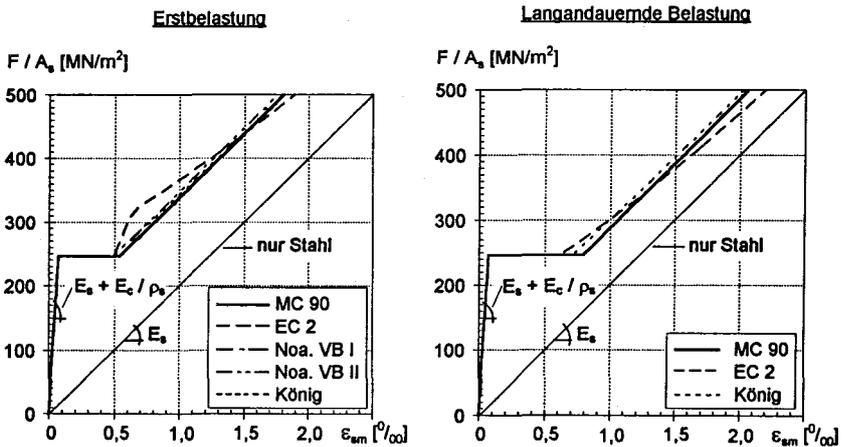


Bild 8.7: Spannungs - Dehnungsbeziehung eines Stahlbetonzugstabes

8.2.5 Biegerißbildung

Die in den letzten Abschnitten erläuterten prinzipiellen Zusammenhänge ändern sich auch bei Biegezug nicht. Die Dehnungsverteilung über den Querschnitt ist nicht mehr konstant, wodurch die Einleitungslänge L_{es} geringer wird. Dies kann ausreichend genau mit dem auch im EC 2 [22] angegebenen Faktor k_2 erfaßt werden.

$$k_2 = \frac{\epsilon_1 + \epsilon_2}{2 \cdot \epsilon_1} \quad \text{mit} \quad \epsilon_1 > \epsilon_2 \quad (8.23)$$

Dabei ist ε_1 die größere Zugdehnung an den Rändern des betrachteten Querschnittes, die unter Annahme eines gerissenen Querschnittes ermittelt wurde.

In Bild 8.8 ist die Rißbreite zum Zeitpunkt der Rißentstehung in Abhängigkeit von der Lastausmitte dargestellt. Dabei wurde neben dem Faktor k_2 auch die Änderung der Betonzugfestigkeit in Abhängigkeit von der Lastausmitte (vgl. Abs. 2.1.2, Bild 2.4) berücksichtigt. Die Stahlspannung σ_{sr} zum Zeitpunkt der Rißentstehung ist proportional zur Betonzugfestigkeit. Die Rißbreiten bei reiner Biegung sind je nach Querschnittsdicke 25 % bis 45 % geringer als bei zentrischer Beanspruchung.

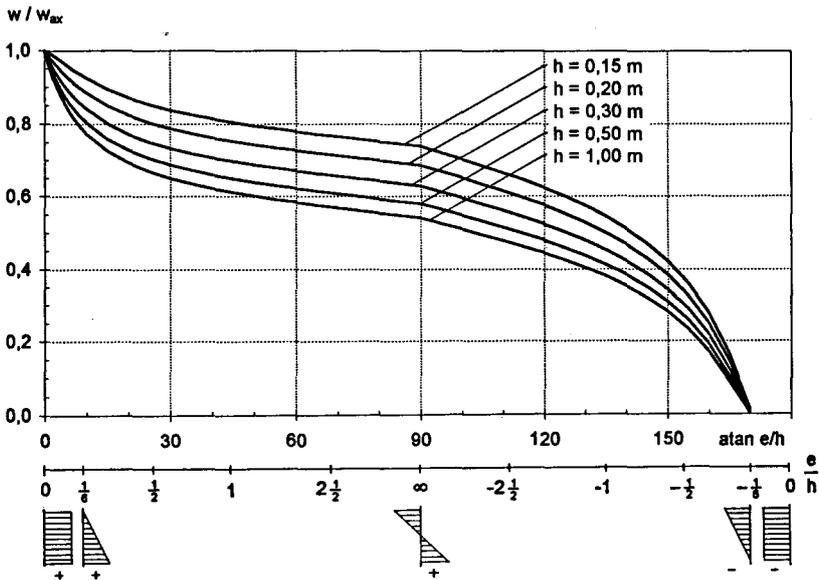


Bild 8.8: Verhältnis der Rißbreite w bei unterschiedlicher Lastausmitte zur Rißbreite w_{max} bei zentrischer Belastung

8.2.6 Rißbreitenbegrenzung bei Stahlfaserbeton

Bei Bodenplatten aus Stahlfaserbeton wird ein Teil der Rißschnittgrößen von den Stahlfasern übernommen. Die durchgeführten Versuche [46], [47] haben gezeigt, daß bei Fasergehalten von 40 kg/m^3 die Stahlfasern ohne zusätzliche Bewehrung nicht rißverteilend wirken und keine Rißbreitenkontrolle möglich ist. Die Kombination

von Stahlfasern und Bewehrungsstahl lieferte hinsichtlich der Rißbreitenbegrenzung gute Ergebnisse. Entscheidendes Kriterium bei der Rißbreitenbegrenzung ist die Nachrißzugfestigkeit (s. Abs. 2.2), die bei den folgenden Berechnungen mit $\sigma_f = \text{konst.}$ angesetzt wird.

Bei der Einzelrißbildung ändert sich die Gleichung zur Berechnung der Einleitungs-länge L_{es} infolge der Stahlfasern nicht, da diese nur die Kraftübertragung vom Betonstahl auf den Beton beschreibt. Die mittlere Betonspannung erhöht sich um den Anteil, der von den Fasern übertragen wird.

$$\sigma_{cm} = \beta \cdot \rho_s \cdot \Delta \sigma_s + \sigma_f \quad (8.24)$$

Dadurch ändert sich die Dehnungsdifferenz zwischen Stahl und Beton.

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s}{E_s} \cdot \left(1 - \beta - \frac{n \cdot \sigma_f}{\sigma_s} \right) \quad (8.25)$$

Die Stahlspannung σ_{sr} unter Rißlast reduziert sich ebenfalls bei Stahlfaserbeton, so daß beim Übergang von Einzelrißbildung zu abgeschlossenem Rißbild die Stahlspannung geringer ist.

$$\sigma_{sr} = \frac{f_{ct} - \sigma_f}{\rho_s} \cdot (1 + n \cdot \rho_s) \quad (8.26)$$

Die Dehnungsverteilung im Rißbereich ist für den Stahlfaserbeton analog zu Bild 8.3 in Bild 8.9 dargestellt.

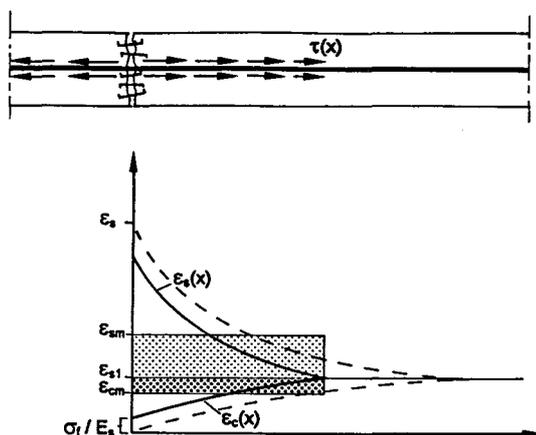


Bild 8.9: Dehnungsverteilung bei Stahlfaserbeton

Der maximale Rißabstand bei abgeschlossener Rißbildung ist von der Nachrißzugfestigkeit der Fasern abhängig. Die Gl. 8.13 muß um den Term $\sigma_f \cdot A_c$ ergänzt werden.

$$f_{ct} \cdot A_c = \tau_{sm} \cdot U_s \cdot L_{es,max} + \sigma_f \cdot A_c \quad (8.27)$$

Hieraus ergibt sich die maximale Einleitungslänge $L_{es,max}$.

$$L_{es,max} = \frac{(f_{ct} - \sigma_f) \cdot d_s}{4 \cdot \tau_{sm} \cdot \rho_s} \quad (8.28)$$

Die Dehnungsdifferenz zwischen Stahl und Beton ändert sich entsprechend der Einzelrißbildung.

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s}{E_s} \cdot \left(1 - \frac{\beta \cdot \sigma_{sr} + n \cdot \sigma_f}{\sigma_s} \right) \quad (8.29)$$

Auf der Grundlage der oben erläuterten Gleichungen wurden für eine zweiachsig gezwängte Platte die Rißbreiten berechnet. Dabei wurde exemplarisch eine 20 cm dicke Platte aus einem C 30 / 37 mit insgesamt 30 kg/m^3 Stahl ($d_s = 14 \text{ mm}$) gewählt. Der Stahlfaseranteil wurde zwischen 0 kg/m^3 , 30 kg/m^3 und 60 kg/m^3 variiert. Die Nachrißzugfestigkeit des Stahlfaserbetons wurde bei 30 kg/m^3 zu $\sigma_f = 0,6 \text{ MN/m}^2$ und bei 60 kg/m^3 zu $\sigma_f = 1,1 \text{ MN/m}^2$ angesetzt. Das Ergebnis ist in Bild 8.10 dargestellt.

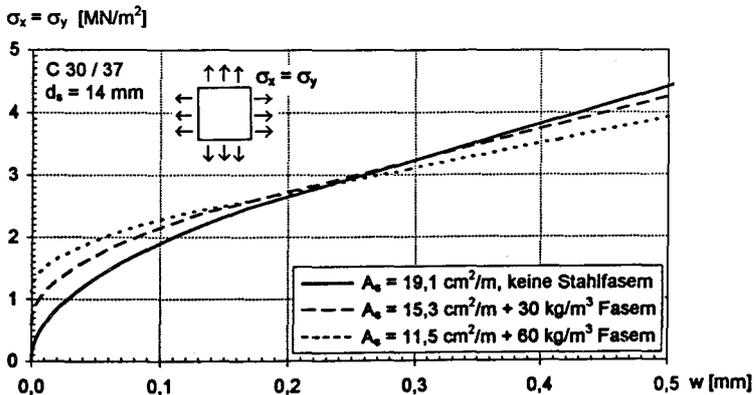


Bild 8.10: Rißbreite w in Abhängigkeit von der Spannung einer zweiachsig beanspruchten Platte bei unterschiedlichen Stahlfasergehalten

Der Einsatz von Stahlfaserbeton hat gegenüber dem Stahlbeton nur Vorteile, wenn sehr geringe Rißbreiten angestrebt werden. Bei einaxialen Beanspruchungen ist der Einsatz von Stahlbeton in jedem Fall günstiger, da beim Stahlfaserbeton die Fasern, die senkrecht zur Beanspruchungsrichtung liegen, nicht genutzt werden.

8.2.7 Rißbreiten bei gleitend gelagerten Bodenplatten

Wie bereits in Abs. 4 erläutert, baut sich beim Verkürzen einer Bodenplatte infolge der Reibung eine Zwangsspannung auf. Bei Überschreiten der Betonzugfestigkeit kommt es zur Rißbildung (s. Bild 8.11b).

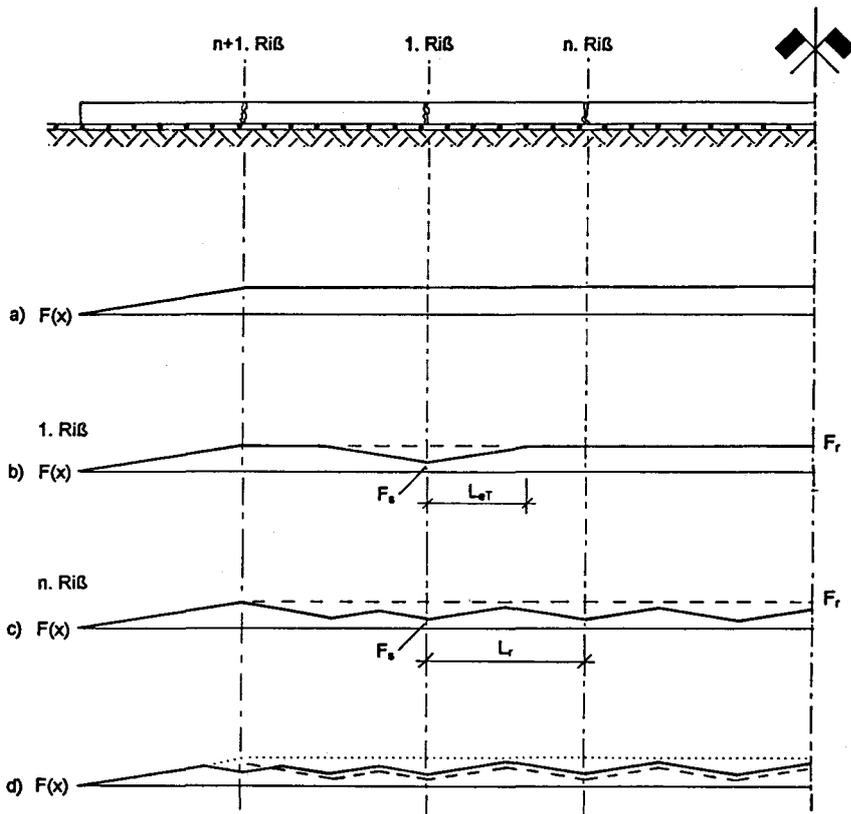


Bild 8.11: Rißbildung bei gleitend gelagerter Bodenplatte

Die in Gleichung 8.1 definierte Rißkraft F_r ist erreicht, wenn die folgende Beziehung gilt.

$$F_r = f_{ct} \cdot (A_c + n \cdot A_s) = -\varepsilon_0 \cdot E_c \cdot (A_c + n \cdot A_s) \quad (8.30)$$

Durch den Steifigkeitsabfall infolge der Rißbildung ist die Kraft F_s im Riß geringer als die Rißkraft F_r .

$$F_s = \sigma_s \cdot A_s < F_r \quad (8.31)$$

Auf der Länge L_{eT} wirkt die Scherspannung τ_0 infolge Reibung zwischen Unterbau und Bodenplatte. Es entstehen weitere Risse (s. Bild 8.11c). Der Rißabstand L_r ist größer als L_{eT} . Der maximale Rißabstand beträgt

$$L_{r,max} = 2 \cdot L_{eT} \quad (8.32)$$

Die Einleitungslänge L_{es} läßt sich aus der Gleichgewichtsbedingung berechnen. Dabei wird davon ausgegangen, daß im Bereich L_{es} rechts und links vom Riß keine Scherspannungen τ_0 zwischen Unterbau und Bodenplatte wirken.

$$F_s + \tau_0 \cdot b \cdot (L_{eT} - L_{es}) = F_r$$

$$\Rightarrow L_{r,max} = 2 \cdot \frac{F_r - F_s}{\tau_0 \cdot b} + 2 \cdot L_{es} = 2 \cdot \frac{(\sigma_{sr} - \sigma_s) \cdot h \cdot \rho_s}{\tau_0} + 2 \cdot L_{es} \quad (8.33)$$

- τ_0 maximale Scherspannung entsprechend Abs. 4
- b Plattenbreite
- h Plattendicke

Die Verformungsbedingung zwischen zwei Rissen lautet:

$$\Delta L = 0 = \varepsilon_0 \cdot L_r + \varepsilon_{s1m} \cdot (L_r - 2 \cdot L_{es}) + \varepsilon_{sm} \cdot 2 \cdot L_{es}$$

$$\Leftrightarrow -\varepsilon_0 = \varepsilon_{res} = \varepsilon_{s1m} + (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{s1m}) \cdot \frac{2 \cdot L_{es}}{L_r} \quad (8.34)$$

mit

- L_{es} nach Gl. 8.8
- L_r nach Gl. 8.33
- ε_{sm} nach Gl. 8.10

und

$$\varepsilon_{s1m} = \frac{\sigma_s}{E_s} \cdot \frac{n \cdot \rho_s}{1 + n \cdot \rho_s} \cdot \left(1 + \frac{\tau_0 \cdot (L_r - 2 \cdot L_{es})}{4 \cdot h \cdot \rho_s \cdot \sigma_s} \right) \quad (8.35)$$

In den Gl. 8.5ff wurde die Rißbreite w als Funktion der Stahlspannung σ_s hergeleitet. Die Zwangdehnung ε_{res} in Gl. 8.34 ist ebenfalls eine Funktion der Stahlspannung σ_s . Werden beide Gleichungen kombiniert, ergibt sich die Rißbreite w in Abhängigkeit von der Zwangdehnung ε_{res} .

Wird die Zwangdehnung ε_{res} größer, steigt die Kraft F_s im Riß an und es bilden sich weitere Risse (s. Bild 8.11d). Der Rißabstand verringert sich. Wird der Rißabstand so gering, daß $L_r = 2 \cdot L_{rs}$ ist, kommt es zum Übergang von der Einzelrißbildung zur abgeschlossenen Rißbildung. In diesem Fall ist die Zwangdehnung gleich der mittleren Stahldehnung.

$$-\varepsilon_0 = \varepsilon_{res} = \varepsilon_{sm} \quad (8.36)$$

Die Rißbreite in Abhängigkeit von der Zwangdehnung und dem Verhältnis τ_0 / h ist in Bild 8.12 dargestellt. Je geringer die maximale Scherspannung ist, um so größer wird die Steigung im Bereich der Einzelrisse. Beim reinen Zugstab verläuft die Kurve senkrecht.

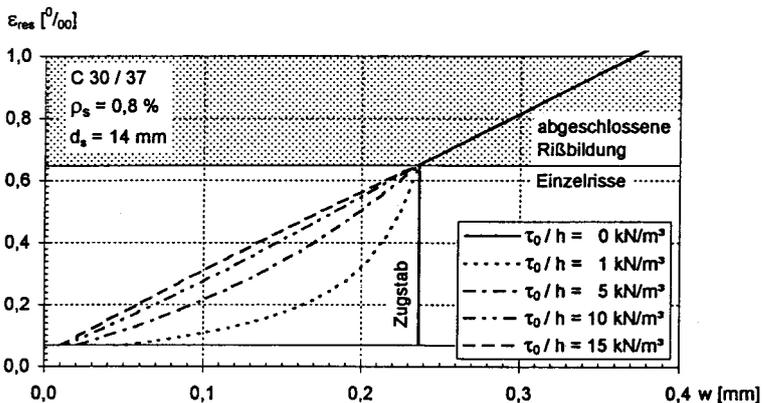


Bild 8.12: Rißbreiten in Abhängigkeit von der Zwangdehnung bei unterschiedlichen Verhältnissen τ_0 / h

In der Praxis wird die Rißbreite bei Zwangeinwirkung für die Stahlspannung $\sigma_s = \sigma_{sr}$ berechnet. Dies ist für die meisten in der Praxis vorkommenden Fälle richtig und auch sinnvoll. Wirkt eine Scherspannung zwischen Unterbau und Bodenplatte, so sind die Rißbreiten bei geringeren Zwangdehnungen kleiner. Werden die Zwang-

dehnungen größer als die Zwangdehnung beim Wechsel von Einzelrisse zu abgeschlossener Rißbildung, so werden auch die Rißbreiten größer. In diesem Stadium wird der Stahl weiter gedehnt, die Betondehnung bleibt jedoch annähernd konstant.

Die Zwangdehnung ϵ_{res} beim Übergang in den Zustand 2b ist abhängig vom Bewehrungsgrad ρ_s (s. Bild 8.13).

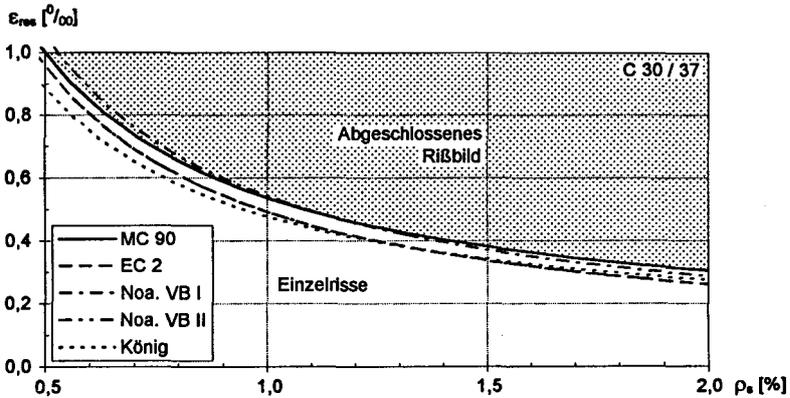


Bild 8.13: Zwangdehnung ϵ_{res} beim Übergang von Einzelrisse zu abgeschlossener Rißbildung in Abhängigkeit vom Bewehrungsgrad ρ_s

Bei Bodenplatten mit üblichen Bewehrungsgehalten zwischen 0,8 % und 1,2 % liegt der Übergang von Einzelrisse zu abgeschlossener Rißbildung bei einer Zwangdehnung von über 0,5 ‰. Dies entspricht einer Temperaturdifferenz von 50 K bei voller Verformungsbehinderung.

8.2.8 Rißbreiten bei Bodenplatten auf hydraulisch gebundener Tragschicht

Bei Bodenplatten auf hydraulisch gebundener Tragschicht (HGT) können zwei unterschiedliche Annahmen getroffen werden. Entweder liegen HGT und Bodenplatte im starren Verbund, wie für die Berechnung der Zwangspannungen in Abs. 6.4.5 angenommen, oder zwischen HGT und Bodenplatte wirkt eine Reibkraft.

Die Annahme von starrem Verbund würde zu einer Rißbreitenberechnung am Gesamtsystem HGT und Bodenplatte führen. Dabei könnte die unterschiedliche Steifigkeit beider Schichten durch die Berechnung an einem Plattenbalkenquerschnitt berücksichtigt werden, wobei das Verhältnis b / b_0 dem Steifigkeitsverhältnis E_c / E_{HGT}

entspräche. In diesem Fall sollten sowohl die Biege- wie auch die zentrischen Spannungen berücksichtigt werden.

Die Rißentstehung, der Rißabstand und damit die Rißbreite hängen wesentlich von der Einwirkungsgeschichte ab. Kühlt das Gesamtsystem langsam ab, ohne daß es zu einem großen Temperaturgradienten kommt, so wird es zu einem Rißabstand entsprechend dem zentrischen Zwang kommen. Kühlt die Platte, wie an einem sonnigen Tag ab, so kommt es zu einer Überlagerung von Biege- und zentrischem Zwang mit entsprechend geringerem Rißabstand und geringeren Rißbreiten.

Empfohlen wird eine Berechnung der Rißbreiten für zentrischen Zwang unter Annahme von Reibung zwischen HGT und Bodenplatte. Dabei kann auf die im letzten Abs. 8.2.7 entwickelten Gleichungen und Diagramme zurückgegriffen werden.

Die maximale Scherspannung zwischen HGT und Bodenplatte sollte je nach Oberflächenbeschaffenheit der HGT mit einem Reibungskoeffizienten zwischen $\mu_f = 0,5$ und $1,0$ berechnet werden.

8.2.9 Rißbreiten bei vorgespannten Bodenplatten

Die in den vorhergehenden Abschnitten vorgestellten grundsätzlichen Zusammenhänge der Rißbreitenbegrenzung gelten auch bei vorgespannten Bodenplatten. Die Zwangdehnung verringert sich infolge der Vorspannung um den Betrag ϵ_p . Die Rißbildung beginnt somit erst bei größeren Einwirkungen oder wird ganz verhindert. Kommt es zu einer Rißbildung, so wird die Rißbreite bzw. die erforderliche Bewehrungsmenge wie bei nicht vorgespannten Konstruktionen berechnet. Die erforderliche Bewehrungsmenge darf entsprechend DIN 4227 [17] um den Faktor k_c abgemindert werden, der den Einfluß der Spannungsverteilung in der Zugzone und die Änderung des inneren Hebelarms beim Übergang in den gerissenen Zustand berücksichtigt.

$$k_c = 0,4 \cdot \left(1 + \frac{\sigma_{sp}}{k_1 \cdot f_{ct}} \right) \leq 1 \quad (8.37)$$

mit

$k_1 = 3/2$ bei Drucknormalkraft

$k_1 = 2/3$ bei Zugnormalkraft

Die erforderliche Bewehrungsmenge von vorgespannten Konstruktionen im Verhältnis zu nicht vorgespannten Konstruktionen ist in Bild 8.14 in Abhängigkeit von der Normalspannung in der Platte dargestellt.

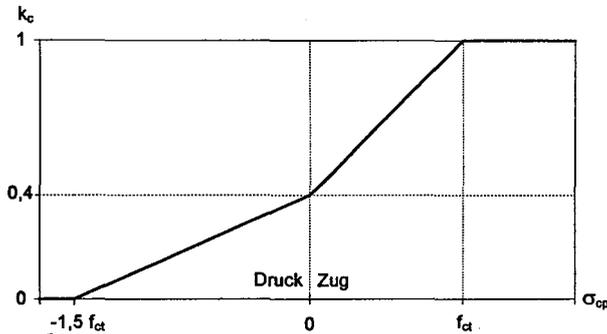


Bild 8.14: Verhältnis der erforderlichen Bewehrungsmenge bei vorgespannten zu nicht vorgespannten Konstruktionen in Abhängigkeit von der Normalkraft

Im Verbund liegender Spannstahl kann auf die Bewehrung angerechnet werden. Dabei sind die unterschiedlichen Verbundeigenschaften von Bewehrungs- und Spannstahl zu beachten. DIN 4227 gibt die Abminderung mit folgendem Betrag an:

$$\Delta A_s = \rho_z \cdot \sqrt{\xi \cdot d_s / d_z} \quad (8.38)$$

ΔA_s Anrechenbarer Querschnitt auf die Mindestbewehrung

ρ_z Bewehrungsgrad der Spannstahlbewehrung

ξ Verhältnis der Verbundeigenschaften der Spannglieder zu Betonrippenstahl (s. Tab. 7 DIN 4227 [17])

d_z Durchmesser der Spannstahlbewehrung

$d_s = 1,60 \cdot \sqrt{A_z}$ bei Bündel- und Litzenspanngliedern

8.3 Mindestbewehrung

Die Mindestbewehrung soll zum einen sicherstellen, daß die bei der Rißbildung freiwerdende Betonzugkraft vom Stahl übernommen werden kann, ohne daß der Stahl die Streckgrenze erreicht. Zum anderen soll eine bestimmte Rißbreite nicht überschritten werden. Die Gleichung zur Erfüllung der ersten Forderung kann über das Kräftegleichgewicht aufgestellt werden.

$$f_{ct} \cdot A_c + \sigma_{s1} \cdot A_s \leq f_{yd} \cdot A_s + \sigma_f \cdot A_c$$

$$\Leftrightarrow A_s \geq \frac{f_{ct} - \sigma_f}{f_{yd} - \sigma_f} \cdot A_c \quad (8.39)$$

f_{yd} Streckgrenze des Betonstahls

σ_f Nachrißzugfestigkeit des Stahlfaserbetons

Zur Berechnung der erforderlichen Bewehrung für eine Rißbreitenbegrenzung werden die Gleichungen der letzten Abschnitte so umgestellt, daß der erforderliche Bewehrungsgehalt ρ_s in Abhängigkeit von der Zwangdehnung ϵ_{res} dargestellt werden kann. In den folgenden Bildern ist der erforderliche Bewehrungsgehalt für eine Rißbreite von 0,15 mm und 0,25 mm dargestellt. Das Verhältnis τ_0 / h wurde zu 10 kN/m und 25 kN/m angesetzt. Außerdem wurde ein Beton C 30 / C 37 angenommen.

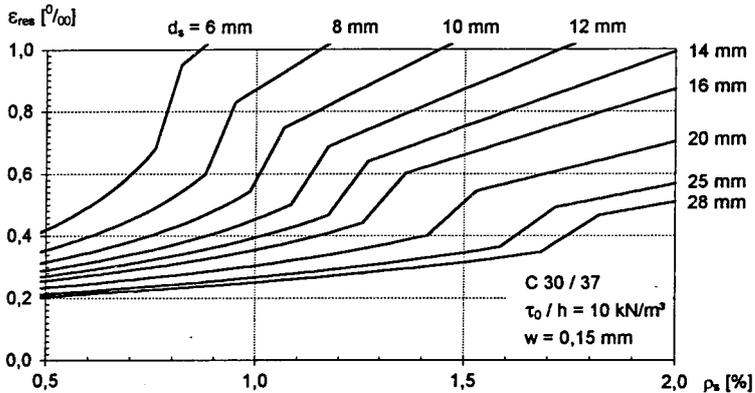


Bild 8.15: Erforderlicher Bewehrungsgrad ρ_s in Abhängigkeit von der Zwangdehnung ϵ_{res} zur Rißbreitenbegrenzung auf $w = 0,15 \text{ mm}$; $\tau_0 / h = 10 \text{ kN/m}$

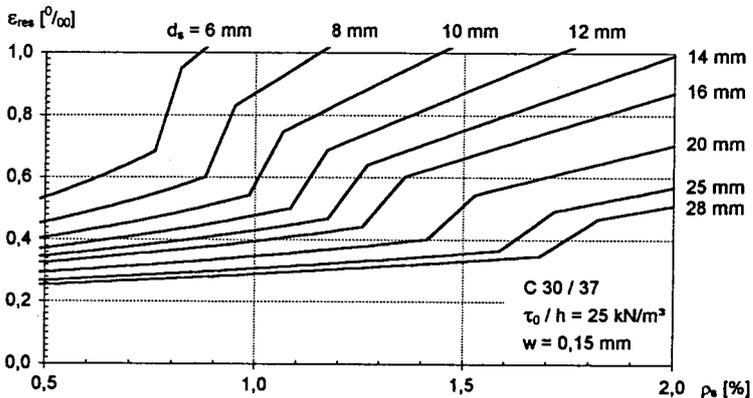


Bild 8.16: Erforderlicher Bewehrungsgrad ρ_s in Abhängigkeit von der Zwangdehnung ϵ_{res} zur Rißbreitenbegrenzung auf $w = 0,15 \text{ mm}$; $\tau_0 / h = 25 \text{ kN/m}$

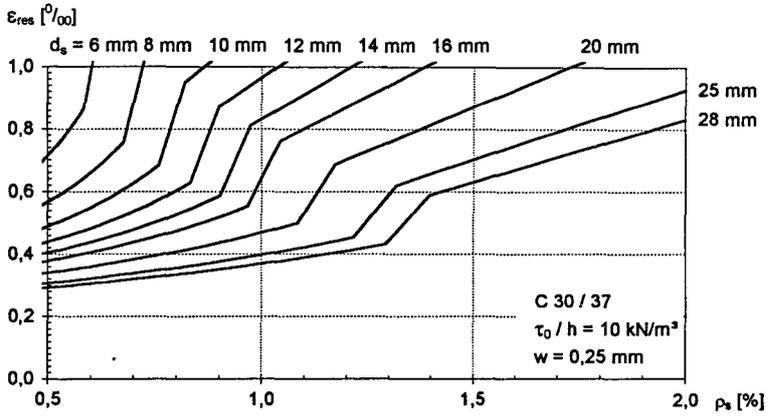


Bild 8.17: Erforderlicher Bewehrungsgrad ρ_s in Abhängigkeit von der Zwangdehnung ϵ_{res} zur Rißbreitenbegrenzung auf $w = 0,25$ mm; $\tau_0 / h = 10$ kN/m

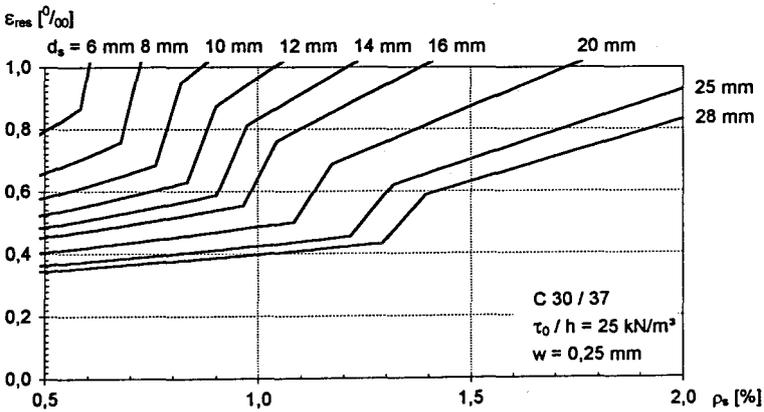


Bild 8.18: Erforderlicher Bewehrungsgrad ρ_s in Abhängigkeit von der Zwangdehnung ϵ_{res} zur Rißbreitenbegrenzung auf $w = 0,25$ mm; $\tau_0 / h = 25$ kN/m

9 Zusammenfassung

Für die praktische Anwendung sind die Ergebnisse dieser Arbeit in dem in Bild 9.1 dargestellten Diagramm zusammenfaßt. Für frei bewitterte Betonbodenplatten werden die zentrischen Zwangspannungen infolge Temperatur und Schwinden bei unterschiedlichen Lagerungsbedingungen in Abhängigkeit von der Plattenlänge angegeben. Für vorgespannte Bodenplatten ist die erforderliche Vorspannung abzulesen, bei der sich in Plattenmitte eine maximale zentrische Zwangspannung von Null ergibt. Wird eine Druckspannung in Plattenmitte angestrebt, so ist die Vorspannung entsprechend zu erhöhen. Dieses Diagramm (Bild 9.1) gilt für Bodenplatten unter Eigengewicht ohne zusätzliche, längerfristig wirkende Lasten (z. B. Lagergut). Ständig wechselnde Verkehrslasten (z. B. Fahrzeugverkehr) haben auf den horizontalen Zwang keine zu berücksichtigenden Auswirkungen.

Biegespannungen aus Last, Zwang oder einer Kombination beider Einwirkungen sind bei der Bemessung mit den zentrischen Spannungen zu überlagern. Bei gerissenen Bodenplatten ist die Reduktion des Zwangs infolge der Rißbildung zu beachten.

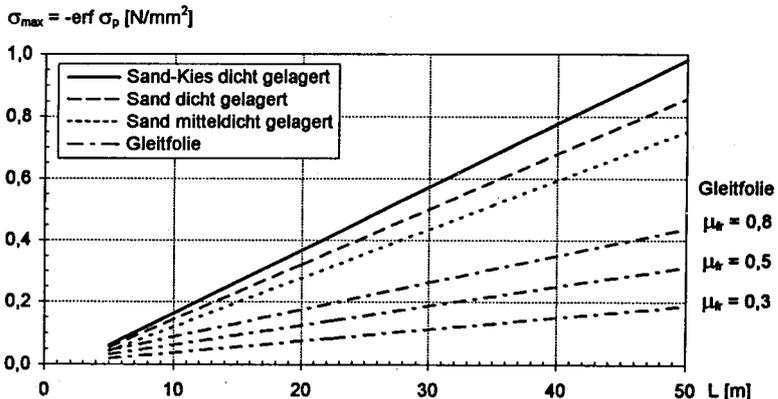


Bild 9.1: Zentrische Zwangspannungen in Betonbodenplatten unter Eigengewicht bei unterschiedlichen Lagerungsbedingungen in Abhängigkeit von der Plattenlänge

Dem Diagramm liegt ein Beton C 30 / 37 und eine zentrische Dehnung infolge Temperatur und Schwinden von $\varepsilon_0 = -0,5 \text{ ‰}$ zugrunde. Bei den nichtbindigen Böden ist der maximale Sohlreibungsbeiwert zwischen $\tan \delta_{st} = 1,25$ und $1,65$ und die Lagerungsdichte des Bodens mit $D = 0,7$ und $1,0$ angesetzt worden.

Die Schwerpunkte der einzelnen Kapitel dieser Arbeit sind in Bild 9.2 und in den folgenden Absätzen zusammenfassend dargestellt.

Die Einwirkungen aus witterungsbedingten Temperaturen und Schwinden wurden auf der Grundlage von Klimadaten verschiedener deutscher Städte quantifiziert. Für die Bestimmung der bei frei bewitterten Bodenplatten anzusetzenden Temperaturen ist ein Diagramm (s. Bild 3.10) erarbeitet worden. Dieses fand Eingang in die DAfStb-Richtlinie für Betonbau beim Umgang mit wassergefährdenden Stoffen [9]. Außerdem wurde gezeigt, daß es bei frei bewitterten Bodenplatten ausreichend ist, die Schwindverkürzungen unter Annahme einer Dehnung von maximal $0,1 \text{ ‰}$ zu berechnen.

Die bei unterschiedlichen Lagerungsbedingungen aus der horizontalen Wechselwirkung zwischen Baugrund und Bodenplatte resultierenden Verformungsbehinderungen wurden erläutert. Durch den Einbau von Gleitschichten können sie reduziert werden. Dabei ist zu beachten, daß die Gleitfolien vor Beschädigungen zu schützen sind. Bituminöse Gleitschichten sind bei Auftreten tiefer Temperaturen nicht anwendbar. Bei Bodenplatten auf nichtbindigen Böden kann mit einer bilinearen Scherspannungs - Verschiebungsfunktion gerechnet werden.

Rechenansätze zur Ermittlung der Zwangsschnittgrößen wurden hergeleitet. Dabei wurde in kurze, lange und unendlich lange Platten unterschieden. Es wurde ein Diagramm (s. Bild 6.5) erarbeitet, mit dem sich der Zwang bei endlich langen Platten einfach berechnen läßt.

Der Spannungsabbau durch Kriechen und Relaxation kann bei den Einwirkungen berücksichtigt werden. Einwirkungen mit tageszeitlichen Schwankungen können um 10 %, solche mit jahreszeitlichen Schwankungen um 30 % abgemindert werden.

Durch Vorspannung der Bodenplatten mit entsprechender Lagerungsbedingung kann eine Rißbildung verhindert werden. Es wurde gezeigt, daß bei gleitend gelagerten Bodenplatten zur Überlagerung der Zwangsspannungen und der Spannkraftverluste infolge Reibung die beiden Anteile nicht zu addieren sind. Die Größe der maximalen Zwangsspannung entspricht der Größe des Spannkraftverlustes. Die Größe der Vorspannung sollte so gewählt werden, daß die zentrischen Zwangzugspannungen überdrückt werden.

Einwirkungen

Schwinden: $\varepsilon_s \leq 0,1 \text{ ‰}$
 Temperatur: $\varepsilon_T = \alpha_T \cdot \Delta T$

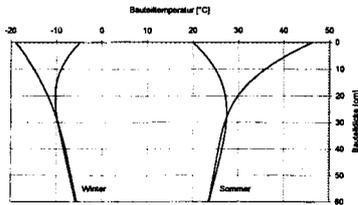


Bild 3.10

Lagerungsbedingungen

- Gleitfolie
- Bituminöse Gleitschicht
- Nichtbindiger Boden
- Hydraulisch gebundene Tragschicht

Spannungsberechnung

$$\sigma_{\max} = \lambda \cdot \frac{\tau_0 \cdot L}{2 \cdot h}$$

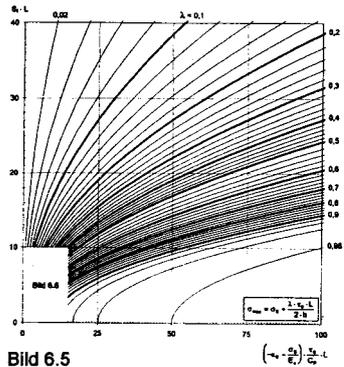


Bild 6.5

Vorspannung

$$\sigma_p > \sigma_{\max}$$

Zwangspannungen
 und Spannkraftverluste
 infolge Reibung
 nicht addieren

Rißbreitenbegrenzende Bewehrung

in Abhängigkeit von
 der Zwangdehnung

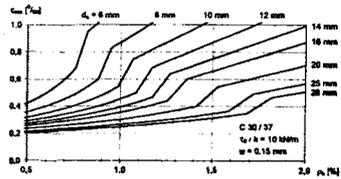


Bild 8.15 - 8.18

Bild 9.2: Frei bewitterte Betonbodenplatten unter horizontalem Zwang

Für Stahlbetonbodenplatten wurden die Rechenansätze der Rißbreitenbegrenzung unter Berücksichtigung der horizontalen Wechselwirkung zwischen Baugrund und Bodenplatte hergeleitet. Das Ergebnis wurde in einem Diagramm (s. Bild 8.12) zusammengefaßt, welches die Rißbreite in Abhängigkeit von der Zwangdehnung zeigt. Die übliche Vorgehensweise, die Rißbreite bei Zwangeinwirkungen für die Stahlspannung bei Rißentstehung zu berechnen, stimmt nur solange, wie die Zwangdehnung kleiner der mittleren Stahldehnung ϵ_{sm} im abgeschlossenen Rißbild ist. Außerdem wurden Diagramme zur Ermittlung der Mindestbewehrung aufgestellt.

Zu einigen Fragestellungen besteht noch Forschungsbedarf. Das Schwindverhalten von Beton sollte bei intermittierender Wasserbeaufschlagung untersucht werden, um eine bessere Abschätzung der Schwindverformungen bei frei bewitterten Betonbauteilen machen zu können. Der Abbau von Zugspannungen infolge Relaxation sollte für Temperaturen zwischen -10 °C und $+40\text{ °C}$ bei wiederholter Belastung erforscht werden. Die hergeleiteten Gleichungen für die Rißbreitenbegrenzung bei Stahlfaserbeton sind an systematischen Versuchen zu bestätigen.

In dieser Arbeit wurde ein Modell zur Bestimmung des Zwangs infolge der Wechselwirkung zwischen Baugrund und Bodenplatte bei unterschiedlichen Lagerungsbedingungen entwickelt. Die Möglichkeit der Vorspannung zur Vermeidung von Rissen sollte in Zukunft vermehrt genutzt werden, denn bei entsprechender Lagerung bleiben die Spannkraftverluste infolge der horizontalen Wechselwirkung zwischen dem Baugrund und der Bodenplatte gering.

10 Literatur

- [1] *Bertram, D.*
Erläuterungen zu DIN 4227, Spannbeton; Deutscher Ausschuß für Stahlbeton Heft 320; Beuth Verlag Berlin 1989
- [2] *Bösche, Th.*
Verwendung bituminöser Schichten im Massivbau, Möglichkeiten für den Einsatz und die Berechnung; Dissertation TU Dresden; Veröffentlichung in Vorbereitung
- [3] *Bruy, E.*
Über den Abbau instationärer Temperaturspannungen in Betonkörpern durch Rißbildung; Dissertation Universität Stuttgart 1973; Schriftenreihe des Otto-Graf-Instituts Heft 56; 1973
- [4] *Catharin, P.*
Die Hydratationswärme und ihre Bestimmung; Tonindustrie Zeitung 12 / 1966; S. 554 - 559
- [5] Comité Euro-International du Béton
CEB-FIP Model Code 1990; Final Draft 1991
- [6] Comité Euro-International du Béton
Evaluation of the time dependant behavior of concrete; CEB Bulletin d'information No 199; Lausanne 1990
- [7] *Curbach, M.; Bösche, Th.;*
Abbau von Zwangsspannungen durch die Verwendung bituminöser Trennschichten; Forschungsbericht des Lehrstuhls für Massivbau der TU Dresden, Fakultät Bauingenieurwesen; Dresden 1996
- [8] *Davis, R.E.; Davis, H.; Brown, E.H.*
Plastic Flow and Volume Changes of Concrete; Proc. ASTM; vol. 37 part 2; 1937; page 317
- [9] Deutscher Ausschuß für Stahlbeton
Richtlinie für Betonbau beim Umgang mit wassergefährdenden Stoffen; September 1996
- [10] Deutscher Betonverein
Bemessungsgrundlagen für Stahlfaserbeton im Tunnelbau; DBV-Merkblätter 1992

- [11] Deutscher Betonverein
Grundlagen zur Bemessung von Industriefußböden aus Stahlfaserbeton;
DBV-Merkblätter 1991; S. 258 - 273
- [12] Deutscher Wetterdienst
Das Klima ausgewählter Orte in der Bundesrepublik Deutschland, Bremen;
Berichte des Deutschen Wetterdienstes Nr. 164; Offenbach 1983
- [13] Deutscher Wetterdienst
Das Klima ausgewählter Orte in der Bundesrepublik Deutschland, Hannover;
Berichte des Deutschen Wetterdienstes Nr. 143; Offenbach 1977
- [14] Deutscher Wetterdienst
Das Klima ausgewählter Orte in der Bundesrepublik Deutschland, Karlsruhe;
Berichte des Deutschen Wetterdienstes Nr. 174; Offenbach 1988
- [15] Deutscher Wetterdienst
Das Klima ausgewählter Orte in der Bundesrepublik Deutschland, München;
Berichte des Deutschen Wetterdienstes Nr. 159; Offenbach 1982
- [16] DIN 4018
Berechnung der Sohldruckverteilung unter Flächengründungen;
September 1974
- [17] DIN 4227
Spannbeton; Juli 1988
Änderung DIN 4227-1/A1; Juli 1995
- [18] DIN 4710
Meteorologische Daten zur Berechnung des Energieverbrauches von heiz- und
raumlufotechnischen Anlagen; November 1982
- [19] DIN 52010
Prüfung von Bitumen, Bestimmung der Nadelpenetration; Dezember 1983
- [20] DIN 52011
Prüfung von Bitumen, Bestimmung des Erweichungspunktes Ring und Kugel;
Oktober 1986
- [21] *Eisenmann, J.*
Betonfahrbahnen; Verlag Ernst & Sohn Berlin 1979

- [22] EUROCODE 2
Planung von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken;
Deutsche Fassung ENV 1992-1-1: 1991; Juni 1992
- [23] *Falkner, H.*
Zur Frage der Rißbildung durch Eigen- und Zwängspannungen infolge Temperatur in Stahlbetonbauteilen; Deutscher Ausschuß für Stahlbeton Heft 208;
Verlag Ernst & Sohn Berlin 1969
- [24] *Falkner, H.; Teutsch, M.*
Untersuchungen des Biegetragverhaltens von Stahlfaserbetonbalken unter Variation der Faserart; Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der TU Braunschweig 1993
- [25] *Fedderson, I.*
Die Berücksichtigung realistischer Reibungswiderstände bei Fahrbahnen, Gründungsplatten und Pfählen durch den Ansatz polygonaler Scherkraft - Scherverschiebungskurven; Die Bautechnik 12 / 1980; S 408 - 413
- [26] *Grube, H.; Hintzen, W.*
Prüfverfahren zur Voraussage der Temperaturerhöhung im Beton infolge Hydratationswärme des Zements; Beton 5 / 1993; S. 230 - 234; Beton 6 / 1993; S. 292 - 295
- [27] *Gutsch, A.; Rostásy, F.S.*
Young Concrete under High Tensile Stresses - Creep, Relaxation and Cracking; International Symposium held by RILEM: Thermal Cracking in Concrete at Early Ages; E & FN SPON London 1994
- [28] *Iványi, G.; Sommer, R.*
Versuche zur gleitfähigen Lagerung von Behältersohlen; Bericht Universität - Gesamthochschule Essen; 1991 in Vorbereitung
- [29] *Iványi, G.; Sommer, R.*
Bau eines fugenlosen Regenüberlaufbeckens, Messungen während der Ausführung; Universität - Gesamthochschule Essen 1988
- [30] *Kany, M.*
Berechnung von Flächengründungen, Bd. 1: Text mit Zahlenbeispielen, Bd. 2: Tabellen und Kurventafeln; Verlag Ernst & Sohn Berlin 1974

- [31] *Koepcke*
Berechnung von Betonfahrbahnen; Bauingenieur 3 / 1961
- [32] *Kolb, H.*
Ermittlung der Sohreibung von Gründungskörpern unter horizontalem kinematischen Zwang; Dissertation Universität Stuttgart 1988
- [33] *König, G.; T̄ue, N.*
Grundlagen und Bemessungshilfen für die Rißbreitenbeschränkung im Stahlbeton und Spannbeton; Deutscher Ausschuß für Stahlbeton Heft 466; Beuth Verlag Berlin 1996
- [34] *Kupfer, H.; Hochreiter, H.*
Anwendungen des Spannbetons; Betonkalender 1993 Teil II; S.487 - 550; Verlag Ernst & Sohn Berlin
- [35] *Laube, M.*
Werkstoffmodell zur Berechnung von Temperaturspannungen in massiven Betonbauteilen im jungen Alter; Dissertation TU Braunschweig 1990
- [36] *Noakowski, P.*
Die Bewehrung von Stahlbetonbauteilen bei Zwangbeanspruchung infolge Temperatur; Deutscher Ausschuß für Stahlbeton Heft 296; Verlag Ernst & Sohn Berlin 1978
- [37] *Noakowski, P.*
Nachweisverfahren für Verankerung, Verformung, Zwangbeanspruchung und Rißbreite, Kontinuierliche Theorie der Mitwirkung des Betons auf Zug, Rechenhilfen für die Praxis; Deutscher Ausschuß für Stahlbeton Heft 394; Beuth Verlag Berlin 1988
- [38] *Rodatz, W.*
Grundbau und Bodenmechanik I - III, Studienunterlagen; Institut für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig 1995
- [39] *Rostásy, F.S.; Alda, W.*
Untersuchungen über das rheologische Verhalten von jungem Beton unter einaxialer Zug- und Druckspannung; Forschungsbericht Otto-Graf-Institut Stuttgart 1976

- [40] *Rostásy, F.S.; Henning, W.*
Zwang und Rißbildung in Wänden auf Fundamenten; Deutscher Ausschuß für Stahlbeton Heft 407; Beuth Verlag Berlin 1990
- [41] *Rostásy, F.S.; Laube, M.; Onken, P.*
Zur Kontrolle früher Temperaturrisse in Betonbauteilen; Bauingenieur 68, 1993; S. 5 - 14
- [42] *Rostásy, F.S.; Onken, P.*
Konstitutives Stoffmodell für jungen Beton; Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der TU Braunschweig 1994
- [43] *Rostásy, F.S.; Onken, P.*
Wirksame Betonzugfestigkeit im Bauwerk bei früh einsetzendem Temperaturzwang; Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der TU Braunschweig, Forschungsbericht 1992
- [44] *Schießl, P.*
Grundlagen der Neuregelung zur Beschränkung der Rißbreite; Deutscher Ausschuß für Stahlbeton Heft 400; Beuth Verlag Berlin 1989
- [45] *Schulz, H.; Feddersen, I.; Weichert, H.J.*
Zwängungen infolge Sohlreibung; Mitteilungen des BAW Nr. 48, 1980; S. 57 - 80
- [46] *Schütte, J.; Falkner, H.*
Fugenlose Betonbodenplatten unter Zwangeinwirkungen; Forschungsbericht des Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der TU Braunschweig; Veröffentlichung in Vorbereitung 1997
- [47] *Schütte, J.; Teutsch, M.; Falkner, H.*
Fugenlose Betonbodenplatten; Forschungsbericht des Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der TU Braunschweig Heft 121; 1996
- [48] *Schütte, J.; Teutsch, M.; Falkner, H.*
Sicherheitserhöhung durch Fugenverminderung, Spannbeton im Umweltbereich; Deutscher Ausschuß für Stahlbeton Heft 464; Beuth Verlag Berlin 1996

- [49] *Shen, J.H.*
Lineare und nichtlineare Theorie des Kriechens und der Relaxation von Beton unter Druckbeanspruchung; Deutscher Ausschuß für Stahlbeton Heft 432; Beuth Verlag Berlin 1992
- [50] *Shkoukani, H.T.*
Kriechen und Relaxation des Betons bei Temperaturzwangsbeanspruchung; Dissertation Technische Hochschule Darmstadt 1990
- [51] *Taylor, H.F.W.*
Modification of the Bogue calculation; Advances in cement research 2; 1989; S. 73 - 77
- [52] *Van der Poel, C.*
Allgemeines System zur Beschreibung des viskoelastischen Verhaltens von Bitumen; Kolloidzeitschrift 139; S. 101
- [53] *Wagner, O.*
Das Kriechen unbewehrten Betons; Deutscher Ausschuß für Stahlbeton Heft 131; Verlag Ernst & Sohn Berlin 1958
- [54] *Walraven, J.C.; Shkoukani, H.*
Kriechen und Relaxation des Betons bei Temperaturzwangsbeanspruchung; Beton- und Stahlbetonbau 1 / 1993; S. 10 - 15
- [55] *Weil, G.; Bruy, E.*
Information über Straßenbau- und Straßenverkehrsforschung, Ermittlung des Schwindmaßes von eingebauten Beton-Fahrbahnplatten (Modellversuch) Straße und Autobahn 8 / 1973; S. 365 - 366
- [56] *Wierig, H.-J.*
Einige Beziehungen zwischen den Eigenschaften von "grünen" und "jungen" Betonen und denen des Festbetons; Beton 11 / 1971; S. 445 - 490
- [57] ZTVT- StB
Zusätzliche technische Vorschriften und Richtlinien für Tragschichten im Straßenbau 1986/89

VERZEICHNIS DER BISHER IN DER SCHRIFTENREIHE DES IBMB ERSCHEINENEN HEFTE (ISSN 0178-5796)

In der Schriftenreihe "Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig - ISSN 0178-5796 (Heft 1 bis 16 als "Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig", Heft 17 bis 39 als "Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig") sind bisher die nachfolgend aufgeführten Hefte erschienen.

Sie können bezogen werden von:

Institut für Baustoffe, Massivbau
und Brandschutz der Technischen
Universität Braunschweig / Bibliothek
Beethovenstraße 52
38106 Braunschweig

Tel. (05 31) 3 91-54 54
Fax (05 31) 3 91-45 73
E-Mail O.Dienelt@tu-bs.de

oder über jede Buchhandlung.

Kosten:
Je nach Umfang zwischen DM 10,- und
DM 60,-.

Vergriffene Hefte können als Kopien gegen Erstattung der Kopierkosten bezogen werden.

Heft 1:

Deters, R.: Über das Verdunstungsverhalten und den Nachweis öligler Holzschutzmittel. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1962; Zugl.: Dissertation, Technische Hochschule Braunschweig, 1962

Heft 2:

Kordina, K.: Das Verhalten von Stahlbeton- und Spannbetonbauteilen unter Feuerangriff. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1963; Sonderdruck aus: Beton 13(1962), S. 11-18, 81-84

Heft 3:

Eibl, J.: Zur Stabilitätsfrage des Zweigelenkbogens mit biegeweichem Zugband und schlaffen Hängestangen. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1963; Zugl.: Dissertation, Technische Hochschule Braunschweig, 1963

Heft 4:

Kordina, K.; Eibl, J.: Ein Verfahren zur Bestimmung des Vorspannverlustes infolge Schlupf in der Verankerung. Zur Frage der Temperaturbeanspruchung von kreiszylindrischen Stahlbetonsilos. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1964; Sonderdruck aus: Beton- und Stahlbetonbau 58(1963), S. 265-268; 59(1964), S. 1-11

Heft 5:

Ertingshausen, H.: Über den Schalungsdruck von Frischbeton. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1965; Zugl.: Dissertation, Technische Hochschule Hannover, 1965

Heft 6:

Waubke, N.V.: Transportphänomene in Betonporen. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1966; Zugl.: Dissertation, Technische Hochschule Braunschweig, 1968

Heft 7:

Ehm, H.: Ein Beitrag zur rechnerischen Bemessung von brandbeanspruchten balkenartigen Stahlbetonbauteilen. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1967; Zugl.: Dissertation, Technische Hochschule Braunschweig, 1967

Heft 8:

Steinert, J.: Möglichkeiten der Bestimmung der kritischen Last von Stab- und Flächentragwerken mit Hilfe ihrer Eigenfrequenz. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1967; Zugl.: Dissertation, Technische Hochschule Braunschweig, 1967

Heft 9:

Lämmke, A.: Untersuchungen an dämmschichtbildenden Feuerschutzmitteln. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1967; Zugl.: Dissertation, Technische Hochschule Braunschweig, 1967

Heft 10:

Rafla, K.: Beitrag zur Frage der Kippstabilität aufgehängter Träger. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1968; Zugl.: Dissertation, Technische Hochschule Braunschweig, 1968

Heft 11:

Ivanyi, G.: Die Traglast von offenen, kreisförmigen Stahlbetonquerschnitten: Brazier-Effekt. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1968; Zugl.: Dissertation, Technische Hochschule Braunschweig, 1968

Heft 12:

Meyer-Ottens, C.: Brandverhalten verschiedener Bauplatten aus Baustoffen der Klassen A und B. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1969

Heft 13:

Fuchs, G.: Zum Tragverhalten von kreisförmigen Doppelsilos unter Berücksichtigung der Eigensteifigkeit des Füllgutes. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1968; Zugl.: Dissertation, Technische Hochschule Braunschweig, 1968

Heft 14:

Meyer-Ottens, C.: Wände aus Holz und Holzwerkstoffen unter Feuerangriff. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1970; Sonderdruck aus: Mitteilungen der Deutschen Gesellschaft für Holzforschung, H.56(1969)

Heft 15:

Lewandowski, R.: Beurteilung von Bauwerksfestigkeiten anhand von Betongü tewürfeln und -bohrproben. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1970; Zugl.: Dissertation, Technische Hochschule Braunschweig, 1970

Heft 16:

Neubauer, F.-J.: Untersuchungen zur Frage der Rissesicherung von leichten Trennwänden aus Gips-Wandbauplatten. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1970; Zugl.: Dissertation, Technische Hochschule Braunschweig, 1969

Heft 17:

Meyer-Ottens, C.; Kordina, K.: Gutachten über das Brandverhalten von Bauteilen aus dampfgehärtetem Gasbeton: aufgestellt für den Fachverband Gasbetonindustrie. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1970

Heft 17:

Meyer-Ottens, C.; Kordina, K.: Gutachten über das Brandverhalten von Bauteilen aus dampfgehärtetem Gasbeton. Erw. Neuaufl. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1974

Heft 18:

Bödeker, W.: Die Stahlblech-Holz-Nagelverbindung und ihre Anwendung: Grundlagen und Bemessungsvorschläge. Braunschweig, Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1971; Zugl.: Dissertation, Technische Hochschule Braunschweig, 1971, ISBN 3-89288-057-3

Heft 19:

Meyer-Ottens, C.: Bauaufsichtliche Brandschutzvorschriften: Beispiele für ihre Erfüllung bei Wänden, Brandwänden und Decken. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1971

Heft 20:

Liermann, K.: Das Trag- und Verformungsverhalten von Stahlbetonbrückenpfeilern mit Rollenlagern. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1972; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1972, ISBN 3-89288-056-5

Heft 22:

Nürnberg, U.: Zur Frage des Spannungsrißkorrosionsverhaltens kohlenstoffarmer Betonstähle in Nitratlösungen unter Berücksichtigung praxisnaher Verhältnisse. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1972; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1972, ISBN 3-89288-054-9

Heft 23:

Meyer-Ottens, C.: Zur Frage der Abplatzungen an Betonbauteilen aus Normalbeton bei Brandbeanspruchung. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1972; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1972

Heft 24:

El-Arousy, T.H.: Über die Steinkohlenflugasche und ihre Wirkung auf die Eigenschaften von Leichtbeton mit geschlossenem Gefüge im frischen und festen Zustand. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1973; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1973, ISBN 3-89288-053-0

Heft 25:

Rieche, G.: Mechanismen der Spannungskorrosion von Spannstählen im Hinblick auf ihr Verhalten in Spannbetonkonstruktionen. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1973; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1973, ISBN 3-89288-052-2

Heft 26:

Tennstedt, E.: Beitrag zur rechnerischen Ermittlung von Zwangsschnittgrößen unter Berücksichtigung des wirklichen Verformungsverhaltens des Stahlbetons. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1974; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1974, ISBN 3-89288-051-4

Heft 27:

Schneider, U.: Zur Kinetik festigkeitsmindernder Reaktionen in Normalbetonen bei hohen Temperaturen. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1973; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1973

Heft 28:

Neisecke, J.: Ein dreiparametrisches, komplexes Ultraschall-Prüfverfahren für die zerstörungsfreie Materialprüfung im Bauwesen. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1974; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1974, ISBN 3-89288-050-6

Heft 29:

Kordina, K.; Maack, P.; Hjorth, O.: Traglastermittlung an Stahlbeton-Druckgliedern. Schlußbericht (AIF-Nr. 956). Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1974, ISBN 3-89288-048-4

Heft 30:

Eibl, J.; Ivanyi, G.: Berücksichtigung der Torsionssteifigkeit von Randbalken bei Stahlbetondecken. Schlußbericht, Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1974

Heft 31:

Kordina, K.; Janko, B.: Stabilitätsnachweise von Rahmensystemen im Stahlbetonbau. Schlußbericht (AIF-Nr. 1388), Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1974, ISBN 3-89288-049-2

Heft 32:

Hjorth, O.: Ein Beitrag zur Frage der Festigkeiten und des Verbundverhaltens von Stahl und Beton bei hohen Beanspruchungsgeschwindigkeiten. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1976; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1975

Heft 33:

Klingsch, W.: Traglastberechnung instationär thermisch belasteter schlanker Stahlbetondruckglieder mittels zwei- und dreidimensionaler Diskretisierung. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1976; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1976

Heft 34:

Djamous, F.: Thermische Zerstörung natürlicher Zuschlagstoffe im Beton. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1977; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1977

Heft 35:

Haksever, A.: Zur Frage des Trag- und Verformungsverhaltens ebener Stahlbetonrahmen im Brandfall. Braunschweig, Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1977; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1977

Heft 36:

Storkebaum, K.-H.: Ein Beitrag zur Traglastermittlung von vierseitig gelagerten Stahlbetonwänden. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1977; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1977, ISBN 3-89288-045-X

Heft 37:

Bechtold, R.: Zur thermischen Beanspruchung von Außenstützen im Brandfall. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1977; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1977, ISBN 3-89288-046-8

Heft 38:

Steinert, J.: Bestimmung der Wasserdurchlässigkeit von Kiesbeton aus dem Wassereindringverhalten. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1977; Unveränderter Nachdruck der Erstveröffentlichung Bad Honnef, Osang, 1977 (Zivilschutzforschung, Bd. 7)

Heft 39:

Weiß, R.: Ein haufwerkstheoretisches Modell der Restfestigkeit geschädigter Betone. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1978; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1978, ISBN 3-89288-047-6

Heft 40:

Alda, W.: Zum Schwingkriechen von Beton. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1978; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1978, ISBN 3-89288-035-2

Heft 41:

Teutsch, M.: Trag- und Verformungsverhalten von Stahlbeton- und Spannbetonbalken mit rechteckigem Querschnitt unter kombinierter Beanspruchung aus Biegung, Querkraft und Torsion. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1979; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1979, ISBN 3-89288-036-0

Heft 42:

Schneider, U.: Ein Beitrag zur Frage des Kriechens und der Relaxation von Beton unter hohen Temperaturen. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1979; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1979

Heft 43:

Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz: Veröffentlichungen 1967 bis 1979. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1979, ISBN 3-89288-037-9

Heft 44:

Kordina, K.; Fröning, H.: Druckmessungen in Silozellen mit einer neu entwickelten Sonde. Abschlußbericht, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1979, ISBN 3-89288-038-7

Heft 45:

Henke, V.: Ein Beitrag zur Zuverlässigkeit frei gelagerter Stahlbetonstützen unter genommter Brandeinwirkung. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1980; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1980

Heft 46:

Schneider, U.; Haksever, A.: Wärmebilanzrechnungen für Brandräume mit unterschiedlichen Randbedingungen (Teil 1). Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1980

Heft 47:

Walter, R.: Partiiell brandbeanspruchte Stahlbetondecken: Berechnung des inneren Zwanges mit einem Scheibenmodell. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1981; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1981, ISBN 3-89288-039-5

Heft 48:

Svensvik, B.: Zum Verformungsverhalten gerissener Stahlbetonbalken unter Einfluß der Mitwirkung des Betons auf Zug in Abhängigkeit von Last und Zeit. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1981; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1981, ISBN 3-89288-040-9

Heft 49:

Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz: Veröffentlichungen 1967 bis 1981. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1981, ISBN 3-89288-041-7

Heft 50:

Ojha, S.K.: Die Steifigkeit und das Verformungsverhalten von Stahlbeton- und Spannbetonbalken unter kombinierter Beanspruchung aus Torsion, Biegemoment, Querkraft und Axialkraft. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1982, ISBN 3-89288-042-5

Heft 51:

Henke, V.: Zusammenstellung und Anwendung Bayes'scher Verfahren bei der Stichprobenbeurteilung. Projekt D1 des SFB 148. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1982, ISBN 3-89288-043-3

Heft 52:

Haksever, A.: Stahlbetonstützen mit Rechteckquerschnitten bei natürlichen Bränden. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1982; Zugl.: Habil.-Schr., Technische Universität Istanbul, 1982, ISBN 3-89288-044-1

Heft 53:

Weber, V.: Untersuchung des Reiß- und Verformungsverhaltens segmentärer Spannbetonbauteile. Braunschweig, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1982; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1982, ISBN 3-89288-017-4

Heft 54:

Ranisch, E.-H.: Zur Tragfähigkeit von Verklebungen zwischen Baustahl und Beton: geklebte Bewehrung. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1982; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1982

Heft 54:

Ranisch, E.-H.: Zur Tragfähigkeit von Verklebungen zwischen Baustahl und Beton: geklebte Bewehrung. Unveränderter Nachdruck der Ausgabe 1982. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1986; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1982, ISBN 3-89288-010-7

Heft 55:

Wiedemann, G.: Zum Einfluß tiefer Temperaturen auf Festigkeit und Verformung von Beton. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1982; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1982

Heft 56:

Timm, R.: Ein geometrisch und physikalisch nichtlineares Rechenmodell zur optimalen Biegebemessung ebener Stahlbetonrahmen. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1982; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1982, ISBN 3-89288-018-2

Heft 57:

Diederichs, U.: Untersuchungen über den Verbund zwischen Stahl und Beton bei hohen Temperaturen. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1983; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1983, ISBN 3-89288-019-0

Heft 58:

Schneider, U.: Wärmebilanzrechnungen in Verbindung mit Versuchen in Brandräumen (Teil 2). Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1983, ISBN 3-89288-020-4

Heft 59:

Dobbernack, R.: Wärmebilanzrechnungen in Brandräumen unter Berücksichtigung der Mehrzonenmodellbildung (Teil 3). Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1983, ISBN 3-89288-021-2

Heft 60:

Hillger, W.: Verbesserungen und Erweiterungen von Ultraschallprüfverfahren zur zerstörungsfreien Fehlstellen- und Qualitätskontrolle von Betonbauteilen. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1983; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1983, ISBN 3-89288-014-X

Heft 61:

Blume, F.: Zur Wirklichkeitsnähe der Lastannahmen in Silovorschriften für Zellen aus Stahlbeton und Spannbeton. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1984; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1984, ISBN 3-89288-013-1

Heft 62:

Nölting, D.: Das Durchstanzen von Platten aus Stahlbeton : Tragverhalten, Berechnung, Bemessung. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1984; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1984, ISBN 3-89288-012-3

Heft 63:

Wesche, J.: Brandverhalten von Stahlbetonplatten im baupraktischen Einbauzustand. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1985; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1985, ISBN 3-89288-009-3

Heft 64:

Droese, S.: Untersuchungen zur Technologie des Gleitschalungsbau. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1985; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1985, ISBN 3-89288-000-X

Heft 65:

Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz: Forschungsarbeiten 1978 - 1983. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1984, ISBN 3-89288-001-8

Heft 66:

Hegger, J.: Einfluß der Verbundart auf die Grenztragfähigkeit von Spannbetonbalken. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1985; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1985, ISBN 3-89288-002-6

Heft 67:

Kepp, B.: Zum Tragverhalten von Verankerungen für hochfeste Stäbe aus Glasfaserverbundwerkstoff als Bewehrung im Spannbetonbau. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1985; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1985, ISBN 3-89288-003-4

Heft 68:

Sager, H.: Zum Einfluß hoher Temperaturen auf das Verbundverhalten von einbetonierten Bewehrungsstäben. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1985; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1985, ISBN 3-89288-004-2

Heft 69:

Haß, R.: Zur praxismgerechten brandschutztechnischen Beurteilung von Stützen aus Stahl und Beton. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1986; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1986, ISBN 3-89288-005-0

Heft 70:

Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz: 17. Forschungskolloquium des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton, März 1986, Kurzfassungen der Beiträge. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1986, ISBN 3-89288-006-9

Heft 71:

Ehm, C.: Versuche zur Festigkeit und Verformung von Beton unter zweiachsender Beanspruchung und hohen Temperaturen. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1986; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1986, ISBN 3-89288-007-7

Heft 72:

Hartwich, K.: Zum Reiß- und Verformungsverhalten von Stahlfaserverstärkten Stahlbetonstäben unter Längszug. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1986; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1986, ISBN 3-89288-008-5

Heft 73:

Scheuermann, J.: Zum Einfluß tiefer Temperaturen auf Verbund und Reißbildung von Stahlbetonbauteilen. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1987; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1987, ISBN 3-89288-011-5

Heft 74:

Hinrichsmeyer, K.: Strukturorientierte Analyse und Modellbeschreibung der thermischen Schädigung von Beton. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1987; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1987, ISBN 3-89288-015-8

Heft 75:

Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz: Fachseminar Neue Bemessungsregeln durch Änderung der Stahlbeton- und Spannbetonvorschriften DIN 1045, DIN 4227, Juni 1986, Kurzfassungen der Beiträge. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1986, ISBN 3-89288-022-0

Heft 76:

Budelmann, H.: Zum Einfluß erhöhter Temperaturen auf Festigkeit und Verformung von Beton mit unterschiedlichen Feuchtegehalten. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1987; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1987, ISBN 3-89288-016-6

Heft 77:

Großmann, F.: Spannungen und bruchmechanische Vorgänge im Normbeton unter Zugbeanspruchung. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1987; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1987, ISBN 3-89288-023-9

Heft 78:

Rohling, A.: Zum Einfluß des Verbundkriechens auf die Rißbreitenentwicklung sowie auf die Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1987; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1987, ISBN 3-89288-024-7

Heft 79:

Henning, W.: Zwangrißbildung und Bewehrung von Stahlbetonwänden auf steifen Unterbauten. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1987; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1987, ISBN 3-89288-025-5

Heft 80:

Richter, E.: Zur Berechnung der Biegetragfähigkeit brandbeanspruchter Spannbetonbauteile unter Berücksichtigung geeigneter Vereinfachungen für die Materialgesetze. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1987; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1987, ISBN 3-89288-026-3

Heft 81:

Kiel, M.: Nichtlineare Berechnung ebener Stahlbetonflächentragwerke unter Einfluß von Brandbeanspruchung. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1987; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1987, ISBN 3-89288-027-1

Heft 82:

Konietzko, A.: Polymerspezifische Auswirkungen auf das Tragverhalten modifizierter zementgebundener Betone (PCC). Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1988; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1988, ISBN 3-89288-028-X

Heft 83:

Grzeschkowitz, R.: Zum Trag- und Verformungsverhalten schlanker Stahlbetonstützen unter besonderer Berücksichtigung der schiefen Biegung. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1988; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1988, ISBN 3-89288-030-1

Heft 84:

Wiese, J.: Zum Trag- und Verformungsverhalten von Stahlbetonplatten unter partieller Brandbeanspruchung. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1988; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1988, ISBN 3-89288-031-X

Heft 85:

Rudolph, K.: Traglastberechnung zweiachsig biegebeanspruchter Stahlbetonstützen unter Brandeinwirkung. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1988; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1988, ISBN 3-89288-032-8

Heft 86:

Kordina, K.; Meyer-Ottens, C.; Noack, I.: Einfluß der Eigenbrandlast auf das Brandverhalten von Bauteilen aus brennbaren Baustoffen. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1989, in Vorbereitung, ISBN 3-89288-058-1

Heft 87:

Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz: Forschungsarbeiten 1984 - 1989. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1989, ISBN 3-89288-034-4

Heft 88:

Grossert, E.: Untersuchungen zum Tragverhalten von Massivbrücken mit zweizelligem Kastenquerschnitt. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1989; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1989, ISBN 3-89288-059-X

Heft 89:

Falkner, H.; Teutsch, M. [Hrsg.]: Weiterbildungsseminar "Bauen in Europa", 15.-16. November 1990 in Braunschweig, Kurzreferate, ISBN 3-89288-063-8

Heft 90:

Falkner, H.; Teutsch, M.; Claußen, T.; Voß, K.-U.: Vorspannung im Hochbau. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1991, ISBN 3-89288-064-6

Heft 91:

Falkner, H.; Teutsch, M. [Hrsg.]: Fachtagung Spannbeton im Hoch- und Industriebau, Kurzreferate, 1991, ISBN 3-89288-065-4

Heft 92:

Heins, T.: Simulationsmodell zur Sicherheitstechnischen Beurteilung der Rauchausbreitung in ausgedehnten Räumen. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1991; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, ISBN 3-89288-066-2

Heft 93:

Hagen, E.: Zur Prognose des Gefährdungspotentials von Raumbränden. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1992; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1991, ISBN 3-89288-072-7

Heft 94:

Falkner, H.; Teutsch, M. [Hrsg.]: Fachseminar "Instandsetzung und Ertüchtigung von Massivbauten", 14.-15. November 1991 in Braunschweig, Kurzreferate, ISBN 3-89288-068-9

Heft 95:

Falkner, H.; Teutsch, M. [Hrsg.]: Qualitätssicherung im Bauwesen, VMPA-Tagung 1992, 25.-26.06.1992, Tagungsbericht, ISBN 3-89288-071-9

Heft 96:

Weiterbildungsseminar "Brandschutz im Industriebau", 30.09.1992 in Braunschweig, Kurzreferate, ISBN 3-89288-070-0

Heft 97:

Falkner, H.; Teutsch, M. [Hrsg.]: Fachseminar "Neue Technologien im Bauwesen", 12.-13.11.1992 in Braunschweig, Kurzreferate, ISBN 3-89288-073-5

Heft 98:

Gunkler, E.: Verstärkung biegebeanspruchter Mauerwerkswände durch bewehrte Ergänzungsschichten. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1993; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1992, ISBN 3-89288-074-3

Heft 99:

Dorn, T.: Zur Berechnung des Tragverhaltens brandbeanspruchter Tragwerke in Verbundbauweise unter besonderer Berücksichtigung der Träger-Stützen-Anschlüsse. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1993; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1992, ISBN 3-89288-075-1

Heft 100:

Falkner, H.; Teutsch, M. [Hrsg.]: Fachseminar "Stahlfaserbeton", 04.03.1993 in Braunschweig, Kurzreferate, ISBN 3-89288-076-X

Heft 101:

Falkner, H.; Teutsch, M.: Vergleichende Untersuchungen an unbewehrten und stahlfaserbewehrten Industriefußböden. Forschungsbericht, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1993, ISBN 3-89288-077-8

Heft 102:

Falkner, H.; Teutsch, M.: Comparative studies of plain and steel fiber reinforced concrete industrial ground slabs. Forschungsbericht, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1993, ISBN 3-89288-078-6

Heft 103:

Braunschweiger Brandschutz-Tage 1993: Fachseminar Brandschutz - Forschung und Praxis. 06.-07.10.1993, Kurzreferate, ISBN 3-89288-079-4

Heft 104:

Thienel, K.-C.: Festigkeit und Verformung von Beton bei hoher Temperatur und biaxialer Beanspruchung. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1993

Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1993, ISBN 3-89288-080-8

Heft 105:

Falkner, H.; Teutsch, M. [Hrsg.]: Braunschweiger Bauseminar 1993 "Dauerhafte Bauwerke aus Faserbeton", 11.-12.11.1993 in Braunschweig, Kurzreferate, ISBN 3-89288-081-6

Heft 106:

Neuentwicklungen im baulichen Brandschutz. Dr. Meyer-Ottens 60 Jahre; Fachseminar 18.03.1994 in Braunschweig, ISBN 3-89288-085-9

Heft 107:

Bunte, D.: Zum karbonatisierungsbedingten Verlust der Dauerhaftigkeit von Außenbauteilen aus Stahlbeton. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1994

Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1993, ISBN 3-89288-086-7

Heft 108:

Holzenkämpfer, P.: Ingenieurmodell des Verbundes geklebter Bewehrung für Betonbauteile. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1994

Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1994, ISBN 3-89288-087-5

Heft 109:

Forschungsarbeiten 1990 - 1994. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1994, ISBN 3-89288-088-3

Heft 110:

Falkner, H.; Teutsch, M.; Rohde, S.: Untersuchung der Schubtragfähigkeit und der Wasserundurchlässigkeit von Arbeitsfugen unter Verwendung von Stremaform-Abschalelementen.

Falkner, H.; Teutsch, M.; Claußen, T.: Schubtragfähigkeit des Vergußbetons zwischen Köcher-, Block oder Hülsenfundamenten und Stützenfuß bei unterschiedlich profilierten Betonoberflächen. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1994, ISBN 3-89288-089-1

Heft 111:

Voß, K.-U.: Zum Trag- und Verformungsverhalten bei Schwellbeanspruchung. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1994

Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1993, ISBN 3-89288-090-5

Heft 112:

Weiterbildungsseminar Brandschutz bei Sonderbauten: 05./06.10.1994 in Braunschweig; Kurzreferate, 1994, ISBN 3-89288-092-1

Heft 113:

Falkner, H.; Teutsch, M. [Hrsg.]: Aus der Forschung in die Praxis: 10./11.11.1994; Braunschweiger Bauseminar 1994, ISBN 3-89288-091-3

Heft 114:

Warnecke, P.: Tragverhalten und Konsolidierung von historischem Natursteinmauerwerk, 1995

Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1995, ISBN 3-89288-094-8

Heft 115:

Braunschweiger Brandschutz-Tage 1995: 6. Fachseminar Brandschutz - Forschung und Praxis: 04.-05.10.1995, Kurzreferate, ISBN 3-89288-093-X

Heft 116:

Huang, Z.: Grenzbeanspruchung gebeteter Stahlfaserbetonplatten, 1995

Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1995, ISBN 3-89288-095-6

Heft 117:

Falkner, H.; Teutsch, M.; Huang, Z.: Untersuchung des Trag- und Verformungsverhaltens von Industriefußböden aus Stahlfaserbeton. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1995, ISBN 3-89288-096-4

Heft 118:

Kubat, B.: Durchstanzverhalten von vorgespannten, punktförmig gestützten Platten aus Stahlfaserbeton, 1995

Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1995, ISBN 3-89288-097-2

Heft 119:

Falkner, H.; Teutsch, M. [Hrsg.]: Dichte Bauwerke: 09./10.11.1995; Braunschweiger Bauseminar 1995, ISBN 3-89288-091-3

Heft 120:

Steinert, C.: Bestimmung der Wärmeübergangsbedingungen auf Bauteile im Brandfall, Abschlußbericht, 1995, ISBN 3-89288-099-9

Heft 121:

Schütte, J.; Teutsch, M.; Falkner, H.: Fugenlose Betonbodenplatten, Forschungsbericht, 1996, ISBN 3-89288-100-6

Heft 122:

Weiterbildungsseminar Brandschutz bei Sonderbauten: 24./25.09.1996 in Braunschweig, Kurzreferate, 1996, ISBN 3-89288-101-4

Heft 123:

Droese, S.; Riese, A.: Belastungsversuche an zwei Durchlauf-Plattenstreifen aus Elementplatten mit Aufbeton aus Stahlfaserbeton, 1996, ISBN 3-89288-102-4

Heft 124:

Hankers, C.: Zum Verbundtragverhalten laschenverstärkter Betonbauteile unter nicht vorwiegend ruhender Beanspruchung, 1996

Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1996, ISBN 3-89288-103-0

Heft 125:

Schmidt-Döhl, F.: Ein Modell zur Berechnung von kombinierten chemischen Reaktions- und Transportprozessen und seine Anwendung auf die Korrosion mineralischer Baustoffe, 1996

Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1996, ISBN 3-89288-104-9

Heft 126:

Falkner, H.; Teutsch, M. [Hrsg.]: Ingenieurbauwerke mit neuen Konzepten: 14./15.11.1996, Braunschweiger Bauseminar 1996, ISBN 3-89288-105-7

Heft 127:

Forschung über Baudenkmalpflege - Arbeitsberichte: 1990 - 1993, 1996, ISBN 3-89288-106-5

Heft 128:
Festschrift zum 65. Geburtstag von Prof.
Dr.-Ing. F. S. Rostásy: Baustoffe in Pra-
xis, Lehre und Forschung, 1997, ISBN 3-
89288-107-3

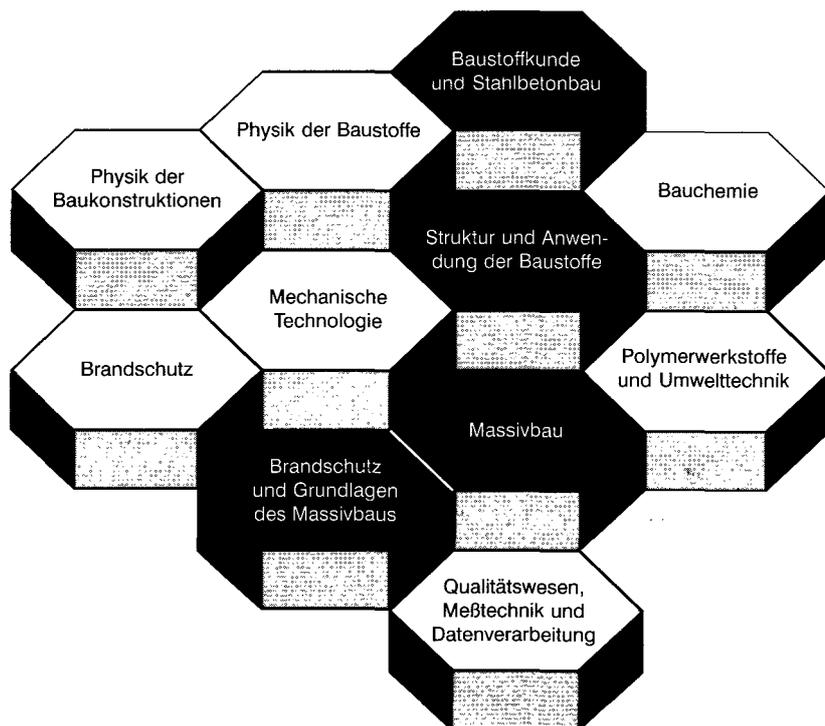
Heft 129:
Forschung über Baudenkmalpflege - Ar-
beitsberichte: 1994, 1997, ISBN 3-89288-
108-1

Heft 130:
Forschung über Baudenkmalpflege - Ar-
beitsberichte: 1995, 1997, ISBN 3-89288-
109-X

Heft 131:
Falkner, H.; Teutsch, M.; Klinkert, H.:
Trag- und Verformungsverhalten dyna-
misch beanspruchter Fahrbahnen aus
Beton- und Stahlfaserbeton, Forschungs-
bericht, 1997, ISBN 3-89288-110-3

Heft 132:
Schütte, J.: Einfluß der Lagerungsbedin-
gungen auf Zwang in Betonbodenplatten,
1997
Zugl.: Dissertation, Technische Universi-
tät Braunschweig, 1997, ISBN 3-89288-
111-1

FACHGEBIETE UND ABTEILUNGEN



ISBN 3-89288-111-1
ISSN 0178-5796