

# DIPLOMARBEIT

Master's Thesis

## **GROSSVERSUCHE AN BETONBODENPLATTEN MIT UNTERSCHIEDLICHEN LAGERUNGSBEDINGUNGEN**

ausgeführt zum Zweck der Erlangung des akademischen Grades eines Diplom-  
Ingenieurs unter der Leitung von

**o. Univ. Prof. Dipl. -Ing. Dr. -Ing. Johann Kollegger, M. Eng.**  
und  
**Univ. Ass. Dipl.-Ing. Anton Schweighofer**

[E212]

Institut für Tragkonstruktionen – Betonbau  
Karlsplatz 13/212  
A-1040 Wien

eingereicht an der Technischen Universität Wien

Fakultät für Bauingenieurwesen

von

**Weber Manfred**  
0125358  
Lerchenfelderstrasse 60/1/6  
A-1080 Wien

Wien, im Juni 2009

.....

## **Danksagung**

---

Diese Diplomarbeit markiert das Ende meines Bauingenieurstudiums an der TU Wien. Für die Unterstützung während des gesamten Studiums gilt daher meinem verstorbenen Vater, meiner Mutter, meinem Bruder und meiner Freundin mein besonderer Dank. Ohne sie wäre das Studium in dieser Zeit nicht zu bewerkstelligen gewesen.

Besonders bedanken möchte ich mich auch bei allen Mitarbeitern des Instituts für Tragkonstruktionen – Betonbau, allen voran Herrn o.Univ.Prof. Dipl.-Ing. Dr.-Ing. Johann Kollegger M.Eng. und Univ. Ass. Dipl.-Ing. Anton Schweighofer für ihre Anregungen und konstruktiven Diskussionen, sowie ihrem unkomplizierten Umgang mit Studenten. Sowohl die Arbeiten auf der Baustelle bei der Versuchsdurchführung als auch die zahlreichen Diskussionen zum Thema waren eine Bereicherung meiner Studienzeit.

Natürlich gebührt mein Dank auch allen Studienkolleginnen und Kollegen, die ich während der letzten Jahre kennen lernen durfte. Für ihre Unterstützung möchte ich mich an dieser Stelle besonders bedanken. Allen voran bei meinen Kollegen Christoph Hackspiel, Andreas Wiesinger, Thomas Weinlinger, Roman Höbinger, Thomas Bader und Florian Breitler.

Ich widme diese Arbeit meinem verstorbenen Vater.

## **Kurzfassung**

---

Während des Herstellungsprozesses von Betonbodenplatten kommt es in Folge von abfließender Hydratationswärme, Schwinden und witterungsbedingten Einflüssen in Kombination mit Verformungsbehinderungen zu Zwangsspannungen in der Konstruktion. Ziel dieser Diplomarbeit ist es, eine Möglichkeit aufzuzeigen wie diese Zwangsspannungen auf ein Minimum reduziert werden können.

Im Zuge des von der österreichischen Vereinigung für Beton- und Bautechnik koordinierten FFG- Forschungsvorhabens „Gleitlagerung für Betonplatten“ wurde eine an der TU Wien am Institut für Tragkonstruktionen – Betonbau entwickelte Gleitlagerung für großflächige Betonplatten anhand von Großversuchen getestet. Die Gleitlagerung wurde zum Patent angemeldet und das Patent AT 504 483 wurde am 15.06.2008 erteilt.

Die nachfolgende Arbeit beschäftigt sich mit der Planung, Ausführung und Auswertung der ersten 4 Plattenstreifen ( $L = 60$  m,  $B = 1$  m,  $H = 0,3$  m), zur Erprobung der Umsetzbarkeit der neuen Gleitlagerung (Luftlagerung), im Vergleich mit herkömmlichen Lagerungsbedingungen.

Ziel war es, durch die Luftlagerung der Betonplatte, während des Herstellungsprozesses, bzw. während des Vorspannens, eine Entkoppelung der Betonplatte vom Untergrund zu erreichen. Dadurch sollte es zu einem Minimum an Zwangsspannungen und der damit verbundenen Rissbildung, sowie zu einer Reduktion, der durch Interaktion zum Teil verlorenen Vorspannkraft, kommen. Die Entkoppelung wird über die Kompensation des Eigengewichts mittels Luftdruck sichergestellt. Wirkt kein Eigengewicht, so gibt es auch keine Normalspannung. Dies bedeutet, dass keine Reibung zwischen Bodenplatte und Untergrund entsteht.

## **Abstract**

---

During the construction process of concrete slabs, restraining stresses result due to cooling down after hydration, shrinkage and temperature influences in combination with deformation impediment. The purpose is to reduce the restraining stresses.

In course of the realisation of the research project (slide bearing for concrete slabs) funded by Austrian Research Promotion Agency and coordinated by the Austrian Society for Concrete- and Construction Technology, a new method for building large concrete slabs on ground on a frictionless support was developed at Vienna University of Technology. An Austrian patent for this method was granted and an international patent application has been filed.

This thesis deals with the design, the planning and the structural analysis of the first four concrete slab strips with a length of 60 m, a width of 1,0 m and a thickness of 30 cm. The new slide bearing by air pressure is compared to standard slide bearings.

The aim of the experiment was to reduce the interaction between slab and subsoil during the production process and the post-tensioning work by means of the slide bearing. In course of this process slide bearing restraining stresses and the following cracking should be minimized. Post-tensioning should become possible without causing friction forces between slab and subsoil because the self-weight of the slab is balanced by the applied air pressure. If there is no self-weight there is also no normal stress. That is to say there is no friction between concrete slab and subsoil.

## Inhaltsverzeichnis

---

<b>1 STAND DER TECHNIK</b> .....	<b>1</b>
1.1 Gleitlagerungen von Bodenplatten.....	1
1.2 Industriefußböden .....	5
1.2.1 Die Unterkonstruktion.....	7
1.2.2 Die Betonbodenplatte.....	11
1.2.2.1 Fugen in Betonbodenplatte.....	11
1.2.3 Unbewehrte Betonbodenplatten.....	15
1.2.4 Bewehrte Betonbodenplatten .....	15
1.2.5 Fugenlose Betonbodenplatten .....	19
1.2.5.1 Betonbodenplatten mit weitgehend freier Bewegungsmöglichkeit zum Untergrund .....	19
1.2.5.2 Betonbodenplatten mit fester Verbindung zum Untergrund .....	20
1.3 Dichtebenen, Weiße Wanne .....	21
1.4 Vorgespannte Platten .....	23
1.5 Ausführungsbeispiele.....	24
1.5.1 Vorgespannte Bodenplatten .....	24
1.5.2 Bodenplatte mit Bitumengleitlagerung .....	26
<b>2 PROBLEMSTELLUNG</b> .....	<b>29</b>
2.1 Spannungen im Beton und deren Ursachen .....	29
2.2 Eigenschaften des jungen Beton .....	35
2.2.1 Allgemeines .....	35
2.2.2 Festigkeitsentwicklung des jungen Beton.....	36
2.2.3 Dehnvermögen des jungen Beton .....	38
2.2.4 Temperaturdehnung des jungen Beton.....	40
2.2.5 Schwindverformung des jungen Beton .....	40
2.2.6 Kriechen und Relaxation des Betons .....	43
2.2.7 Temperaturänderung im jungen Beton.....	44

2.2.7.1 Hydratationswärme .....	45
2.2.7.2 Meteorologische Einwirkungen .....	49
2.3 Spannungen in erhärtenden Bauteilen.....	51
2.4 Messungen von Zwangsspannungen .....	54
2.5 Rissempfindlichkeit des Betons .....	56
2.6 Spannungen im alten Beton .....	59
<b>3 LÖSUNGSANSATZ .....</b>	<b>60</b>
3.1 Allgemeines.....	60
3.2 Begrenzung der Rissbreite .....	60
3.3 Betontechnologische und ausführungstechnische Maßnahmen .....	61
3.3.1 Spezielle Betonrezepturen.....	61
3.3.2 Temperatur des Frischbetons .....	62
3.3.3 Nachbehandlung.....	63
3.4 Konstruktive Maßnahmen zur Rissvermeidung.....	65
3.4.1 Vorspannung .....	65
3.4.2 Lagerung auf Mittelsand und Feinkies.....	67
3.4.3 Gleitfolien .....	70
3.4.4 Bituminöse Tragschichten.....	70
3.5 Lösungsansatz für eine neue Gleitlagerung mit Luftpolstern .....	77
<b>4 VERSUCHSDURCHFÜHRUNG .....</b>	<b>81</b>
4.1 Langzeitversuche an Betonbodenplatten.....	81
4.1.1 Die Versuchskörper.....	84
4.1.2 Herstellung der Luftkissen für Bodenplatte 3 .....	84
4.1.3 Herstellung der Versuchskörper.....	89
4.2 Betonprüfungen.....	98
4.2.1 Frischbetonprüfung .....	100
4.2.2 Ermittlung der Betonfestigkeit und Betonsteifigkeit .....	100
4.2.3 Temperaturverlauf.....	109
4.2.3.1 Hydratationswärmeentwicklung.....	110
4.2.4 Dehnungsmessung .....	129

4.2.4.1 Messtechnik.....	129
4.2.4.2 Vorspannung .....	131
4.3 Bodenplatte 4 .....	133
4.3.1 Dehnungsmessung .....	137
4.4 Bodenplatte 3 .....	141
4.4.1 Dehnungsmessung .....	144
<b>5 BEMESSUNGSGRUNDLAGEN.....</b>	<b>149</b>
5.1 Nachweis zur Vermeidung von Rissen .....	149
5.1.1 Betondehnung .....	149
5.1.2 Nachweis über die zulässige Betondehnung .....	151
5.2 Nachweis der Rissbreite bei bewehrten Platten .....	153
5.2.1 Bestimmung der Risschnittgröße .....	153
5.2.2 Nachweis für den Risszustand .....	158
5.2.3 Berücksichtigung von Temperatureinwirkungen .....	158
5.2.3.1 Bodenplatten mit Sonneneinstrahlung.....	159
5.2.3.2 Temperaturgradient $\Delta t$ .....	160
5.2.3.3 Aufwölbung bei Erwärmung .....	161
5.2.3.4 Kritische Plattenlänge .....	162
5.2.3.5 Wölbspannungen .....	163
<b>6 SCHLUSSFOLGERUNG UND AUSBLICK .....</b>	<b>165</b>
<b>7 LITERATURVERZEICHNIS .....</b>	<b>167</b>

# 1 STAND DER TECHNIK

## 1.1 Gleitlagerungen von Bodenplatten

Betonbodenplatten mit Gleitlagerungen kommen in den unterschiedlichsten Bereichen zur Anwendung. Dazu gehören:

- Straßenbau
- Industriefußböden,
- Flughafenrollfelder,
- Dichtebenen in Anlagen zum Lagern wassergefährdender Stoffe.

Um die bei der Herstellung auftretenden Verformungen nicht zu behindern, werden derzeit mehrere Varianten ausgeführt.

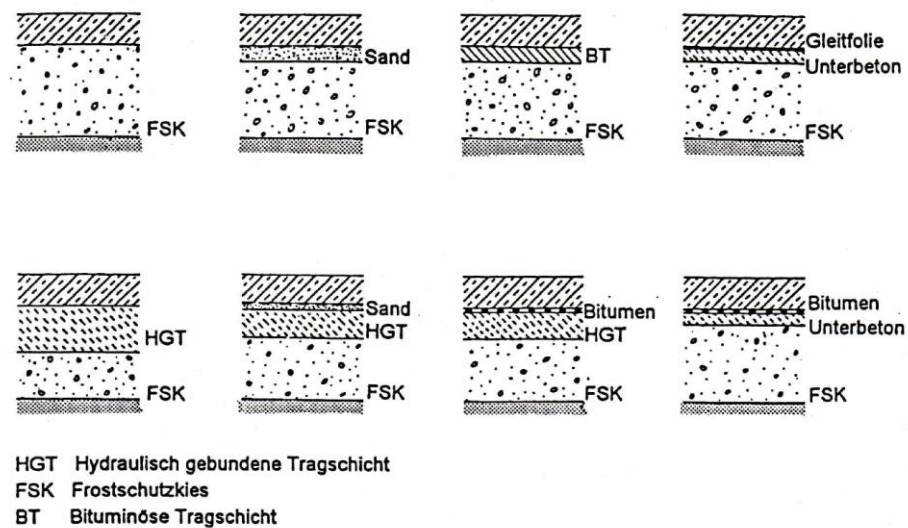


Abb.1.1 Übersicht verschiedener Unterbauten [1]

Bei allen Bauteilen, die in direktem Kontakt zum Untergrund stehen, ergeben sich Verformungsbehinderungen durch die Kopplung des Bauteils mit dem Baugrund bzw. durch Reibung zwischen dem Bauteil und dem Baugrund. Bei langen dünnen



Platten mit großen Verformungsbestrebungen führt dies zu nennenswerten Zwangsbeanspruchungen. Nach [1], verdeutlicht Abb. 1.2 die Zusammenhänge.

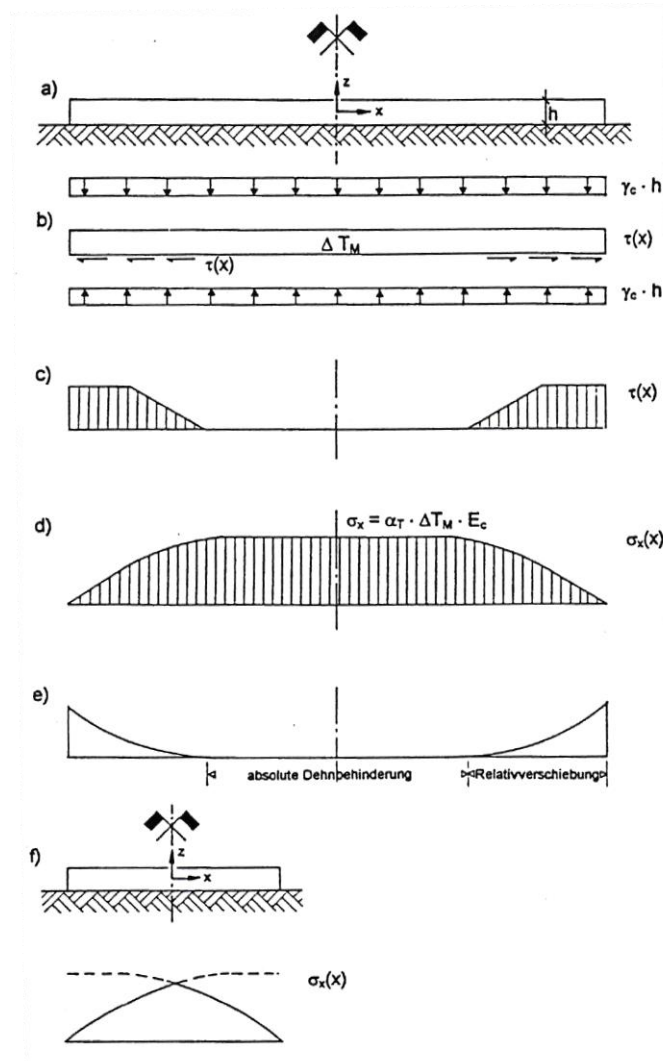


Abb.1.2 Zwang in einer Bodenplatte infolge behinderter Verformung [1]

Bei einer Abkühlung der unter a) dargestellten Bodenplatte um den Betrag  $\Delta T_M$  will sich diese um  $\varepsilon_0 = \alpha_T \cdot \Delta T_M$  verkürzen. Daraus resultieren Scherspannungen  $\tau(x)$  in der Kontaktfläche Bodenplatte – Baugrund (b). Der Punkt c) zeigt qualitativ die Verteilung der Scherspannung  $\tau(x)$ , woraus die unter Punkt d) dargestellte Spannungsverteilung  $\sigma_x(x)$  in der Bodenplatte resultiert. Punkt e) zeigt die Relativverschiebung Bodenplatte – Baugrund. 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, aus der eine Reduzierung der Zwangsspannung resultiert. Bei kürzeren Plattenlängen, wie unter Punkt f) dargestellt, wird die maximale Zwangsspannung nicht erreicht. Die Größe der Scherspannung  $\tau_{(x)}$  wird wesentlich durch die Ausbildung der Kontakt- bzw. Gleitfläche Bodenplatte – Baugrund bestimmt.

Je nach Ausbildung kann sie nach [1] von folgenden Faktoren abhängig sein:

- Normalspannung in der Kontaktfläche
- Größe der Relativverschiebung
- Baugrundeigenschaften
- Rauigkeit der Kontaktfläche
- Geschwindigkeit der Relativverschiebung
- Temperatur

In der Regel können diese Parameter nur durch die Ausbildung von Kontakt- bzw. Gleitflächen beeinflusst werden. Das anzustrebende statische Modell besteht aus horizontalen Federn (elastische Verformung des Bodens) und Gleitelementen, die die Schubspannung begrenzen (Abb.1.3).

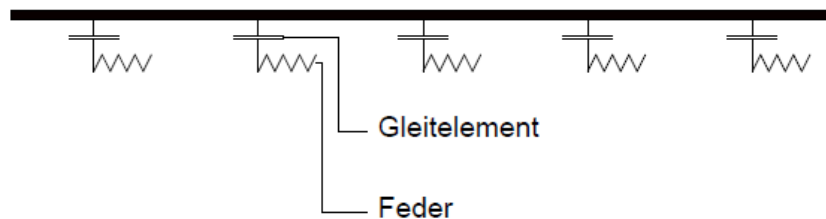


Abb.1.3 Statisches Modell der horizontalen Wechselwirkung Boden – Bodenplatte [1]

Zur Anwendung kommen PE – Folien als Gleitlager und bituminöse Gleitschichten.

– PE - Folien als Gleitlager

Um die Reibwiderstände zu verringern werden PE – Folien oder auch beschichtete oder geschmierte Gleitfolien zwischen Bodenplatte und Baugrund bzw. Unterbeton angeordnet. Der Erfolg dieser Maßnahme hängt wie in [2] gezeigt wurde entscheidend von der Ebenheit der Sohlfläche ab. Raue Stellen oder gar Unebenheiten wie Fußabdrücke machen die Gleitfolie nutzlos. Wie von [2] gezeigt wurde, beträgt der Haftreibungsbeiwert  $\mu$  bei der Verwendung von zwei Lagen PE-Folie, geglätteter Untergrund vorausgesetzt 0,75. Bei beschichteten oder geschmierten Gleitfolien werden laut Herstellerangaben Reibbeiwerte von  $\mu < 0,2$  erreicht. Wie Ivanyi gezeigt hat [2] liegen diese Werte bei einer glatten Kontaktfläche jedoch zwischen 0,3 und 0,5.

– Bituminöse Gleitschichten

Durch die Verwendung von bituminösen Gleitschichten erhofft man sich eine weitere Reduzierung der Zwangsspannungen. Gegenüber Gleitfolien haben diese Schichten in vielen Bereichen bessere Eigenschaften. Sie lassen horizontale Verschiebungen durch eine viskose Schubverformung der Bitumenschicht zu. Bitumenbahnen mit Trägermaterialien weisen nur begrenzt ein viskoelastisches Verhalten auf. Daher sollten nur Bitumenschweißbahnen ohne Trägermaterial oder Gussmassen verwendet werden. Problematisch wird die Verwendung bei niedrigen Temperaturen und beim Auftreten örtlich konzentrierter Lasten, welche ein Auspressen des Bitumens zur Folge haben. Versuche haben gezeigt [3], das die Viskosität bei geringeren Temperaturen (kleiner als  $+10^{\circ}\text{C}$ ) oder bei zu großer Belastung nicht mehr ausreichend gegeben ist.

## **1.2 Industriefußböden**

Betonböden bilden in vielen Produktions- und Lagerhallen, sowie auch für Flächen im Freien, die Grundlage für den gesamten Betriebsablauf. Hierfür ist es wichtig, dass die Betonböden ihre Aufgabe als Hallenfußböden bzw. als Verkehrsflächen für den Betriebsablauf dauerhaft und sicher gewährleisten.

Ein Betonboden besteht im Wesentlichen aus drei Teilen:

- Betonbodenplatte mit entsprechender Oberfläche
- Tragschicht aus Kies, Schotter oder aus Bodenverfestigung
- Gleichmäßig verdichteter Untergrund

Durch die verschiedenen Anforderungen sind unter wirtschaftlichen Gesichtspunkten optimale Betonboden-Konstruktionen zu wählen. Daher sollte nach [4] folgende Konstruktionen angestrebt werden:

### Betonbodenplatte

- als einschichtige Platte auf Tragschicht, getrennt durch Raumfugen von allen anderen Bauteilen,
- ohne Estrich, erforderlichenfalls mit Hartstoffschicht,
- ohne Matten- oder Stabstahlbewehrung oder Spannlitzen,
- ohne Dehnfugen innerhalb der Fläche, möglichst wenig Fugen.

Durch die unterschiedlichen Flächengrößen und Nutzungsbedingungen können die oben genannten Konstruktionen nicht immer erreicht werden. Anstelle von unbewehrten Betonbodenplatten können bewehrte Platten verwendet werden, die entweder mit Stabstahl, Matten oder Spannlitzen bewehrt sind. Wenn fugenlose Konstruktionen nicht möglich sind, können Scheinfugen, Pressfugen oder notfalls auch Dehnfugen angeordnet werden.

- Standardausführung im Betonstraßenbau

Die Standardausführung im Betonstraßenbau ist nach [4] die unbewehrte Betondecke auf einem sehr gut tragfähigen Unterbau, welcher aus einem verdichteten Untergrund, einer Frostschutzschicht und einer gebundenen oder ungebundenen Tragschicht besteht. Trennschicht wird keine angeordnet. Diese Bauweise ist in der RVS festgelegt.

Diese Regelungen des öffentlichen Betonstraßenbaus sind auch auf den Bau von Betonplatten im Freien übertragbar, teilweise ebenfalls für Betonböden in Produktions- und Lagerhallen.

- Betonböden für Produktions- und Lagerhallen

Je nach Aufbau des Betonbodens ist zu unterscheiden, ob es sich um eine Hallenfläche bzw. eine Freifläche handelt. Bei Freiflächen ist eine frostsichere Gründung anzuordnen.

In der Regel besteht die Konstruktion eines Betonbodens aus der Betonbodenplatte, dem Untergrund und der Tragschicht. Diese angeführten Teile bilden den Begriff „Betonboden“[4]. Die Betonbodenplatte ist also nur ein Teil einer Gesamtkonstruktion (Abb.1.4).

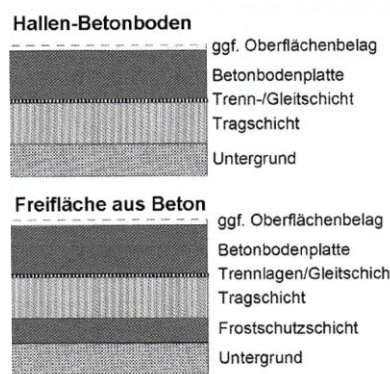


Abb.1.4 Aufbau eines Betonbodens für Hallen und Freiflächen [4]

Die Gesamtkonstruktion kann nur dann funktionieren wenn die einzelnen Schichten einwandfrei hergestellt werden und die Einwirkungen und Beanspruchungen in den Baugrund abgeleitet werden können.

Die Betonbodenplatte ist in erforderlicher Dicke und in der ausreichenden Betonfestigkeitsklasse herzustellen. Weiter ist darauf zu achten, dass die Platte von allen anderen Bauteilen, wie Wände, Stützen und Fundamente, getrennt wird. Durch diese Trennung sind Zwängungen in der Betonbodenplatte zu verhindern.

### **1.2.1 Unterkonstruktion**

Die einzelnen Schichten der Unterkonstruktion bestehen aus mindestens:

- dem Untergrund,
- der Tragschicht,
- der Trennlage/Gleitschicht.

In verschiedenen Fällen können im Bereich der Unterkonstruktion noch weitere Bauelemente wie, Dränung, Dämmung, Sauberkeitsschicht, Schutzschicht und Geotextil dazukommen.

– Untergrund

Er trägt zur Funktionsfähigkeit der gesamten Konstruktion bei. Er muss die Belastungen aus der Betonbodenplatte aufnehmen können. Der Untergrund muss nach [4] mehrere Bedingungen erfüllen:

- Gleichmäßige Zusammensetzung über die gesamte Fläche
- Gute Verdichtbarkeit
- Ausreichende Tragfähigkeit
- Gute Entwässerung
- Ausreichende Frostsicherheit bei Freiflächen

– Tragschicht

Bei verdichtetem Untergrund ist der Einbau einer Tragschicht von bestimmter Dicke und bestimmten Eigenschaften erforderlich, um eine gute Tragfähigkeit der Betonbodenplatte zu gewährleisten. Eine Tragschicht kann entfallen, wenn der vorhandene Untergrund schon ausreichend tragfähig ist.

Für den Einbau stehen verschieden Tragschichtmaterialien wie Schottertragschichten, Kiestragschichten und andere zur Verfügung.

– Sauberkeitsschicht

Durch die Sauberkeitsschicht soll eine stabile Unterlage geschaffen werden, welche auch Eindrückungen in die Tragschicht verhindern soll. Die Sauberkeitsschicht kann aus Beton etwa 5 cm dick hergestellt werden. Unter bewehrten Betonbodenplatten ist eine Sauberkeitsschicht immer einzubauen.

Eine Sauberkeitsschicht ist auch dann erforderlich, wenn mit geringen Reibungsbeiwerten auf dem Unterbau gerechnet wird und eine Gleitschicht eingebaut werden soll. Hierfür muss die Oberfläche der Sauberkeitsschicht flügelgeglättet sein und den Anforderungen von Abb.1.5 entsprechen. Die Sauberkeitsschicht darf ebenfalls keine Grate und Versätze aufweisen, die zu Verzahnungen führen können.

– Gleitschicht

Um die Reibung zwischen Betonbodenplatte und Unterkonstruktion zu verringern, können Gleitschichten eingebaut werden. Diese Gleitschichten können aus verschiedenen Materialien bestehen (Abb.1.5).

Bei dickeren Betonbodenplatten > 240 mm wird durch die Gleitschicht das Aufschießen nicht so ungünstig beeinflusst wie bei dünnen Platten. Eine gut wirksame Gleitschicht bringt nach [4] mehrere Vorteile:

- Verringerung der Reibungskraft zwischen Betonbodenplatten und Unterkonstruktion,
- Vermeiden größerer Zugspannungen in der Betonbodenplatte, besonders bei hohen Belastungen, die langfristig wirken,
- Größere zulässige Fugenabstände bei Betonbodenplatten in Hallen,
- Behinderung der Dampfdiffusion aus dem Unterbau in die Betonbodenplatte während der Nutzung.

Um die Reibung zu verringern ist eine Sauberkeitsschicht erforderlich, deren Oberfläche geglättet sein soll. Je ebener diese Sauberkeitsschicht hergestellt wird, desto besser kann die Gleitschicht verlegt und eingebaut werden. Dies hat zur Folge, dass es zu keinen Behinderungen des Gleitens kommt. Bei bewehrten Betonbodenplatten sollte die Gleitschicht durch eine Schutzschicht gesichert werden.

– Schutzschicht

Je nach Herstellungsart der Betonbodenplatte ist zu klären ob es sinnvoll ist auf empfindlichen Schichten, wie Gleit- oder Dämmschichten, Schutzschichten einzubauen. Diese Schutzschichten bewirken, dass bei unsachgemäßem Betonierbetrieb ein Schaden an den empfindlichen Schichten entsteht. Als Schutzschicht sind z.B. geeignet nach [4]:

- Beton  $\geq 50$  mm dick, Festigkeitsklasse  $\geq C12/15$
- Zementestrich  $\geq 30$  mm dick
- Bauschutzmatten  $\geq 6$  mm dick aus Polyurethan-Kautschuk



Untergrund	Gleitschicht	Reibungsbeiwerte $\mu$ bei 1. Verschiebung
Mineralgemisch (Kies)	keine Gleitschicht	1,4 ... 2,1
Kies-Sand-Bodenaustausch (nicht bindig)	- bei Dicke Bodenplatte $h = 0,20$ m - bei Dicke Bodenplatte $h = 0,80$ m	$> 1,4$ $\sim 0,9$
Sandbett	keine Gleitschicht	0,9 ... 1,1
Sandbett (Dicke 6 - 10 cm, mittlere Korngröße 0,35 mm)	keine Gleitschicht (Direktauflagerung auf nicht feinkörnigem, bindigem Boden)	0,7
Sandbett	PE- Folie	0,5 ... 0,7
bindiger Boden	keine Gleitschicht	0,5 ... 0,8
nicht bindiger Boden, Sandbett	1 Lage PE - Folie	0,5 ... 0,7
Unterbeton (flügelgeglättet)	1 Lage PE - Folie	0,8 ... 1,4
Unterbeton (flügelgeglättet)	2 Lagen PE - Folie	0,6 ... 1,0
Unterbeton (makrorau)	2 Lagen PE - Folie 2 x 0,2 mm bei - Dicke der Bodenplatte $h = 0,30$ m - Dicke der Bodenplatte $h = 1,50$ m	$\mu_{\max} \sim 2,0$ $\mu_{\max} \sim 1,3$
Unterbeton (flügelgeglättet)	dicke Folie mit Silikonfett als Schmiermittel	$\sim 0,3$
Unterbeton (makrorau)	dicke Folie mit Silikonfett als Schmiermittel	$\sim 0,8$
Unterbeton (flügelgeglättet)	PTFE - beschichtete Folie	0,2 ... 0,5
Unterbeton (flügelgeglättet)	1- bis 2-lagige Bitumenschweißbahn, stumpf gestoßen bei - Dicke der Bodenplatte $d = 0,30$ m - Dicke der Bodenplatte $d > 1,00$ m	$\sim 0,45$ $\sim 0,2$
Unterbeton	Bitumenschweißbahn ( $d > 5$ mm)	0,35 ... 0,7
Unterbeton	Bitumen B45 - B80	0
Unterbeton	Dickbitumen, Asphaltmörtel	0,03 ... 0,2
Unterbeton	viskose Gleitschichten	0

Abb.1.5 Rechengrößen für Reibungsbeiwerte  $\mu$  nach [5]

## **1.2.2 Die Betonbodenplatte**

Bei der Planung der Betonbodenplatte müssen alle Beanspruchungen aus der späteren Nutzung berücksichtigt werden. Die daraus resultierenden technischen und optischen Anforderungen sind darzustellen. Nach [4] gehören zu den nicht oder nicht vollständig erfüllbaren Anforderungen z.B.:

- Rissfreie Betonbodenplatten ohne Fugen
- Fugen in Betonbodenplatten ohne Beeinträchtigung der Nutzung
- Vollständig rissfreie Ausführungsart trotz Fugen
- Besondere Anforderungen an die Ebenheit
- Bestimmte Wünsche an das optische Erscheinungsbild, z.B. Gleichfarbigkeit

Risse in der Betonbodenplatte sollten während der Nutzung möglichst vermieden werden. Lastbeanspruchungen sollen rissfrei aufgenommen werden. Zwangsbeanspruchungen und daraus resultierende Risse sollten vermieden werden. Bewehrungen in den Betonbodenplatten können das Entstehen von Rissen nicht verhindern. Die Breiten der entstehenden Risse können nur begrenzt werden.

Betonbodenplatten aus Ortbeton können unbewehrt hergestellt werden, müssen aber innerhalb ihrer Fläche Fugen erhalten. Bei einer fachgerechten Ausführung und bei einer geeigneten Konstruktion können diese Betonbodenplatten rissfrei bleiben.

Bei Betonbodenplatten mit Bewehrung ist mit Rissen zu rechnen. Sie können aber in größeren Flächen hergestellt werden. Beim Nachweis der Begrenzung der Rissbreite ergeben sich aber zufolge von Zwangsspannungen recht kräftige Bewehrungen [4].

### **1.2.2.1 Fugen in Betonbodenplatten**

Durch die bei Temperaturänderungen und beim Schwinden auftretenden Längenänderungen in der Betonbodenplatte entstehen Längsbeanspruchungen. Fugen haben die Aufgabe diese Längenänderungen zuzulassen und die

Längsbeanspruchungen möglichst gering zu halten. Wird eine Rissfreiheit angestrebt, sind Fugen erforderlich, sofern die Bodenplatte keine Spannbewehrung erhält.

Fugen sind in der Planung festzulegen und in einen Fugenplan einzutragen.

In weiterer Folge stellen Fugen aber auch Schwachstellen dar. Bei Verkehrsbeanspruchung werden Fugenkanten sehr stark beansprucht. Hier sollte man klären, ob die vorhandenen Fugen bzw. die ungewollten Risse störend wirken.

Je nach Art der Ausführung unterscheidet man bei man Betonbodenplatten in Scheinfugen, Pressfugen und Randfugen (Abb.1.6).

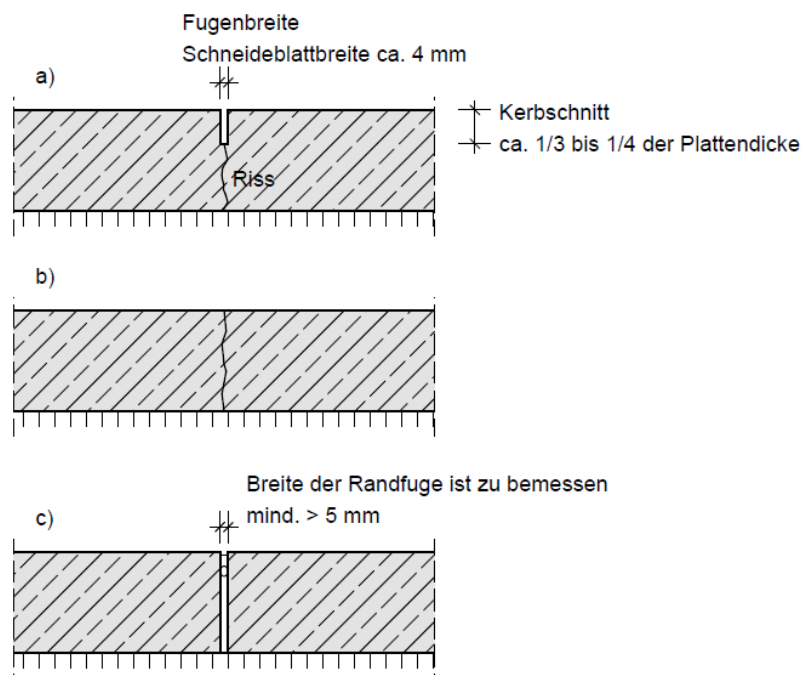


Abb.1.6 Fugenarten: a) Scheinfuge; b) Pressfuge; c) Randfuge

– Scheinfugen

Scheinfugen sind Sollrissfugen, welche durch nachträgliches Schneiden der Betonbodenplatten entstehen. Der Schnitt sollte ein Viertel bis zu einem Drittel der Plattendicke tief sein, und frühzeitig bei noch geringer Betonfestigkeit erfolgen. Die Dicke der Fuge ergibt sich durch das Schneideblatt. Bei bewehrten Betonbodenplatten sollte die obere Lage der Bewehrung im Bereich der Fuge durchgeschnitten werden, da sonst die Wirkung der Sollrissfuge eingeschränkt wird.

– Pressfugen

Pressfugen entstehen durch Gegenbetonieren an die Stirnseite eines vorher hergestellten Betonfeldes. Sie trennen die Betonbodenplatte in ganzer Dicke. Eine Querkraftübertragung in der Fuge kann ermöglicht werden, wenn die Stirnseite rau ausgeführt wird, die Fuge sich nicht zu weit öffnet und die Randlasten nicht zu groß werden.

– Randfugen

Sie trennen die Betonbodenplatte von anderen Bauteilen. Bei ausreichend breiter Ausführung ermöglichen sie eine Ausdehnung der Bodenplatte. Durch ihre Breite können sie aber auch den Betriebsablauf stören. Innerhalb von Hallenflächen sind sie in der Regel nicht notwendig.

– Lage der Fugen

Die Fugenlage ist so zu wählen, dass die Beanspruchung durch den Verkehr im Bereich der Fugen nicht zu groß wird und spätere Nutzungen nicht mehr als nötig beeinträchtigt werden. Bei der Anordnung der Fugen ist zu beachten [4]:

- Unterteilung in möglichst quadratische Felder. Das Seitenverhältnis Länge zu Breite sollte nicht größer sein als  $L_F/B_F \leq 1,5$ .
- Zwickel sind wegen erhöhter Bruchgefahr zu vermeiden.

- Längs- und Quertugen sollen sich kreuzen und nicht gegenseitig versetzt werden.
- Längstugen und Fugenkreuzungen nicht in die Hauptfahrbereiche legen.
- Einspringende Ecken vermeiden.

Fugenabstände sind von mehreren Faktoren abhängig [4]:

- Dicke der Betonbodenplatte,
- Gleitmöglichkeit auf der Unterkonstruktion,
- Langfristig wirkenden Lasten,
- Erhärtingsbedingungen (offene oder geschlossene Halle, im Freien),
- Temperaturbedingungen während der Nutzung,
- Art und Menge der Bewehrung,
- Anforderungen durch die Nutzung an die zulässige Rissbreite.

Da die Rissbildung oft schon kurz nach dem Erhärtingsbeginn beim Abfließen der Hydratationswärme beginnt, ist es zu empfehlen die Betonbodenplatte erst nach Herstellung der Hallenkonstruktion zu betonieren. Dadurch ist die Betonbodenplatte vor Witterungseinflüssen weitgehend geschützt.

Im Standardfall beträgt nach [4] der Fugenabstand 6 m bis 7,5 m. Bei Fugenabständen über 7,5 m, sind weitere Maßnahmen einzuhalten und zu kontrollieren:

- Gut tragfähige Unterkonstruktion,
- Gute Gleitmöglichkeit auf ebener Unterlage,
- Besondere Sicherung der Fuge,
- Genügend Schutz vor Bauverkehr,
- Dauernder Schutz vor größeren Temperaturschwankungen.

Fugenabstände über 12 m werden nur bei bewehrten Betonbodenplatten unter Zustimmung des Auftraggebers zu erhöhtem Risiko ausgeführt.

Fugenlose Betonbodenplatten können nahezu rissfrei ausgeführt werden, wenn sie durch eine Spannbewehrung unter eine bestimmte Druckspannung gebracht werden.

### **1.2.3 Unbewehrte Betonbodenplatten**

In der Regel können Betonbodenplatten unbewehrt bleiben. Neben der Tragfähigkeit der Betonbodenplatte ist auch ein tragfähiger Untergrund für die Funktionsfähigkeit des Betonbodens notwendig. Ein Bewehren der Betonbodenplatte ist kein Ersatz für einen tragfähigen Untergrund. Es ist nur dann sinnvoll bzw. zweckmäßig Betonbodenplatten zu bewehren, wenn die Biegezugspannungen so groß werden, dass sie der Beton alleine nicht mehr aufnehmen kann [4].

In diesem Fall werden der Bewehrung die Biegezugspannungen zugeordnet. Die Stahleinlagen dehnen sich und der Beton reißt. Durch diese Bemessung im Zustand II wird das Entstehen von Rissen direkt geplant. Bei einer Betonbodenplatte die möglichst rissfrei sein sollte, sollte man daher eher die Plattendicke erhöhen oder einen Beton mit höherer Biegezugfestigkeit wählen.

Die unbewehrte Betonbodenplatte bietet folgende Vorteile [4]:

- Sicherer Betoneinbau ohne störende Bewehrung
- Schnellere Bauausführung
- Wirtschaftliche Bauweise

### **1.2.4 Bewehrte Betonbodenplatten**

Betonbodenplatten sind zu bewehren wenn die Betonzugfestigkeit bzw. die Betondehnung überschritten wird. Für die erforderliche Bewehrung ist aber meistens nicht der statische Nachweis der Lastbeanspruchung maßgebend, sondern der Nachweis von Zwangsbeanspruchungen. Damit sich Risse nicht negativ auf die Funktionsfähigkeit und auf die Dauerhaftigkeit der Betonbodenplatte auswirken, benötigen Betonbodenplatten eine Bewehrung zur Begrenzung der Rissbreite.

Im Gegensatz zu anderen Stahlbetonbauteilen des Hoch- und Ingenieurbaus werden Betonbodenplatten bei elastischer Lagerung anders beansprucht. Bei rollenden Lasten innerhalb eines Querschnittes entstehen wechselnde Beanspruchungen. Die Biegebeanspruchung wechselt von Biegezug auf Biegedruck und wieder zurück. Dadurch entstehen anfangs nur mikrofeine Biegerisse die mit der Zeit dann vergrößert werden.

Bei bewehrten Betonbodenplatten können unterschiedliche Bewehrungen zur Anwendung kommen [4]:

- Matten- und Stabstahlbewehrung unten und oben in der Betonbodenplatte
- Spannritzeln mittig in der Betonbodenplatte in Längs- und Querrichtung
- Stahlfaserbewehrte Betonplatten
- Kombination vorgenannter Bewehrungen
  - Mattenbewehrte und stabstahlbewehrte Betonplatten

Bei der statischen Berechnung von elastisch gelagerten Platten ergeben sich nur geringe Schnittgrößen. Dabei wird allerdings nicht bedacht, dass es sich bei Betonbodenplatten nicht um „statisch“ beanspruchte Bauteile handelt und eine Bemessung nach Zustand II (mit gerissener Zugzone) geradezu Risse voraussetzt [4].

Schwache Bewehrungen sind nicht im Stande die gesamten Zugspannungen zu aufnehmen. Der Beton reißt. Auch stärkere Bewehrungen vermindern nicht die Biegezugspannung im Beton und verändern nicht die Bruchdehnung des Betons. Nach [4] müsste die Bewehrung wegen des Verbunds zwischen Beton und Stahl wesentlich umfangreicher sein als eine Bewehrung, die die Breite entstehender Risse begrenzen soll. Solche Bewehrungen sind nicht realistisch.

– Stahlfaserbewehrte Betonplatten

Stahlfaserbewehrter Beton ist kein Beton, welcher als bewehrter Beton bemessen werden kann. Er verbessert folgende Eigenschaften [4]:

- Arbeitsvermögen
- Reißverhalten
- Schlagfestigkeit
- Ermüdungsfestigkeit

Durch Zugabe von Stahlfasern werden die Zugfestigkeitseigenschaften des Betons kaum beeinflusst. Die Verformungsfähigkeit im Nachbruchbereich und die Duktilität steigen an. Die Rissanfälligkeit unterscheidet sich nur gering von der unbewehrten Betonplatte.

– Betonbodenplatten mit Spannlitzen

Bei besonders beanspruchten Hallenböden ist es sinnvoller Betonbodenplatten mit Spannlitzen anzuordnen.

Solche Hallenflächen sind z.B. [4]:

- Fugenlose Betonbodenplatten, die rissfrei bleiben sollen
- Hochbeanspruchte Hallenflächen ohne beeinträchtigende Rissen
- Flächen für den Umgang mit wassergefährdenden Stoffen, bei denen diese Stoffe nicht in den Baugrund gelangen dürfen

Diese Betonbodenplatten sind keine tragenden oder aussteifenden Bauteile da sie auf einen tragfähigen Untergrund aufliegen. Sie werden lediglich mit Spannlitzen ohne Verbund bewehrt. Diese sind z.B.:



- Spannlitzen, 7- drahtig, mit 150 mm<sup>2</sup> Querschnitt und Nenndurchmesser 15,7 mm aus St 1570/1770
- Monolitzen als Einzelspannglied mit 150 mm<sup>2</sup> Querschnitt aus St 1770 oder 1860

Die Spannlitzen haben einen werksfertigen Korrosionsschutz, liegen in einer Fettschicht und sind von einem PE-Rohr ummantelt. Ein nachträgliches Verpressen ist nicht notwendig. Die Spannlitzen haben keinen Verbund zum umgebenden Beton, und haben an ihren Enden kleine Ankerkörper an denen sie befestigt werden.

Während des Erhärtens kann ein erstes Vorspannen erfolgen, so dass der Beton eine geringe Druckspannung erhält. Die Frührissgefahr wird dadurch stark verringert. Um die Verluste beim Spannen durch Reibung auf den Unterbau gering zu halten, ist der Einbau einer geglätteten Sauberkeitsschicht erforderlich, auf der die Gleitschicht angeordnet wird. Als Gleitschicht sind mindestens zwei Lagen PE-Folie je 0,2 mm erforderlich.

Eine wirksame Ausnutzung des Tragverhaltens ergibt sich nach [4], wenn die Betonbodenplatten keine Fugen erhalten und wenn der Betonquerschnitt auf eine Druckspannung gebracht wird die der Zugspannung des Betons entspricht. Dadurch kommt es zu folgende Vorteilen:

- Keine Zugspannungen im Beton bei üblichen Beanspruchungen
- Keine Rissgefahr bei großen Abmessungen der Betonbodenplatten
- Höheres Tragverhalten des Betonquerschnitts, dadurch sind dünnere Plattendicken möglich
- Die gespannten Litzen wirken wie eine elastische Feder, wodurch sich bei Überbeanspruchung entstehende Risse wieder schließen.

Durch Spannkraftverluste auf Grund von Reibung auf dem Unterbau und spätere Verluste durch Schwinden und Kriechen des Betons, ist zu klären ob ein Nachspannen erforderlich ist bzw. die aufgebrachte Spannkraft erhöht werden kann.

## 1.2.5 Fugenlose Betonbodenplatten

Unter der Voraussetzung, dass begrenzte Rissbreiten zugelassen werden, ist die Herstellung großer Flächen ohne Fugen möglich. Bei fugenlosen Betonbodenplatten sind nach [4] zwei wesentliche Prinzipien zu unterscheiden:

- Betonbodenplatten mit weitgehend freier Bewegungsmöglichkeit zum Unterbau
- Betonbodenplatten mit fester Verbindung zum Unterbau

### 1.2.5.1 Betonbodenplatten mit weitgehend freier Bewegungsmöglichkeit zum Untergrund

Bei diesem Verfahren ist sicherzustellen, dass sich die Betonbodenplatte auf dem Untergrund durch geringe Reibung bewegen kann. Hierfür ist eine ebene Unterlage mit Gleitschicht erforderlich. Die Randbereiche sowie die aufgehenden Bauteile innerhalb der Betonbodenplatte (z.B.: Stützen, Wände) dürfen die Gleitmöglichkeit nicht behindern. Die Ausdehnungsmöglichkeit der Betonbodenplatte muss gewährleistet sein, wenn durch Sonneneinstrahlung oder Betriebsbedingungen mit Längenänderungen zu rechnen ist.

Die Längenänderung  $\Delta l$  einer Betonbodenplatte beträgt je 10 Kelvin Temperaturunterschied auf 10 m Länge etwa 1 mm.

$$\text{Längenänderung } \Delta l \approx \alpha_T \cdot \Delta T \cdot l_0 \approx 10^{-5} \cdot 10K \cdot 10000mm \approx 1mm$$

Durch diese zu erwartende Längenänderung sind die jeweiligen Randfugen dementsprechend auszubilden.

- Betonbodenplatten mit Bewehrung

Um hohe Zwangsbeanspruchungen zu vermeiden ist der Einbau einer Gleitschicht unter der Betonbodenplatte erforderlich. Unter den Voraussetzungen, dass eine ausreichende Bewehrung vorhanden ist, Risse mit rechnerischen Rissbreiten

$w_k \approx 0,2$  mm Breite hingenommen werden und keine hohen ständigen Lasten wirken (Regallasten), sind Fugenabstände über 10 m bis 25 m möglich [4].

– Betonbodenplatten mit Spannlitzen

Sie erfordern ebenfalls eine Gleitschicht unter der Betonbodenplatte. Fugenabstände bis zu 50 m sind herstellbar, so dass Betonbodenplatten von 2500 m<sup>2</sup> und mehr Fläche hergestellt werden können [4].

Betonbodenplatten mit Spannlitzen auf Gleitschicht können fugenlos hergestellt werden. Weiters kann man davon ausgehen, dass sie dauerhaft rissfrei bleiben.

#### 1.2.5.2 Betonbodenplatten mit fester Verbindung zum Untergrund

Bei diesem Konstruktionsprinzip wird von der Überlegung ausgegangen, dass sich die Betonbodenplatte nicht bewegen kann und mit dem Untergrund fest verzahnt ist. Der Untergrund macht keine Bewegungen mit. Ziel ist, dass sich die Betonunterseite weder beim Abfließen der Hydratationswärme noch beim nachfolgenden Schwinden verkürzt. Ansätze zur Längenänderung können sich somit nur mehr zwischen den Verzahnungspunkten abspielen. Die damit hervorgerufenen mikrofeinen Risse haben keine ungünstigen Auswirkungen auf die dauerhafte Funktionsfähigkeit der Betonbodenplatte [4].

Dieses Herstellungsprinzip sollte nur von Spezialfirmen angewendet werden, welche genügend Erfahrung haben, und neben der Gewährleistung der Ausführung auch die volle Planungsverantwortung übernehmen können.

### **1.3 Dichtebenen, Weiße Wanne**

Nach [5] ist für die Dichtheit von Bauwerken oder Bauteilen außer einer günstigen Konstruktion auch die Verwendung eines geeigneten Betons von Bedeutung. Für alle weiteren Überlegungen muss vorausgesetzt werden, dass Beton mit hohem Wassereindringwiderstand bzw. besser WW-Beton (Beton für Weiße Wannen) verwendet wird, dessen Eignung vor dem Einbau im Bauwerk durch Erstprüfung nachgewiesen wird. Bei wasserundurchlässigen Konstruktionen interessiert neben der Betonzusammensetzung auch sein Verhalten im Bauwerk. Bauwerke sind erst dann wasserundurchlässig wenn sie nicht reißen oder wenn entstandene Risse keinen Wasserdurchtritt gestatten.

Ursachen für entstehende Risse sind oftmals Zwangsbeanspruchungen. Durch diese Risse ist bei wasserundurchlässigen Bauteilen und Konstruktionen die Gebrauchstauglichkeit beeinträchtigt. Zwangsbeanspruchungen entstehen durch:

- Temperatureinwirkungen,
- Schwinden oder Quellen des Betons,
- Ungleiche Setzungen oder Hebungen des Baugrundes.

Zu den Temperatureinwirkungen zählen das Abfließen der Hydratationswärme, Witterungseinflüsse und Temperaturspannungen durch Sonneneinstrahlung sowie Nutzungseinflüsse durch den Betrieb. Dehnungen welche durch die eben genannten Einwirkungen auftreten können über die Bauteildicke unterschiedlich verteilt sein (linear, nicht linear oder gleichmäßig).

Neben den Lasteinwirkungen sind auch die durch Zwangsspannungen hervorgerufenen Schnittgrößen zu ermitteln. Der Bauteil ist auf diese Zwangsschnittgrößen zu bemessen. Dabei ergeben sich sehr starke Bewehrungen (Abb.1.7).

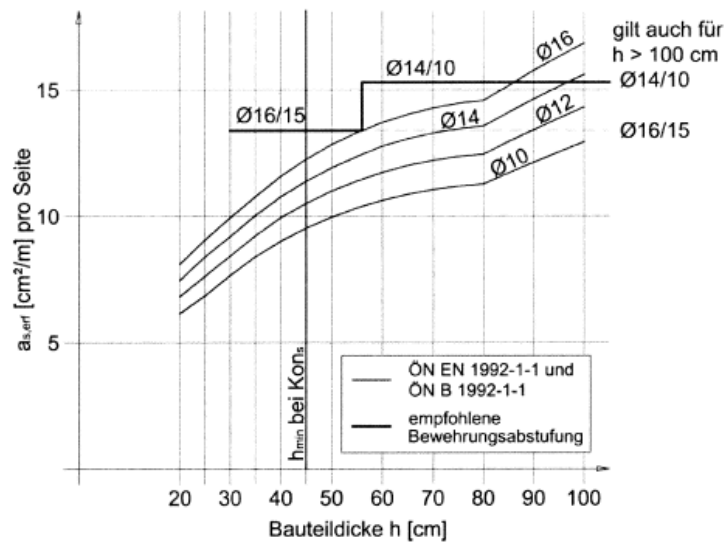


Abb.1.7 Mindestbewehrung für zentrischen Zwang (Frührissbildung)  
 Rissbreite  $w_k = 0,15 \text{ cm}$ ;  $c = 3,0 \text{ cm}$  [16]

Ziel ist es, die Zwangsspannungen durch verschiedene Maßnahmen zu verringern. Möglichkeiten dazu bestehen laut [5] durch:

- konstruktive Maßnahmen,
- betontechnologische Maßnahmen,
- ausführungstechnische Maßnahmen.

Eine konstruktive Maßnahme ist z.B. die Anordnung von Gleitschichten. Hier ist aber darauf hinzuweisen, dass die angegebenen Reibungskoeffizienten bei Gleitschichten mit den tatsächlichen auftretenden laut [5] stark variieren können. Das resultiert daraus, dass schon geringe Unebenheiten, wie z.B. ein Fußabdruck oder Rauigkeiten in einer Sauberkeitsschicht genügen um die Wirkung der Gleitschicht zu beeinträchtigen oder ganz aufheben.

Nach [5] stehen aufgezwungene Verformungen durch Last- und Zwangsbeanspruchungen der Dehnfähigkeit des Betons und Beanspruchbarkeit auf Zug, gekennzeichnet durch die Bruchdehnung und die Zugfestigkeit des Betons, gegenüber. Nachweise der Dichtheit in ungerissenen Bereichen können nach [5] auf zwei Weisen geführt werden:

- die auftretenden Verformungen überschreiten nicht die Bruchdehnung des Betons,
- die wirkenden Zugspannungen erreichen nicht die zeitlich vorhandene Zugfestigkeit des Betons.

#### **1.4 Vorgespannte Bodenplatten**

Vorgespannte Bodenplatten stellen ein brachliegendes Potential dar. Durch die Verwendung von vorgespannten Bodenplatten lässt sich schlanker bauen. Die daraus resultierende Reduktion der Plattenstärke führt zu weniger Aushub und geringeren Betonkubaturen.

Neben den Umlenkräften in den Stützenbereichen erzeugt die Vorspannung auch Normalkräfte. Diese Komponente wirkt sich positiv aus. Die Druckspannung erhöht den Biege widerstand und verringert die Rissbreiten, bzw. lässt keine Risse entstehen. Solche rissfreie Konstruktionen sind besonders bei Lagerung von gefährlichen Stoffen wünschenswert, und nur unter Zuhilfenahme von Vorspannungen erreichbar. Die auftretenden Vorspannkraften werden über Ankerkräfte an den Plattenrändern in die Platte eingetragen. Durch die Verbindung der Betonplatte mit dem Untergrund entstehen Reibungskräfte, welche eine Reduktion der Vorspannkraft bewirken. Würde zwischen der Bodenplatte und dem Untergrund ein starrer Verbund herrschen, hätte dies zur Folge, dass nicht die Platte sondern der Boden vorgespannt wird. Eine Reduktion dieser Reibungskraft kann durch die Verwendung von Gleitlagerungen erreicht werden.

## **1.5 Ausführungsbeispiele**

### **1.5.1 Vorgespannte Bodenplatten**

Vorspannsysteme sind heutzutage weitverbreitet. Anwendung findet sie im Brückenbau, Behälterbau bei Bodenankern sowie auch bei Decken. Diese Systeme können auch für die Herstellung von Bodenplatten verwendet werden. Anwendung finden sie bei Bodenplatten in Lagerhäusern, Containerbahnhöfen und Flugfelder sowie bei Bauten für Wohn – und Freizeitzwecke wie z.B. Tennisplätze und Eislaufbahnen.

Durch die Verwendung von Vorspannungen entstehen verschiedene Vorteile:

- Herstellung größerer Flächen (bis zu 2500m<sup>2</sup> und mehr), durch Kontrolle der Schwindeigenschaften
- Kürzere Bauzeiten durch einfachere Herstellung
- Weniger Fugen
- Reduzierung der Bewehrung
- Dünnere Plattenstärken
- Risskontrolle
- Reduzierung der Wartungs- und Instandhaltungskosten

Diese genannten Vorteile zeigen, dass vorgespannte Platten, bei den Herstellungskosten wirtschaftlicher gegenüber schlaff bewehrten Konstruktionen sein können [6]. Eine Langzeitsimulation über 50 Jahre an vier großen Bodenplatten hat gezeigt, dass die Instandhaltungskosten gegenüber bewehrten Bodenplatten um 40 Prozent reduziert werden konnten, da bei den vorgespannten Konstruktionen der Fugenanteil auf ein Fünftel minimiert wurde. Die Einsparung betrug mehrere zehntausend Dollar. Eine Analyse des Lebenszyklus ergab, dass eine Verringerung der Instandhaltungskosten wesentlich sinnvoller ist, und so vom Eigentümer von Beginn an eine große fugenlose rissfreie Konstruktion anzustreben sei.

Zur Anwendung kamen solche vorgespannte Bodenplatten schon in mehreren Fällen.

- Distribution Centre – Franklins, Richlands (Queensland)

Der Ausbau der Lagerhalle umfasste über 22500 m<sup>2</sup>. Diese Fläche wurde in acht Platten zerlegt. Die Herstellungszeit lag ein wenig unter neun Wochen. Die Bodenplatte ist 16 cm dick und mit gebündelten Spanngliedern alle 1,6 m von der Plattenmitte aus ohne zusätzliche Bewehrung versehen.



*Abb.1.8 Herstellung der Bodenplatte (Photo by VSL)*

- Float Glass Plant, Ingleburn, NSW, Australia

Der Zubau der Lagerhalle betrug über 16500 m<sup>2</sup>. Um die Kosten zu senken, und den Anforderungen an eine rissfreie Konstruktion gerecht zu werden, entschied man sich bei diesem Projekt für eine vorgespannte Konstruktion. Die Dicke der Bodenplatten beträgt 17 cm, und wurde mit in der Achse liegenden Spanngliedern versehen. Die Größe der Bodenplatte beträgt ca. 2100 m<sup>2</sup>, und lagerte auf einer aus PE – Folie und Sand bestehenden Gleitlagerung, welche die Reibungskräfte zwischen Platte und dem Untergrund verringerte.





Abb.1.9 Vorgespannte Bodenplatte (Photo by VSL)

### 1.5.2 Bodenplatte mit Bitumengleitlagerung

- Ausführungsbeispiele DESY (Deutsches Elektronen – Synchrotron)

Das Deutsche Elektronen – Synchrotron DESY in der Helmholtz – Gemeinschaft in Hamburg ist eines der weltweit führenden Zentren für die Forschung an Teilchenbeschleunigern. Im Zuge des Umbaus des Beschleunigers PETRA zur brilliantesten Speicherring – Röntgenstrahlungsquelle, mussten knapp 300 m des 2,3 km langen PETRA – Rings komplett umgebaut und eine neue Experimentierhalle errichtet werden.

Kern der Halle ist eine 1 m dicke Betonplatte, welche den Beschleuniger und die Experimente trägt. Die Platte ist 24 m breit und 280 m lang. Es handelt sich dabei nach [7] um eine der größten monolithischen Bodenplatten der Welt. Durch die hohen Ansprüche an diese Platte musste sie auf ihrer gesamten Länge und Breite rissfrei sein. Dadurch war es notwendig die Platte in einem Zug zu betonieren und ohne Fugen herzustellen.

Da sich die Platte durch das Abfließen von Hydratationswärme verkürzt, erfährt sie in der Mitte durch jedes der etwa 150 m langen Enden eine maximale Zugkraft. Bleiben die durch diese Zugkraft hervorgerufenen Spannungen unter der Betonzugfestigkeit, könnte auf eine Bewehrung verzichtet werden. Weil aber nach

drei Tagen ab Beginn des Betonierens die Verkürzung der Betonplatte beginnt, musste eine Betonrezeptur entwickelt werden, welche im jungen Betonalter eine Zugfestigkeit von  $2 \text{ N/mm}^2$  bei möglichst gleicher Hydratationswärmeentwicklung erreicht. Dies wurde durch die Zugabe von Stahlfasern erreicht, welche die Zugfestigkeit des Betons zwar nicht erhöhen, diese aber bei einem Fasergehalt von einem Volumenprozent garantieren. Es wurde eine Mischung mit 75 kg Stahlfasern pro Kubikmeter Beton verwendet.

Zur Beherrschung von Frühschwindrissen wurde nach [7] eine geschabte Faser mit bester Einbindung in die Betonmatrix gewählt, in einer Menge von  $40 \text{ kg/m}^3$  Beton. Für später entstehende Risse wurde eine rissüberbrückende Faser 50/0,80 mit abgekröpften Enden und einem Fasergehalt von  $35 \text{ kg/m}^3$  eingesetzt. Aus Kostengründen wurde der Stahlfaserbeton aber nur auf die obersten 50 cm, also die halbe Plattendicke, begrenzt.

In der Mitte der 280 m langen Betonplatte wurde der Ruhepunkt gewählt. Dazu wurde ein 1 m tiefer Graben zur Verankerung monolithisch mit der Betonplatte ausgeführt. Von diesem Ruhepunkt aus begann das Betonieren gleichzeitig in beide Richtungen. Um Verformungen aus abfließender Hydratationswärme nicht zu behindern, wurde die Platte auf eine 3 mm dicke Gleitschicht aus Bitumen aufbetoniert.

Beim Betonieren wurden vier Autobetonpumpen und eine Reservepumpe eingesetzt, wobei jeweils zwei Pumpen die untere Schicht aus normalem Beton und die obere Schicht aus Stahlfaserbeton übernahmen. Der Vorlauf der unteren Schicht betrug 20 m. Auf diese Weise wurden  $6600 \text{ m}^3$  Beton innerhalb von drei Tagen und zwei Nächten ohne Unterbrechung eingebaut. Nachdem die Platte ausreichend begehbar war, wurde sie mit Folie und einer 10 cm dicken Wärmedämmplatte abgedeckt. Die Nachbehandlungszeit betrug 31 Tage.

Die Betonbodenplatte hat sich genau so verhalten wie es theoretisch vorausbestimmt war. Ihre Enden verkürzten sich nach drei Tagen mit einer Geschwindigkeit von  $40 \text{ nm/s}$ . Die Verkürzungen aus Temperatur lagen für jedes Plattenende nach 31 Tagen bei 38 mm [7].

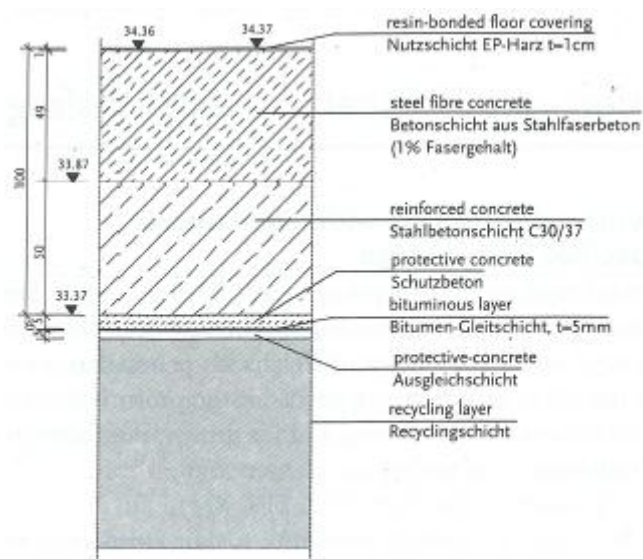
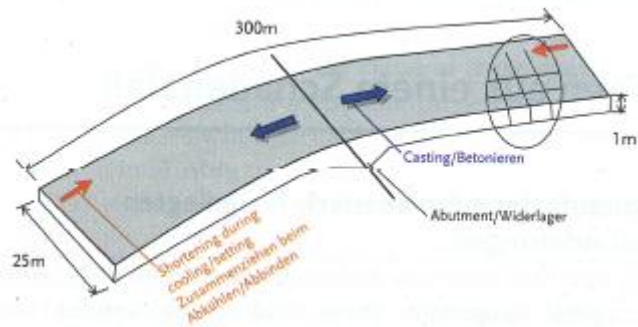
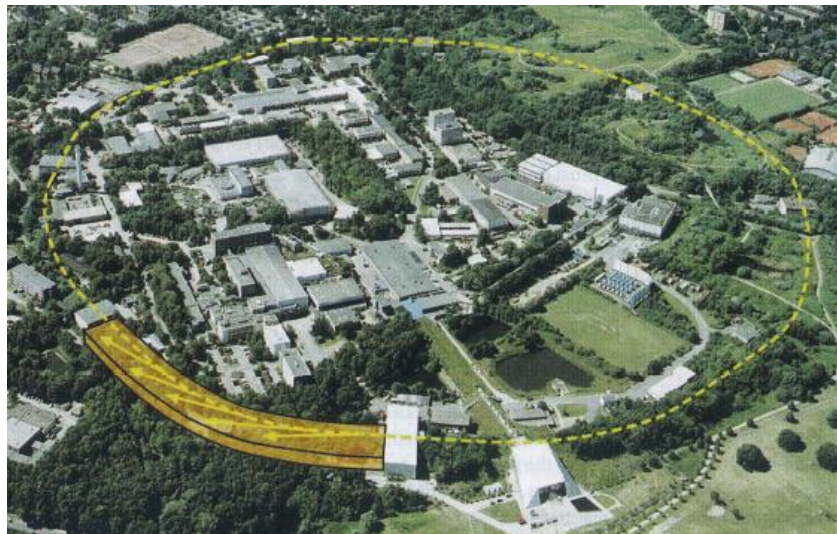


Abb.1.10 Monolithische Bodenplatte [7]

## 2 PROBLEMSTELLUNG

### 2.1 Spannungen im Beton und deren Ursachen

Für das Verständnis der technologischen Zusammenhänge und die Beurteilung von in Beton oder Stahlbeton auftretenden Beanspruchungen ist es unerlässlich, sich zumindest ein stark vereinfachtes Bild von den unterschiedlichen Ursachen der in Betonbauteilen auftretenden Spannungen zu machen. Im Vordergrund stehen dabei die sehr oft Risse auslösenden Zug – und Biegezugspannungen. Die Einwirkungen die diese Spannungen hervorrufen können sowohl lastabhängig, als auch lastunabhängig sein. Nach [8] unterscheidet man in:

- Lastspannungen
- Zwangsspannungen
- Eigenspannungen
- Gefügespannungen

- Lastspannungen

Lastspannungen entstehen durch das Eigengewicht des Bauteils sowie Verkehrslasten. Ein Kennzeichen von Lastspannungen ist, dass es zu messbaren Verformungen kommt, wie Abbildung 2.1. anhand eines Stahlbetonbalkens, der auf zwei Stützen gelagert ist, zeigt. Durch die niedrige Zugfestigkeit des Betons ist es notwendig die Konstruktionen mit Stahlbewehrungen oder Spannbewehrungen zu versehen, um die Lasten sicher abzuleiten und Verformungen zu reduzieren.

- Zwangsspannungen

Zwangsspannungen werden durch äußeren Zwang, also durch aufgezwungene Verformungen oder durch Verformungsbehinderungen ausgelöst. Dies kann wie Abbildung 2.1 zeigt durch Setzung eines Bauteils, wie z.B. einer Mittelstütze, geschehen aber auch durch die Verhinderung der Eigenverformung des Bauteils.

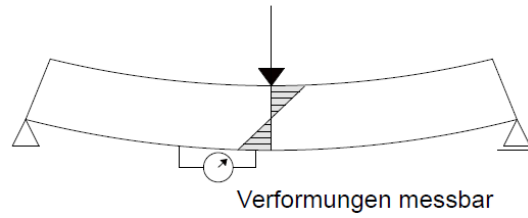
Ursachen für die Verhinderung der Eigenverformung können Temperaturänderungen, autogenes Schwinden, Trocknungsschwinden sowie durch Wasseraufnahme oder chemische Ursachen entstehendes Quellen sein.

- Eigenspannungen

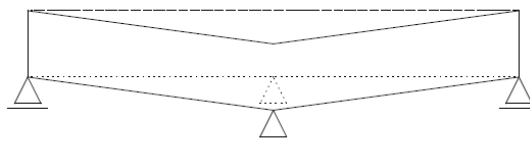
Eigenspannungen werden durch Eigenverformungen aufgrund von Temperaturänderungen und/oder Feuchtigkeit hervorgerufen. Sie sind innerhalb eines Querschnittes unterschiedlich groß und miteinander im Gleichgewicht. Daraus folgt, dass sie keine äußeren Kräfte und Verformungen hervorrufen (Abb.2.1).

- Gefügespannungen

Diese entstehen nach [8], wenn sich beispielsweise im Betongefüge die Matrix aus Feinmörtel bei einer Abkühlung erheblich stärker zusammenzieht als die Gesteinskörner. Von großer praktischer Bedeutung als Ursache von Rissen sind Gefügespannungen, die durch Frostdehnungen, Sulfatreiben oder Alkali – Kieselsäure – Reaktionen entstehen oder die durch Korrosion von Stahl verursacht werden, wobei die volumenreichere Korrosionsprodukte, wie Rost, die Betondeckung absprengen.

**a) Lastspannungen****b) Zwangsspannungen**

äußerer Zwang: Setzungen



Eigenverformungen:  
Temperaturänderung oder schwinden

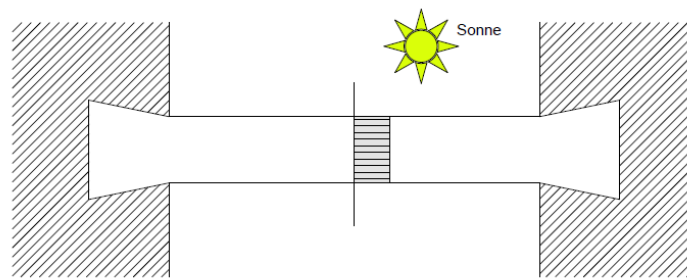
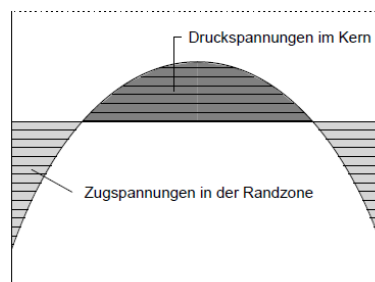
**c) Eigenspannungen durch Abkühlung  
oder Schwinden der Randzone**

Abb.2.1 Spannungen in Betonbauteilen

Bodenplatten unterliegen statischen Beanspruchungen infolge direkter Einwirkungen, durch Lastbeanspruchungen, und indirekter Einwirkungen. Im Herstellungszustand sind diese Lastbeanspruchungen jedoch nachrangig gegenüber den Beanspruchungen durch Behinderung der Horizontalverformung. Solche horizontalen Verformungen werden z.B. durch Temperaturänderungen infolge Hydratation und Witterungseinflüssen oder vom Schwinden des Betons hervorgerufen.

Die auftretenden Zwangsspannungen und Eigenspannungen lassen sich nach [8] an einer Platte aus erhärtetem Beton, die von oben abgekühlt wird, erläutern (Abb.2.2).

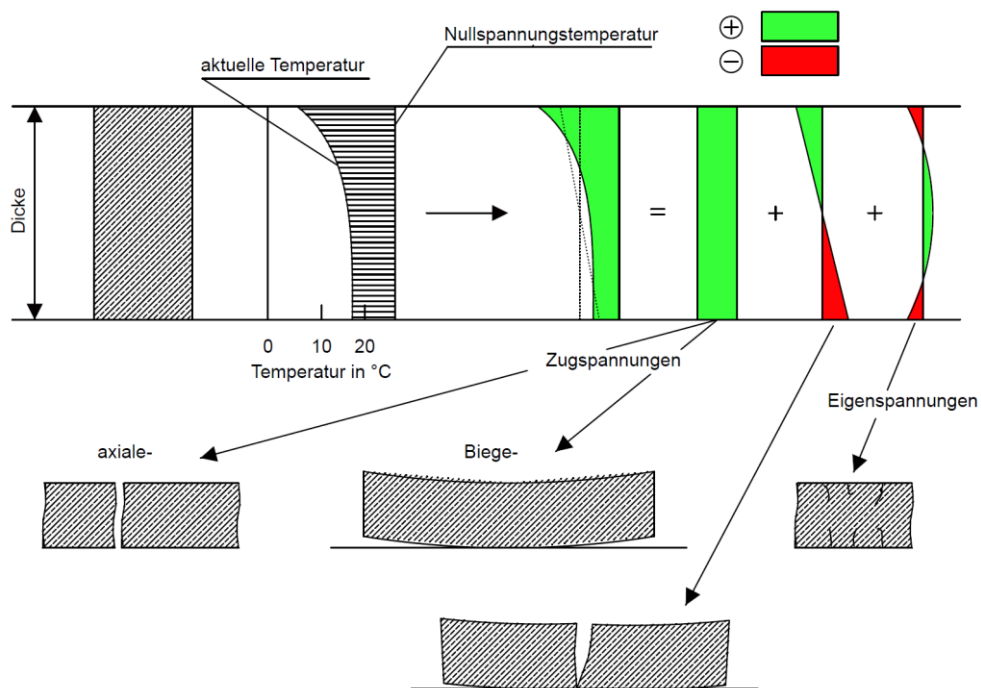


Abb.2.2 Temperaturspannungen in einer Betonplatte bei Abkühlung von oben u. dadurch entstehende Verformungen u. Risse

Nach [8] sind die Zugspannungen  $\sigma_z$  proportional zur Differenz zwischen der Temperatur, bei der der Beton erhärtete (über die Höhe konstant angenommen), also der sogenannten Nullspannungstemperatur ( $T_N$ ) und der aktuellen Temperatur ( $T_A$ ). Im Weiteren proportional zur Wärmedehnzahl  $\alpha$  und dem E – Modul des Betons, der durch die Relaxationszahl  $\psi$  abgemindert wird.

$$\sigma_z = \sigma_T * (T_N * T_A) * \sigma * E * \varphi$$

Über die Höhe unterschiedliche Temperaturen in einer Platte führen zu drei verschiedenen Arten von Spannungen. Zerlegt man das Spannungsbild, dann zeigt sich, dass der über die Höhe der Platte konstante Anteil zu axial – oder Längsspannungen führt. Verschiebungen in Längsrichtung müssen allerdings verhindert sein. Führen solche Axialspannungen zu Rissen, sind dies auf der ganzen Plattenhöhe gleich weit offene Trennrisse.

Ist der Anteil der Spannungen über die Höhe linear unterschiedlich groß, kann sich eine ebene Platte wie eine Kugelschale verwölben. Kleine Platten schüsseln sich bei Abkühlung von oben auf. Werden sie von oben erwärmt, wölben sie sich mittig auf. Die Eigenmasse der Platte führt zu Biegespannungen, und bei großen Platten kann die Biegebeanspruchung so groß werden, dass Biegerisse entstehen. Beim Abkühlen und Schwinden von oben haben diese Risse V –Form, andernfalls haben sie A –Form.

Der nichtlineare Anteil führt zu Eigenspannungen. Sind diese in der Randzone Zugspannungen, verursachen diese bei Überschreitung der Zugfestigkeit Risse, welche nur Millimeter oder Zentimeter tief reichen. Im Kern entstehen Druckspannungen. Diese Zug – und Druckspannungen heben sich gegenseitig auf.

Zwangsspannungen, Eigenspannungen und Gefügespannungen werden im Gegensatz zu Lastspannungen bei länger dauernden Einwirkungen durch Relaxation kleiner. Insbesondere dann, wenn der Zwang in jungem Alter auftritt, in dem der Beton noch stärker kriechfähig ist.



Nach [8] erfordert eine Messung von Zwangsspannungen und Eigenspannungen besondere Kunstgriffe. Werden Verformungen wie bei Lastspannungen gemessen, erfasst man nur jenen Teil der nicht zu Spannungen führt. Das kann anhand eines Beispiels einer freistehenden Säule erläutert werden. Wird diese durch die Sonne beschienen, verbiegt sie sich zur Schattenseite. Wird diese Verformung durch eine Abspannung verhindert, entstehen Zwangsspannungen. Misst man nun die Verformung der Säule, dann erfasst man nur jenen Teil der Biegung, welcher trotz Abspannung aufgetreten ist. Dies ist aber jener Teil, der nicht zu Zwangsspannungen geführt hat. Ein Vorschlag für die Messung von Zwangsspannungen ist aus einem unter Spannung stehenden Bauteil eine Probe herauszuschneiden. Dadurch entspannt sich die Probe und die Längenänderung kann gemessen werden. Dieses Verfahren ist zwar grundsätzlich möglich, versagt aber oftmals durch nicht hinreichend genau durchführbare Messungen. Messen kann man Zwangsspannungen wie sie z.B. durch Hydratationswärme auftreten im Modellversuch, mittels Reißrahmen oder Temperaturspannungsprüfmaschine.

## 2.2 Eigenschaften des jungen Beton

### 2.2.1 Allgemeines

Von großer Bedeutung ist die Zeit nach dem Einbringen des Betons. Hier spricht man vom jungen Beton. „Jung“ ist ein Beton bis er annähernd seine Gebrauchseigenschaften erreicht hat, d.h. bis zu einem Alter von einigen Tagen. Ein Kennzeichen für den jungen Beton ist der Übergang von einer Lockermasse bzw. fließfähigen Masse zu einem Feststoff mit ausgeprägter Festigkeit. Typische Probleme bei jungem Beton sind Risse. Die Ursache der Risse liegt vor allem bei Eigenverformungen, welche durch Temperaturänderungen und Schwinden hervorgerufen werden. Es kann aber in diesem Alter aber auch vorkommen, dass Risse durch von außen aufgezwungene Verformungen entstehen. Wie beispielsweise durch unterschiedliche Setzungen eines Lehrgerüsts [8].

Zwei Einflüsse machen das Erfassen von Spannungen in jungem Beton schwer zugänglich [8]:

- Die am ersten Tag mit dem Festwerden des Betons rasche Änderung der Verformungseigenschaften des Betons. D.h. ein Ansteigen des E – Moduls um mehr als vier Zehnerpotenzen.
- Die unterschiedliche Änderung seiner Temperatur über den Betonquerschnitt.

Der stattfindende Temperaturverlauf ist es aber, der die Erhärtungsgeschwindigkeit bestimmt.

## 2.2.2 Festigkeitsentwicklung des jungen Betons

In den ersten Tagen steigt die Festigkeit des Betons nur langsam an. Der E – Modul eines durchschnittlichen Konstruktionsbetons bei einer Temperatur von 20 °C erreicht im Gegensatz dazu schon nach 24 Stunden etwa 70 %, nach zwei Tagen sogar etwa 90 %, seiner 28 – Tage – Werte. Durch das Ansteigen des E – Moduls wird die Relaxation immer kleiner. Von den noch am ersten Tag entstandenen Zwangs- und Eigenspannungen wird ein Großteil rasch plastisch abgebaut, während jene Verformungen, die erst im Alter von mehr als 48 Stunden aufgezwungen werden, zu Spannungen führen, die nur teilweise und ganz erheblich langsamer erschlaffen [8].

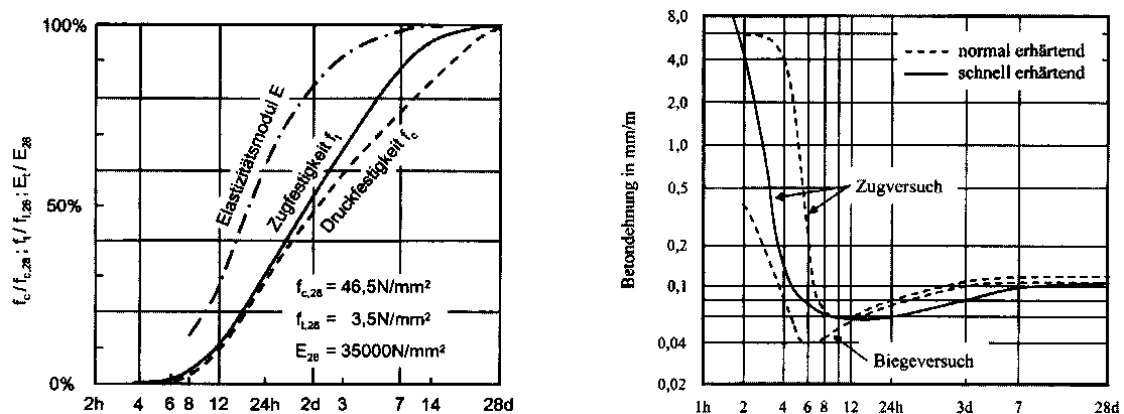


Abb.2.3 Anstieg von E-Modul, Zugfestigkeit und Druckfestigkeit in Prozent der Eigenschaft im Alter von 28 Tagen (links). Bruchdehnung von jungem Beton im Kurzzeitversuch bei axialem Zug oder Biegung (rechts) [8].

Bei anderen Temperaturen als den oben genannten 20 °C ist statt dem wahren Betonalter das wirksame Betonalter anzusetzen.

Dieses kann überschlägig nach [5] berechnet werden:

$$t = \sum_i \frac{Ti + 10^\circ C}{20^\circ C + 10^\circ C} + \Delta t_i$$

In der Formel bedeuten:

$T_i$  mittlere Tagestemperatur des Betons in °C

$\Delta T_i$  Anzahl der Tage mit mittlerer Tagestemperatur  $T_i$  des Betons in °C

Jene Zurechnung von 10 °C beim Temperaturverhältnis ergibt sich aus der niedrigsten Temperatur von -10 °C bis zu jener wo der Beton noch etwas erhärtet.

Bei der Festigkeit des Betons unterscheidet man in Zugfestigkeit und Druckfestigkeit, wobei die Zugfestigkeit nur einem Bruchteil der Druckfestigkeit entspricht und weiter in einer zentrischen Zugfestigkeit einer Biegezugfestigkeit und einer Spaltzugfestigkeit unterschieden werden kann. Für die Rissbildung spielt die zentrische Zugfestigkeit eine wesentliche Rolle. Die Zugfestigkeit steigt bereits nach etwa drei Stunden rasant an und ist nach sieben Tagen beinahe vollständig entwickelt.

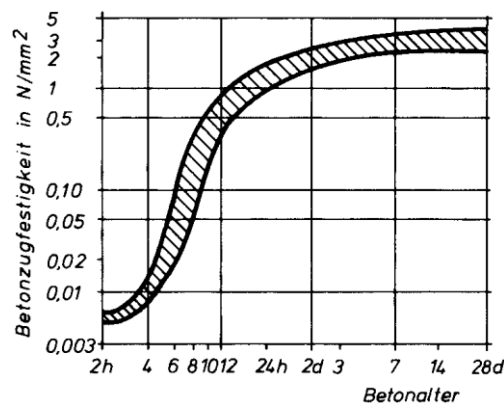


Abb.2.4 Entwicklung der Zugfestigkeit des Betons bei einer Ausgangs – und Lagerungstemperatur von +20°C am Bsp. eines Betons C30/37 mit  $w/z=0,5$  [5]

### 2.2.3 Dehnvermögen des jungen Beton

Wirken auf den Beton Zugbeanspruchungen, so dehnt sich dieser aus. Die ertragbare Dehnung des Betons ist sehr stark vom Betonalter abhängig. Junger Beton kann nur eine geringere Dehnung aufnehmen als älterer Beton. In weiterer Folge kann jedem Betonalter für eine wirksame Zugspannung eine entsprechende Dehnung zugeordnet werden.

Abbildung 2.5 stellt die Spannungs – Dehnungslinien für Beton bei zentrischer Zugbeanspruchung im Alter von acht Stunden bis neun Tagen dar.

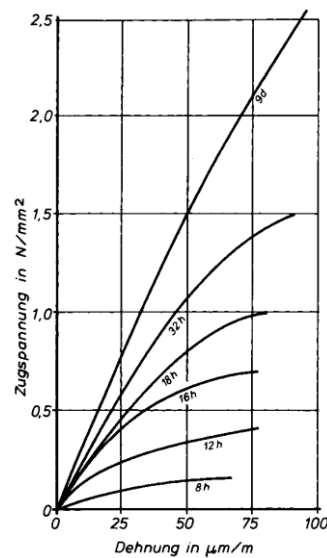


Abb.2.5 Spannungs- Dehnungslinien von Beton bei zentrischem Zug für wirksames Betonalter von neun Stunden bis neun Tagen [5]

Bei jungem Beton sind die Spannungs- Dehnungslinien parabelförmig gekrümmt. Bei zunehmender Erhärtung nimmt die Krümmung ab, und im Alter von neun Tagen verläuft die Spannungs – Dehnungslinie fast geradlinig bis zum Bruch.

Der Elastizitätsmodul des Betons bei Zugbeanspruchung entspricht ungefähr dem bei Druckbeanspruchung.

- Elastizitätsmodul

Der Elastizitätsmodul des Betons ist ein Maß für das elastische Verhalten bei Druck – oder Zugbeanspruchung. Der Elastizitätsmodul  $E_c$  gibt beim einachsigen Spannungszustand das Verhältnis der wirkenden Spannung  $\sigma_c$  zur zugehörigen elastischen Verformung  $\varepsilon_c$  an:

$$E_c = \frac{\sigma_c}{\varepsilon_c} \text{ [N/mm}^2\text{]}$$

Die Spannungs – Dehnungslinie des Betons ist eine gekrümmte Linie welche durch den Tangentenmodul bzw. den Sekantenmodul auch als Gerade dargestellt werden kann wie Abbildung 2.6 zeigt.

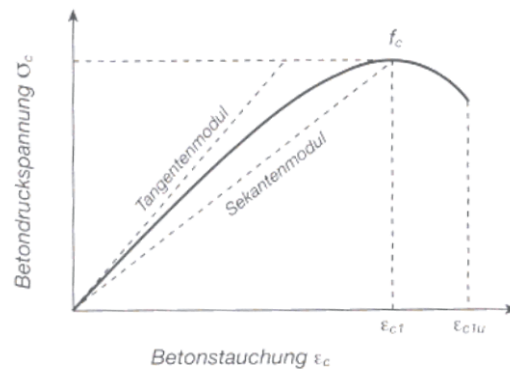


Abb.2.6 Spannungs – Dehnungslinie des Betons für Schnittgrößen – u. Verformungsermittlung [5]

Für die Beurteilung der Frage, ob sich im jungen Beton Risse bilden, ist die Bruchdehnung maßgebend. Wenn die Zugdehnung durch Lasten oder Zwang unter der Bruchdehnung bleibt, können Bauteile rissfrei bleiben. Die Bruchdehnung des Betons ist keine feststehende Größe. Abhängig ist sie von der Verformungsgeschwindigkeit. Bei schnellen Verformungen ist die Kurzzeit – Bruchdehnung maßgebend.

### 2.2.4 Temperaturdehnung des jungen Beton

Je nach Art des Zementgehalts, der Gesteinskörnung sowie dem Feuchtzustand hat der Festbeton eine Temperaturdehnzahl  $\alpha_T$  von  $(5,4 \cdot 10^{-6}$  bis  $13,4 \cdot 10^{-6}) \cdot \frac{1}{K}$  bzw. den Normwert von  $\alpha_T = 10 \cdot 10^{-6} \cdot \frac{1}{K}$ .

Da im Frischbeton die einzelnen Bestandteile weitgehend frei voneinander verformbar sind gibt [5] einen Mittelwert von  $\alpha_T = 19 \cdot 10^{-6} \cdot \frac{1}{K}$  an.

### 2.2.5 Schwindverformungen des jungen Beton

Nach dem Einbringen gibt der Beton beim Erhärten Feuchte an seine Umgebung ab und trocknet dabei aus. Die damit verbundene Volumenverringerung wird als Schwinden bezeichnet. Das Schwinden des Betons ist ein sehr langsam ablaufender Prozess, der je nach Bauteildicke erst nach Jahren bzw. nach Jahrzehnten ein Endschwindmaß erreicht. Bei im Freien liegenden Bauteilen kommt dieser Prozess nie vollständig zur Ruhe, da es durch eine Regenwasserzufuhr zum Quellen kommt. Unter Quellen versteht man eine Volumenvergrößerung des Bauteils. Anschließend tritt in dem Bauteil wieder das Schwinden ein. Durch die Austrocknung des Bauteils von außen nach innen entsteht während des Austrocknungsprozess ein ungleicher Feuchtegehalt über den Querschnitt. Dieser nimmt von innen nach außen ab. Die daraus resultierenden Dehnungen führen bei entsprechenden Verformungsbehinderungen zu zentrischen Biege- und Eigenspannungen. Je nach Schwindursache oder Entstehungszeitraum kann man unterscheiden zwischen

- Fröhschwinden,
- chemisches Schwinden und autogenes Schwinden, in noch jungem Beton, und in weiterer Folge in
- Trocknungsschwinden,
- Karbonatisierungsschwinden.

- Frühschwinden

Das Frühschwinden wird auch als plastisches Schwinden und Kapillarschwinden bezeichnet. Solange der Beton noch bearbeitbar ist bzw. nicht voll erstarrt ist tritt das Frühschwinden ein, das auch zu Rissen führen kann. Das Wasser verdunstet an der Bauteiloberfläche schneller als Wasser aus dem Bauteilinneren nachfließen kann. Je höher der Zement- und Mehlkornanteil im Beton ist, desto mehr nimmt die Anfälligkeit für frühe Schwindverformungen zu. Frühschwinden gilt als Nachbehandlungsfehler und ist durch rechtzeitige und sachgemäße Nachbehandlung vermeidbar. Durch die plastische Verformbarkeit des Betons zum Zeitpunkt des Frühschwindens, kommt es zu keinen nennenswerten Spannungen.

- Chemisches Schwinden und autogenes Schwinden

Bei der Erhärtung bis zur vollständigen Hydratation vermindert der Zementleim sein Volumen. Dieses chemische Schwinden läuft proportional zur Hydratation. Während der Beton noch weich ist, findet nur ein kleiner Teil statt. Der Teil des chemischen Schwindens, welcher erst nach dem Erstarrungsbeginn auftritt, führt zu einem inneren Austrocknen des Zementleims (Abb.2.7). Dem sogenannten Selbstaustrocknen.

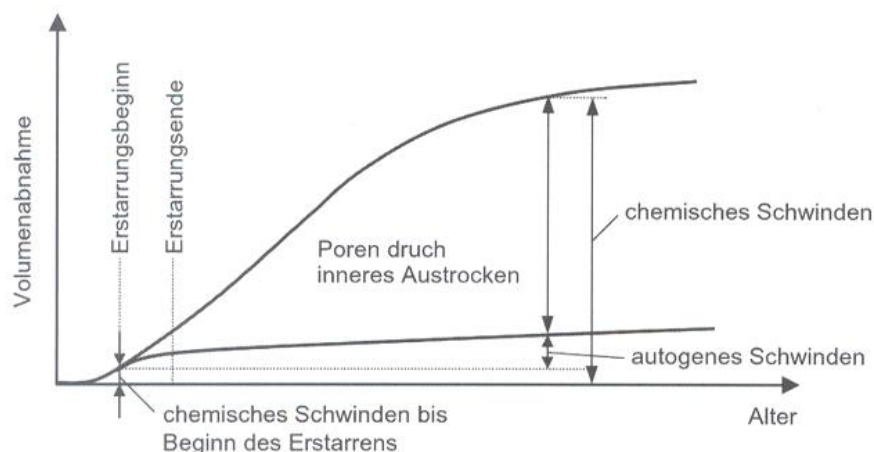


Abb.2.7 Volumenabnahme bei Chemischem Schwinden und autogenem Schwinden [8]



Die Auswirkung des chemischen Schwindens auf die äußere Volumenänderung ist aufgrund der Strukturbildung des Zementleims begrenzt, so dass dadurch dem Porengefüge des jungen Betons Wasser entzogen wird. Zunächst leeren sich größere Poren ohne Auswirkung auf das äußere Volumen. Im Gegensatz dazu entstehen bei fortschreitender Hydratation wegen des Leersaugens feiner Kapillarporen Porenunterdrücke, welche äußere Schwindverformungen verursachen. Diese von der inneren Austrocknung hervorgerufene Verformung wird als autogenes Schwinden bezeichnet. Die Größe des autogenen Schwindens ist vom Wasser- Zement- Wert und dem mittleren Porenradius abhängig. Autogenes Schwinden ist bei den üblicherweise für Betonplatten verwendeten Betonen von geringerer Bedeutung. Einen relevanten Verformungsbeitrag liefert es nur bei Hochleistungsbetonen mit niedrigem Wasser- Zement- Wert ( $w/z < 0,4 - 0,5$ ), und feingemahlten Hüttensand - Anteilen bzw. hohem Gehalt an Silika - Staub. Eigenspannungen treten hierbei nicht auf, da über den Querschnitt annähernd gleichmäßig Feuchtigkeit entzogen wird [9].

Nach [8] ist das chemische und autogene Schwinden, auch Grundswinden bezeichnet, vor allem bei langgestreckten Bauteilen, wo auch die Hydratationswärme eine Rolle spielt wichtig. Der Unterschied dieser beiden Ursachen von Spannungen oder Verformungen liegt im zeitlichen Verlauf. Bei der Hydratationswärme stört jener Teil, der auftritt bevor der Beton schon einen hohen Elastizitätsmodul aufweist, weil die in Druckspannungen umgesetzte Wärmedehnung noch stark relaxieren. Bei der späteren Abkühlung des dann schon festen Betons treten hohe Zwangsspannungen auf. Dagegen beginnt das Grundswinden schon mit dem Erstarren und verläuft kontinuierlich etwa proportional zur Hydratation des Zements, also innerhalb der ersten Wochen. Versuche mit zweischichtigen Platten mit hochfesten Betonen haben gezeigt [8], dass man sich dabei wegen autogenem Schwinden keine Sorgen machen muss. Durch unterschiedliches autogenes Schwinden entstehende Spannungen werden durch die noch starke Relaxation abgebaut.

Verhindern lässt sich das Grundswinden nicht. In den Randzonen lässt es sich ein wenig verringern, indem man an den Randzonen Wasser zum Nachsaugen zur Verfügung stellt. Bei niedrigen  $w/z$  - Werten sind die Randzonen aber relativ rasch

sehr dicht, wodurch sich nicht mehr viel Wasser aufnehmen lässt. Eine weitere Möglichkeit besteht in der Verlangsamung der Erhärtungsphase, indem man einen Teil des Zements durch Flugasche ersetzt, oder bei einer Verwendung von Leichtkörnungen welche wassergesättigt werden, wodurch bei der späteren Hydratation ein Wasservorrat zur Verfügung steht.

### **2.2.6 Kriechen und Relaxation des Betons**

Unter Kriechen wird die zeitabhängige Verformungszunahme unter andauernder Spannung verstanden.

Als Relaxation wird eine zeitabhängige Abnahme der Spannungen bei gleich bleibender Dehnung bezeichnet. Somit kann die Relaxation als Sonderfall des Kriechens betrachtet werden, bei dem sich der Beton im Laufe der Zeit der Beanspruchung entzieht.

Infolge von Kriechen des Betons werden Zwängungen abgebaut, was sich günstig auf die Rissbildung auswirkt. Ungünstige Auswirkungen sind zu erwarten aus:

- Vergrößerten Durchbiegungen biegebeanspruchter Bauteile.
- Spannungumlagerungen vom Beton auf die Stahleinlagen druckbeanspruchter Bauteile.
- Verringerung der Vorspannung von Spannbetonkonstruktionen.

Als Ursache für das Kriechen wird einerseits eine Lageveränderung der festen Bestandteile aus ihrer Ruhelage und andererseits eine Verdrängung von Wasser zwischen den Gelteilchen angenommen.

Da die zeitabhängigen Vorgänge Kriechen und Relaxation von vielen Faktoren wie z.B. vom Betonalter, Belastungsbeginn bzw. Belastungsgeschwindigkeit abhängen, können diese nur schwer rechnerisch berücksichtigt werden. Näherungsweise kann

die Auswirkung der Relaxation auf die sich langsam entwickelnde Zwangsspannungen mittels Relaxationsbeiwert  $\varphi$  berücksichtigt werden.

$$\varphi = \frac{\text{Restspannung}}{\text{rechnerische Zugspannung}}$$

[5] gibt Näherungswerte für Relaxationsbeiwerte  $\varphi$  an, mit welchen die rechnerischen Zwangsspannungen auf eine wirklichkeitsnähere Größenordnung abgemindert werden können:

- bei frühem Beginn der Abkühlphase
  - für dünne Bauteile ( $hb \leq 30\text{cm}$ ):  $\varphi = 0,55$
  - für dicke Bauteile ( $hb > 30\text{cm}$ ):  $\varphi = 0,65$
- für Zwangswirkungen in der späteren Nutzungsphase:  $\varphi = 0,80$

### 2.2.7 Temperaturänderungen im jungen Beton

Infolge von behinderten Temperaturdehnungen kommt es in Bauteilen zu Zwangsspannungen. Solche Temperaturdehnungen werden durch die Hydratationswärmeentwicklung sowie meteorologische Einflüsse hervorgerufen. Der Transport von Wärmeenergie kann auf drei Arten stattfinden:

- Wärmeleitung
- Konvektion
- Wärmestrahlung
  - Thermische Stoffkennwerte

Nach [9] beschreibt die Wärmekapazität  $C$  das Verhältnis zwischen der Energieaufnahme oder Energieabgabe und der Temperaturänderung. Bezogen auf

die Masse oder das Volumen eines Körpers ergibt sich die spezifische Wärmekapazität  $c$ .

Die Wärmekapazität des Betons liegt je nach Wassergehalt und Zuschlagart in den Grenzen  $0,9 \leq c_c \leq 1,15 \text{ kJ}/(\text{kg}\cdot\text{K})$ .

Die Wärmeleitfähigkeit  $\lambda$  des Materials ist eine charakteristische Materialgröße. Sie wird vor allem von der Dichte und dem Feuchtegehalt des Materials beeinflusst. Ein hoher Porengehalt senkt die Wärmeleitfähigkeit, während ein hoher Feuchtegehalt diese erhöht. Bei der praktischen Anwendung für Normalbeton kann von einer konstanten Wärmeleitfähigkeit mit  $\lambda_c = 2,1 \text{ W}/(\text{m}\cdot\text{K})$  ausgegangen werden. Bei Böden kann je nach Bodenart und Feuchtegehalt nach [9] von Werten in den Grenzen 0,3 für trockenen Sand und etwa  $4 \text{ W}/(\text{m}\cdot\text{K})$  für Fels ausgegangen werden.

#### 2.2.7.1 Hydratationswärme

- Erwärmung und Abkühlung des Betons

Bei der Erhärtung des Betons handelt es sich um einen chemischen Vorgang. Der Zement bindet dabei das Wasser, welches zu einem Teil physikalisch und zum anderen Teil chemisch gebunden wird. Man bezeichnet diese Wasserbindung als Hydratation. Die Hydratation des Zements ist ein exothermer Vorgang bei dem Wärme freigesetzt wird. Diese frei werdende Wärmemenge bezeichnet man Hydratationswärme. Gemessen wird sie in J/g oder kJ/kg.

Wenn sich die Bauteile erwärmen ist der Beton noch relativ leicht verformbar. Dadurch bauen sich nur geringe Druckspannungen auf. Auf die Erwärmung folgt jedoch durch das Abfließen der Hydratationswärme eine Abkühlung. Dadurch entstehen im Bauteil Zugspannungen. Diese Zugbeanspruchung ist umso größer je mehr sich der Beton erwärmt hatte und je schneller die Abkühlung erfolgte. Nach [5] ist die Erwärmung des erhärtenden Betons durch Hydratation abhängig von der Zementmenge  $z$  und von der Hydratationswärme  $Q_H$  bezogen auf die Wärmekapazität des Betons  $C_{co}$ .

Theoretische Temperaturerhöhung nach [5]:

$$\Delta T_{th} = \frac{z * Q_H}{C_{co}} [K]$$

mit  $z$  in  $\text{kg/m}^3$ ,  $Q_H$  in  $\text{kJ/kg}$ ,  $C_{co} \approx 2500 \text{ kJ}/(\text{m}^3 \cdot \text{K})$

Da während der Erwärmung schon Wärme abfließt, wird sich die oben genannte theoretische Temperaturerhöhung praktisch nicht einstellen. Die praktische Temperaturerhöhung ist daher weiter abhängig von Bauteildicke und von dem Wärmeübergangswiderstand an den Bauteilaußenseiten. Der Verlauf der Wärmeentwicklung sowie die freigesetzte Hydratationswärme, ist wesentlich von der Zementart und der Zementmenge abhängig (Abb.2.8). Die Hydratationswärme wurde nach [5] im adiabatischen Betonkalorimeter gemessen. Bei diesem Messverfahren ist die Wärmeabgabe nach außen gleich Null. Das bedeutet, es findet keine Abkühlung statt.

- Zeitpunkt der maximalen Temperatur des erhärteten Beton

Jener Zeitpunkt bei dem die Temperatur im Inneren des Bauteils den höchsten Wert erreicht, ist wesentlich abhängig von, Bauteildicke, von der Wärmeabgabe an den Außenflächen und von der Zementart. Eventuell verwendete Verzögerer spielen ebenfalls eine Rolle. Bei normalen Abkühlbedingungen wie (beidseitig 24 mm Holzschalung und ruhige Umgebungsluft) kann nach [5] eine Abschätzung nach Abb.2.9 erfolgen.

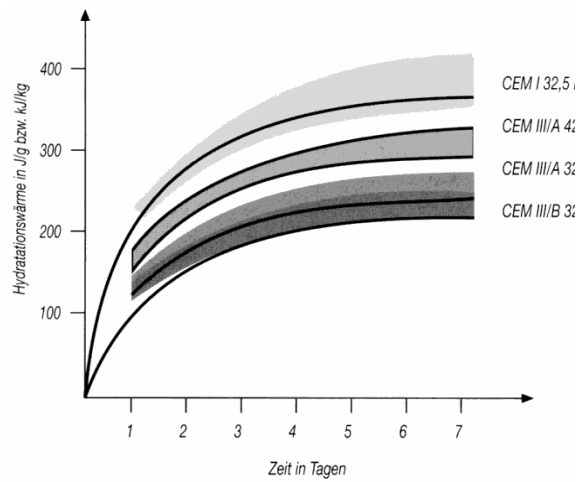


Abb.2.8 Hydrationswärme verschiedener Zemente in den ersten sieben Tagen unter adiabatischen Bedingungen [5]

Bauteildicke $h_b$ [m]	Zeit in Stunden [h] zum Erreichen des Temperaturmaximum $t_{(max,T)}$	
	CEM III 32,5 – N - LH	CEM I 32,5 R
0,4	30	22
0,6	34	26
0,8	38	29
1,0	40	32

Abb.2.9 Zeitpunkt der maximalen Temperatur nach Einbau des Betons [5]

Nach [5] ergibt sich, dass die maximale Temperatur bei üblichen Bauteildicken etwa einen Tag bis 1,5 Tage nach dem Einbringen des Betons erreicht wird. Dieser Zeitraum ist für das Ausschalen der ungünstigste Bereich, wenn außerdem die Lufttemperaturen während des Ausschalens niedrig sind. Dabei entsteht der größtmögliche Temperaturunterschied zwischen Betonkern und der Außenfläche. Im weiteren kann angenommen werden, dass die Temperatur im Kern in den nächsten Tagen nach dem Temperaturmaximum um etwa 10 K bis 5 K je Tag abnimmt.

Für sehr dicke Bauteile kann der Zeitpunkt der maximalen Temperatur nach [5] wie folgt abgeschätzt werden.

$$t_{(maxT)} = 0,8 * h_b + 1 \quad \text{in Tagen mit } h_b \text{ in m.}$$

- Zeitpunkt des Temperatenausgleichs beim erhärtenden Beton

Der Temperatenausgleich beim erhärtenden Beton mit seiner Umgebung ist von verschiedenen Einflüssen abhängig. Die Temperaturverteilung im Laufe der Zeit über die Bauteildicke ist nach [5] beeinflusst durch:

- Hydratationswärme des Zements,
- Wärmeleitfähigkeit des Betons,
- Wärmeübergang an den Außenflächen,
- Bauteildicke.

Die Bauteildicke ist bei Bauteilen mit  $h_b < 1$  m von geringerer Bedeutung, während sie bei Bauteilen mit  $h_b > 1$  m allen anderen Größen überwiegt. Für Bauteile bis 1 m Dicke und normaler Holzschalung sowie gewöhnlichen Temperaturverhältnissen kann angenommen werden, dass der Temperatenausgleich nach sieben bis zehn Tagen erreicht ist.

Bei Bauteilen  $h_b > 1,5$  m kann man die Zeit bis zum Temperatenausgleich nach [5] wie folgt abschätzen:

$$t_{\text{Ausgleich}} = 12 \cdot h_b - 5 \text{ in Tagen mit } h_b \text{ in m}$$

### 2.2.7.2 Meteorologische Einwirkungen

Zu den wichtigsten Wetterelementen gehören Sonneneinstrahlung, Lufttemperatur, Windgeschwindigkeit und Niederschlag. Diese genannten Elemente führen zu wechselnden Temperaturen in den Bauteilen, welche zu Verformungen führen können. Je nach Lagerungsbedingungen können diese Verformungen Zwangsbeanspruchungen in den Bauteilen hervorrufen, wenn die Verformungen teilweise oder ganz behindert werden.

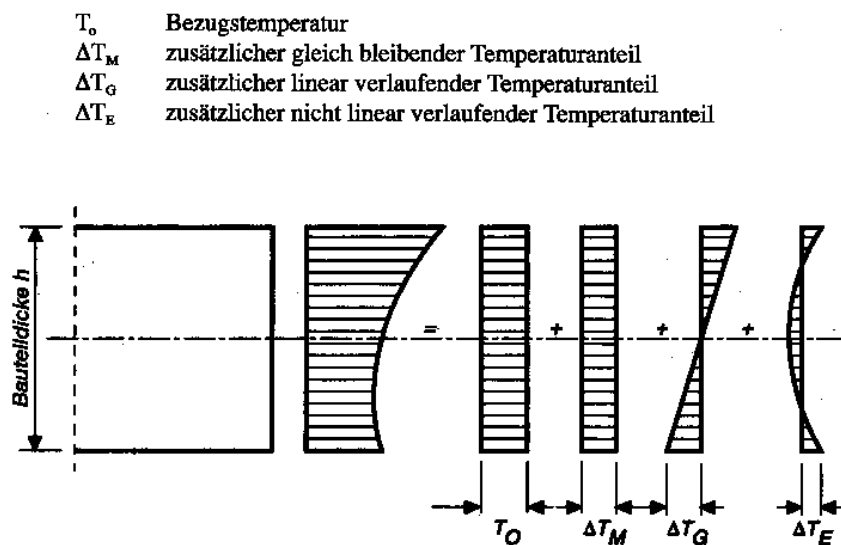


Abb.2.10 Zerlegung der Temperaturverteilung über die Bauteildicke [5]



Nach [5] darf für den nicht linearen Verlauf der Temperatur näherungsweise ein Verlauf entsprechend einer quadratischen Parabel nach Abbildung 2.11 angesetzt werden. Der Abbau der Spannungen durch Relaxation darf berücksichtigt werden. Die Beanspruchungen dürfen infolge von Temperaturen um 15 % beim Tagesgang und um 30 % beim Jahresgang verringert werden.

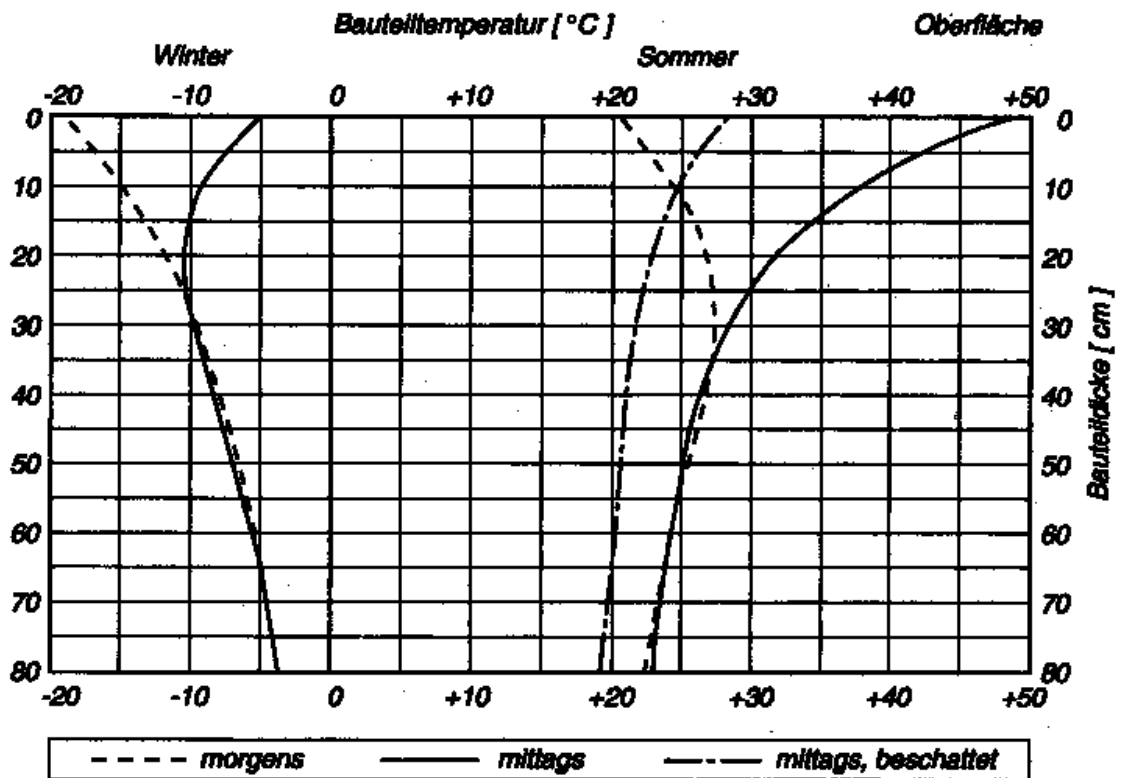


Abb.2.11 Temperaturverläufe in Bodenplatten über die Bauteildicke [5]

### 2.3 Spannungen in erhärtenden Bauteilen

Die in Kapitel 2.2. erläuterten Eigenschaften des jungen Beton, führen bei dessen Erhärtung zu Temperaturänderungen und Volumenänderungen. Wenn nun die behinderte Dehnung die Zugbruchdehnung überschreitet, können Risse entstehen. Kleine entstandene Mikrorisse können sich in weiterer Folge, bei fortschreitender Dehnung zu sichtbaren Rissen verbinden, und so noch vor dem Aufbringen der planmäßigen Lasten, die Haltbarkeit und die Gebrauchstauglichkeit des Bauteils stark reduzieren.

#### – Kurzzeit - Bruchdehnung

Nach [5] hat der Beton zunächst eine sehr große Verformbarkeit, welche mit beginnendem Erstarren und Erhärten sehr stark abnimmt. Für sehr schnelle Zugbeanspruchungen erreicht die Bruchdehnung nach vier bis zwölf Stunden ein Minimum, und fällt in dieser Zeit bis auf  $\epsilon_{c,u} \approx 40 \mu\text{m}/\text{m} = 0,04 \text{ mm}/\text{m}$ . Nach drei Tagen ist die Bruchdehnung fast doppelt so groß. Versuchsergebnisse sind in Abb.2.12 dargestellt. Aufgetragen ist die Betondehnung, die bei 95 % der Bruchlast gemessen wurde ohne Relaxationsmöglichkeit für den Beton.

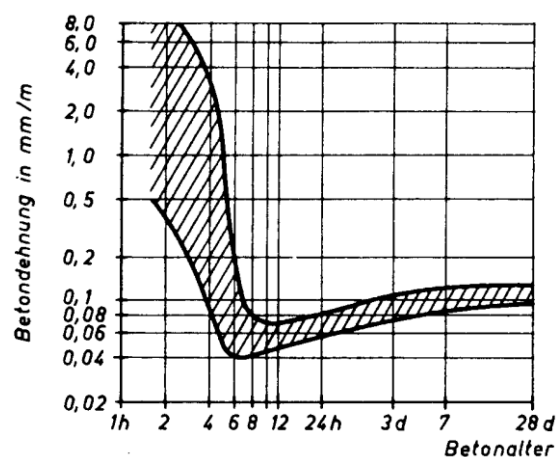


Abb.2.12 Bruchdehnung von jungem Beton bei kurzer Zugbeanspruchung [5]

Die Entwicklung der Spannungen infolge hydrationsbedingten Temperaturänderung ist für den Fall einer vollen Verformungsbehinderung qualitativ in Abbildung 2.13 und 2.14 dargestellt und kann in fünf Phasen eingeteilt werden.

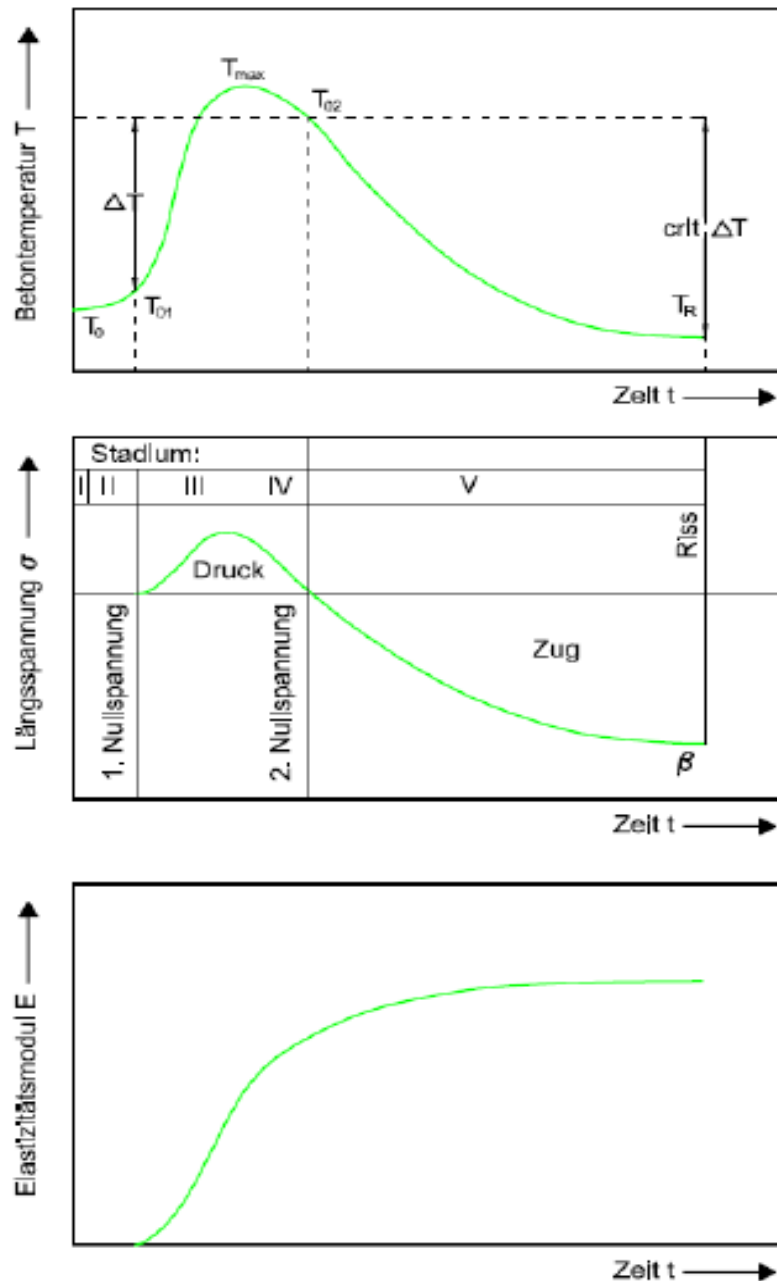


Abb.2.13 Verhalten des Betons bei behinderter Verformbarkeit

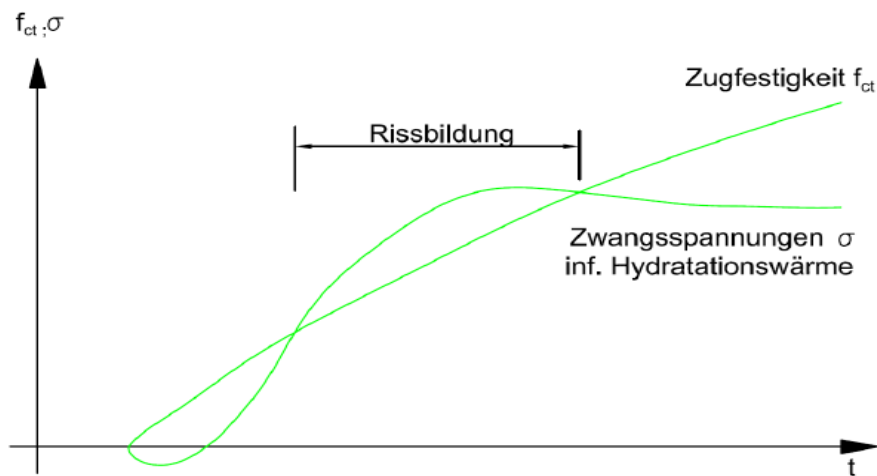


Abb.2.14 Verhalten des Betons bei behinderter Verformbarkeit

Nach einer anfänglichen Phase ohne Temperatur- oder Steifigkeitserhöhung (Stadium I) erwärmt sich der Beton infolge Hydratation. Dies geschieht wegen der plastischen Verformbarkeit des Betons zunächst ohne Spannungserhöhung (Stadium II), danach entwickeln sich bei Behinderung der Dehnung geringe Druckspannungen (Stadium III). Die Abkühlung des Betons findet bei einem erheblich höheren Elastizitätsmodul und geringerem Relaxationsvermögen statt, so dass die Druckspannung schnell abgebaut wird (Stadium IV). Die zu dem Spannungsnulldurchgang gehörige Temperatur wird als zweite Nullspannungstemperatur  $T_{02}$  bezeichnet. Sie liegt in der Regel geringfügig unter der Maximaltemperatur  $T_{max}$ . Bei weiterer Abkühlung des Betons entstehen Zugspannungen (Stadium V), die mit Überschreiten der Betonzugfestigkeit bei der kritischen Temperaturänderung  $crit \Delta T$  zum Riss führen [9].

## 2.4 Messungen von Zwangsspannungen

Der Verlauf der durch Hydratationswärme entstehenden axialen Spannungen kann durch Modellversuche mittels Reißrahmen oder Temperaturspannungsprüfmaschine ermittelt werden. Direkt an den Bauteilen kann man die Zwangsspannungen mit einem Stressmeter messen.

### – Reißrahmenversuch

In diesem Versuch wird ein Betonbalken mit schwalbenschwanzförmigen Verbreiterungen am Rand in seiner Länge konstant gehalten. Der Betonbalken ist wärmegeklämmt und hat einen Querschnitt von 150 mm x 150 mm. Dadurch erwärmt er sich wie ein 50 cm dicker Bauteil. Der Abstand der Betonbalkenenden wird mit dicken Edelstahlstäben ohne Wärmedämmung festgehalten.

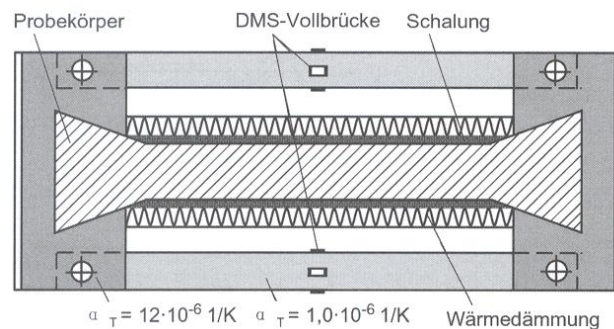


Abb.2.15 Schema des Reißrahmenversuchs [8]

### – Temperaturspannungsprüfmaschine

Bei diesem Versuch wird die Länge des Betonbalkens über einen Schrittmotor konstant gehalten, und die Temperatur welche im Bauwerk zu erwarten ist von außen gesteuert wird.

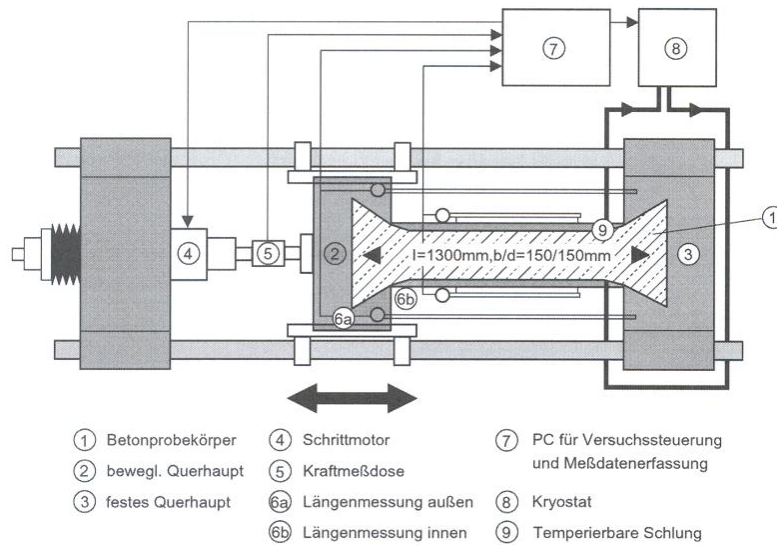


Abb.2.16 Schema einer Temperaturspannungsprüfmaschine [8]

Bei beiden Versuchen, wird der Beton in frischem Zustand eingebaut und er erhärtet in der Maschine.

Bereits nach der ersten Erwärmung zeigt sich, dass sich Druckspannungen aufbauen. Knapp vor dem Erreichen der Höchsttemperatur sind diese am größten. Eine verhältnismäßig kleine Abkühlung genügt um die Nullspannungstemperatur zu erreichen. Bei weiterer Abkühlung reißt der Betonbalken schließlich quer durch. Die Zugfestigkeit wird gemessen.

Betonbalken welche beim Abkühlen durchreißen, noch bevor die ursprünglich im Frischbeton vorhandene Temperatur erreicht ist, sind sehr empfindlich im Hinblick auf durch Hydratationswärme verursachte Risse. Die Risstemperatur kennzeichnet also die Rissempfindlichkeit eines Betons.

Die Risstemperatur wird durch die Hydratationswärme des Zements, Mischungsverhältnis, Wärmedehnzahl, Zugfestigkeit, Frischbetontemperatur, von der Entwicklung des E – Moduls sowie der Relaxation bestimmt.

– Stressmeter

Ein Hohlzylinder wird mit Frischbeton gefüllt und beim Betonieren eingebaut. Mit einer Kraftmessdose mit DMS, die dünn im Vergleich zu Länge des Hohlzylinders sein muss um sich unter Spannung nur wenig verformen darf, wird die im Hohlzylinder aufgetretene Längsspannung gemessen.

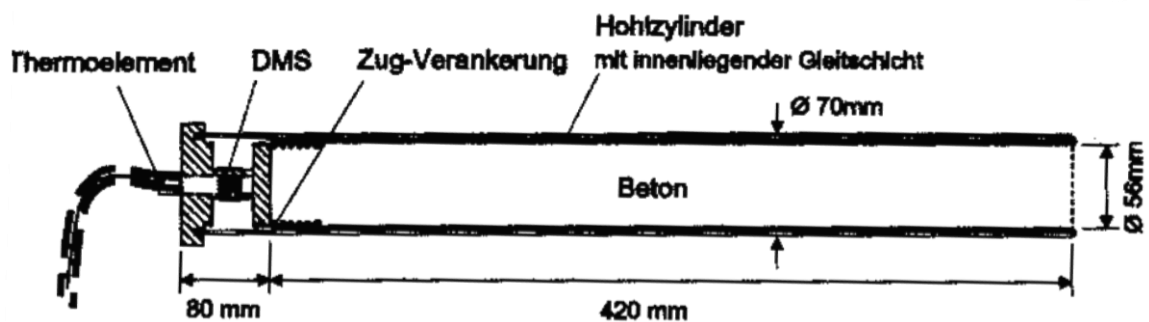


Abb.2.17 Schema eines Stressmeters [8]

## 2.5 Rissempfindlichkeit des Betons

Bei der Rissbildung in Betonbauteilen unterscheidet man je nach der Ursache drei Arten von Rissen:

- Risse im Bereich der Oberfläche (Schalenrisse)
- Risse durch die gesamte Bauteildicke (Trennrisse)
- Risse in der Biegezugzone

– Risse im Bereich der Oberfläche (Schalenrisse)

Diese Risse reichen nur wenige Zentimeter in den Beton hinein. Der Rissverlauf ist wild und weist keine Richtung auf. Ursachen für die Entstehung der Risse können die Eigenspannungen des Betons zufolge Hydratationswärme, aber auch das

Frühschwinden des Betons sein. Die Wasserundurchlässigkeit der Risse ist durch diese Risse nicht gefährdet. Eine weitere Beanspruchung kann jedoch zu tieferen Rissen führen.

- Risse durch die gesamte Bauteildicke (Trennrisse)

Risse durch die gesamte Bauteildicke können aus Zugspannungen infolge von Lasten oder äußerem Zwang resultieren. Solche Zwänge entstehen nach [5] durch:

- Temperaturänderungen im Laufe des Tages bzw. des Jahres,
- Schwinden des Beton,
- Austrocknen des Beton,
- ungleichmäßige Setzungen der Bauteile.

- Risse in der Biegezugzone

Biegerisse entstehen durch Biegebeanspruchungen aus Lasten bzw. Zwang. Die Gebrauchstauglichkeit kann durch folgende Möglichkeiten gewährleistet werden.

- Der Beton reißt nicht. Hierfür müssen aber aus allen Lastfällen und den verschiedenen Lastfallkombinationen auch alle Zwänge sowie die Schwindvorgänge bzw. Kriechvorgänge berücksichtigt werden.
- Der gerissenen Biegezugzone steht eine ausreichende Biegedruckzone gegenüber. Biegerisse reißen nur so tief auf wie die Biegezugzone reicht. Die Druckzonenhöhe muß daher nach [5] folgende Bedingungen erfüllen:

$$t_r \leq h_b - x \quad x \geq 30 \text{ mm} \quad \text{und} \quad x \geq 1,5 \cdot D_{max}$$



Hierbei sind:

$t_r$  Risstiefe von Biegerissen in mm

$h_b$  Bauteildicke in mm

$x$  Druckzonenhöhe in mm

$D_{max}$  Größtkorndurchmesser der Gesteinskörnung in mm

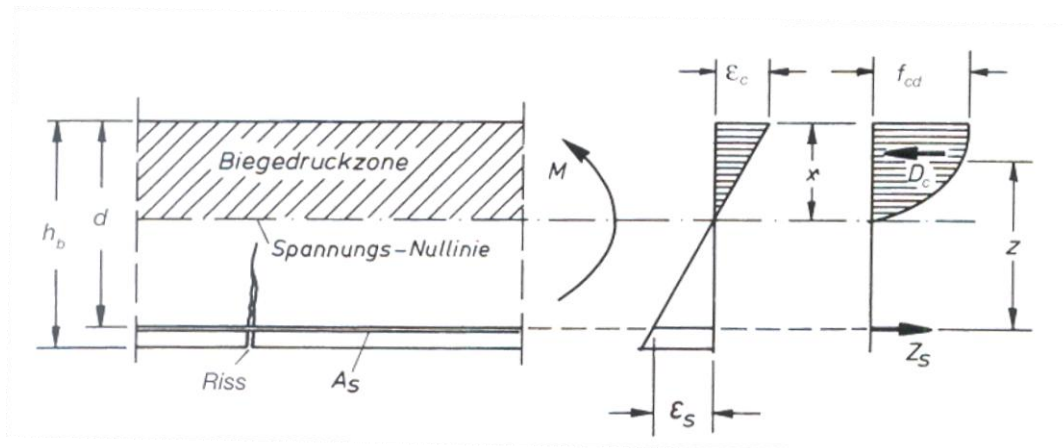


Abb.2.18 Biegerisse in einem Betonquerschnitt [5]

- Eine Begrenzung der Rissbreite durch geeignete Bewehrung in der Biegezugzone.

## 2.6 Spannungen im alten Beton

Ist die Festigkeit des Betons nahezu vollständig entwickelt, setzen Einwirkungen infolge äußerer Lasten ein. Diese Auswirkungen überschneiden sich mit den zu diesem Zeitpunkt neu auftretenden Verformungen. Dazu zählt das über einen längeren Zeitraum wirksame Schwinden und die Temperatureinwirkung, infolge tageszeitlicher und jahreszeitlicher Veränderung. Je nach Lage und Exposition des Bauteils, sind die Folgen weitgehend zu vernachlässigen. Bauteile die einer Wärmeentwicklung ausgesetzt sind dehnen sich aus, und bei Abkühlung ziehen sie sich zusammen. Die Oberfläche reagiert am stärksten auf Aufwärmung und Abkühlung, da sie unmittelbar der Witterung ausgesetzt ist, im Gegensatz zum Bauteilkern. Möchte man die maximalen Zugspannungen nachweisen, sind alle Einflüsse aus Lasten mit denjenigen aus behinderten Verformungen zu überlagern.

## **3 LÖSUNGSANSATZ**

### **3.1 Allgemeines**

Um dem Problem der Rissentstehung im jungen Beton entgegenzuwirken stehen mehrere Varianten zur Verfügung. Einerseits ist zu klären ob man geringe Rissbreiten zulässt, oder aber ob auf Grund der Gebrauchstauglichkeit Risse generell zu vermeiden sind.

Wie in Kapitel 2 gezeigt wird, ist das Problem der Rissentstehung in jungem Beton auf Zwangsspannungen durch eine Verformungsbehinderung der Bauteile, während der Temperaturdehnungen zufolge Hydratationswärme, zurückzuführen. Diese Verformungsbehinderungen können entweder durch feste Einbauten aber auch Bodenreibung hervorgerufen werden.

Wenn geringe Rissbreiten zugelassen werden bzw. diese keinen wesentlichen Einfluss auf die Gebrauchstauglichkeit des Bauteils haben, kann eine Beschränkung der Rissbreite mittels entsprechender Bewehrungsführung nach Eurocode 2 erfolgen (siehe 3.2).

Werden aufgrund der Anforderungen rissfreie Bauteile bzw. Konstruktionen gefordert, so ist durch betontechnische, konstruktive und ausführungstechnische Maßnahmen eine Bildung von Rissen zu vermeiden (Kapitel 3.3).

### **3.2 Begrenzung der Rissbreite**

Risse in Betonkonstruktionen beeinträchtigen den Korrosionsschutz der Bewehrung und können damit die langfristige Tragfähigkeit, d.h. die Dauerhaftigkeit eines Bauteils gefährden. Bei weit geöffneten Rissen ist in weiterer Folge auch die Gebrauchstauglichkeit von Konstruktionen (z.B. wasserundurchlässige

Konstruktionen) nicht mehr erfüllt. Weiter können Risse beim Nutzer, zumeist unbegründete, Sicherheitsbedenken auslösen.

Können in verschiedenen Konstruktionen Risse zugelassen werden, sind die Rissbreiten begrenzen. Zur Berechnung von Rissbreiten und Rissabständen infolge Last oder Zwang liegen eine Vielzahl von Theorien auf empirischer, semi – empirischer oder mechanisch theoretischer Grundlage vor. Das im EC 2 enthaltene Verfahren basiert auf einem mechanisch begründeten Modell.

Nach [11] basiert die Rissbreitenberechnung auf der Grundlage des zentrisch beanspruchten und bewehrten Zugstabes und wird über Analogiebetrachtungen auf Zuggurte biegebeanspruchter Bauteile übertragen.

### **3.3 Betontechnologische und ausführungstechnische Maßnahmen**

#### **3.3.1 Spezielle Betonrezepturen**

Um im jungen Beton Risse zu vermeiden, kann man auf optimierte Betonzusammensetzungen zurückgreifen. Je nach den Eigenschaften der einzelnen Komponenten wie Zementart, Zementgehalt, Zuschlagstoffe, Bindemittel und Wassergehalt lässt sich auf die Wärmeentwicklung sowie auf das Schwindverhalten Einfluss nehmen.

Nach [8] sollte der Beton neben den üblichen Anforderungen, bei behinderter Verformungsbehinderung nach seiner Erhärtung oder bei einem späteren Abkühlen nicht zu hohe Zugspannungen entwickeln oder gar reißen. Nach [8] sind günstig zusammengesetzte Betone gekennzeichnet durch:

- Gesteinsstoffe mit niedriger Wärmedehnzahl
- Kornzusammensetzungen im günstigen Bereich mit möglichst großem Größtkorn
- niedrigem Zementgehalt

- Zement CEM 32,5 oder CEM II 32,5 A/B S mit niedriger Risstemperatur
- große Anteile an Flugasche oder anderen Typ II – Zusatzstoffen
- Bindemittelgehalt ( Zement + Flugasche) 320 bis 360 kg / m<sup>3</sup>
- Luftporenbeton mit mindestens 4 % Luftgehalt
- niedrigem Wassergehalt (möglichst nicht über 165 l /m<sup>3</sup>)
- Fließmittel, welches mit dem Luftporenbilder verträglich ist
- durch Fließmittel eingestellte, ausreichend weiche Konsistenz.

### 3.3.2 Temperatur des Frischbetons

Nach [9] kommt einer niedrigen Frischbetontemperatur große Bedeutung zu. Für die Nullspannungstemperatur, jener Temperatur bei deren Unterschreitung Zugspannungen auftreten, ist maßgebend welche maximale Temperatur sich insgesamt eingestellt hat. Es ist nicht entscheidend ob sich der Beton durch die Hydratationswärme des Zements erwärmt hat, eine hohe Frischbetontemperatur hatte oder eine Aufheizung durch Sonneneinstrahlung einen Beitrag geleistet hatte. Die Temperaturspannungen sind umso größer, je weiter sich der Beton später unter die Nullspannungstemperatur abkühlt. Günstig sind Frischbetontemperaturen von 8 bis 12 °C.

Wie Versuche gezeigt haben, lässt sich durch Absenken der Temperatur von Frischbeton und Umgebungsluft von 20 °C auf 12 °C die Risstemperatur sogar um mehr als 8 K erniedrigen [9]. Der Zeitpunkt der Abkühlung hat hierbei einen wesentlichen Einfluß.

Temperaturen und Spannungen im Reißrahmenversuch (Abb.3.1) zeigen, dass Beton, der schon nach 3 Stunden abgekühlt wird, im Gegensatz zu einer Abkühlung nach 12 Stunden kaum Zugspannungen erhält. Trotz einer äußeren Erwärmung am 2. Tag ist bei frühzeitig gekühltem Beton die Risstemperatur nach 4 Tagen niedriger, d.h. der Beton reißt weniger leicht [9].

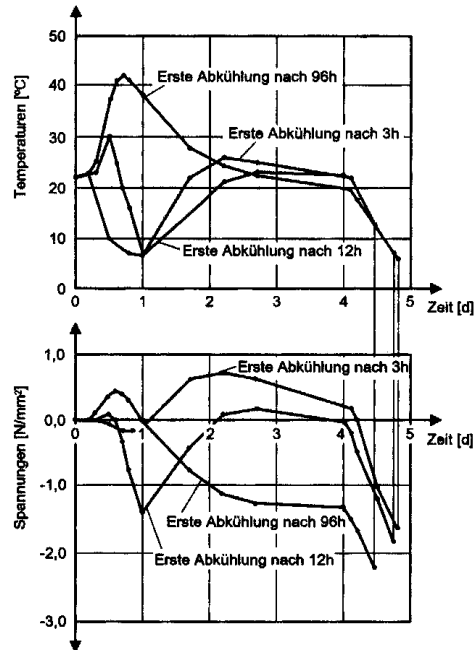


Abb.3.1 Temperaturen und Spannungen nach unterschiedlichen Zeitpunkten des Abkühlens im Reißrahmenversuch [8]

### 3.3.3 Nachbehandlung

Die Nachbehandlung des Betons dient als Schutz des jungen Beton vor dem Austrocknen. Bei einer vorzeitigen Verdunstung würden Kapillarporen im Zementstein entstehen wodurch das Gefüge poröser bleiben, die Festigkeit geringer ausfallen würde. Die Wasserundurchlässigkeit könnte nicht vorhanden sein aber auch die Dauerhaftigkeit wäre nicht vorhanden.

Die Nachbehandlung sollte daher sicherstellen, dass dem Beton kein übermäßiges Verdunsten von Wasser an der Oberfläche widerfährt, um ausreichend erhärten zu können. Helle Betonflächen sind bereits so weit ausgetrocknet, dass ein weiteres erhärten nicht mehr möglich ist. In diesem Fall spricht man von „verdurstetem“ Beton.

Neben der wirksamsten Nachbehandlung, der Lagerung unter Wasser, schlägt [5] folgende Nachbehandlungsverfahren vor:

- Bauteile in der Schalung stehen lassen und dabei die saugende Schalung feucht halten.
- Wasser haltende Abdeckungen aufbringen (z.B. feuchtes Jutegewebe).
- Betonflächen mit Folie abdecken, bei gleichzeitiger Vermeidung der Durchlüftung zwischen Folie und Beton.
- Betonflächen mit Wasser besprühen (ununterbrochenes Sprühen, kein Spritzen).
- Flüssige Nachbehandlungsmittel aufsprühen, mindestens 150 g/m<sup>2</sup>.

Nach [5] sollte die Nachbehandlung so lange beibehalten werden, bis der oberflächennahe Beton 50% seiner charakteristischen Festigkeit erreicht hat. Die Festigkeitsentwicklung ist abhängig von dem Verhältnis der 2 –Tage – Festigkeit zur 28 – Tage – Festigkeit,

$$r = f_{cm2}/f_{cm28},$$

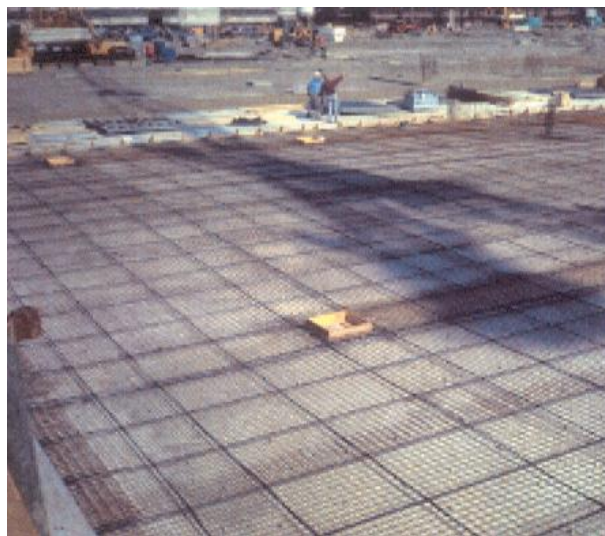
wobei der entsprechende Wert r (unter 0,15 bis über 0,50) und die zugehörige Angabe, schnell, mittel, langsam oder sehr langsam erhärtender Beton dem Lieferschein des Betonwerks entnommen werden kann.

### 3.4 Konstruktive Maßnahmen zur Rissvermeidung

#### 3.4.1 Vorspannung

Mit einer überdimensionierten Vorspannung wäre es möglich den Beton zu überdrücken und somit eine Rissentstehung zu vermeiden, was aus wirtschaftlicher Sicht aber ausscheidet. Bei Verwendung einer Vorspannung kann in vielen Fällen auf eine Verlegung von schlaffer Bewehrung verzichtet werden. Nach [12] liefert eine Vorspannung in der Größenordnung von  $\sigma = 0,5 - 2,0 \text{ N / mm}^2$  bereits eine ausreichende Druckspannungsreserve, um Risse zu vermeiden, oder in ihren Auswirkungen zu begrenzen.

Die vorhandene Normalkraft liefert eine gleichmäßige Druckspannung, welche von einer zentrischen Beanspruchung vorgängig aufgebracht werden muss.



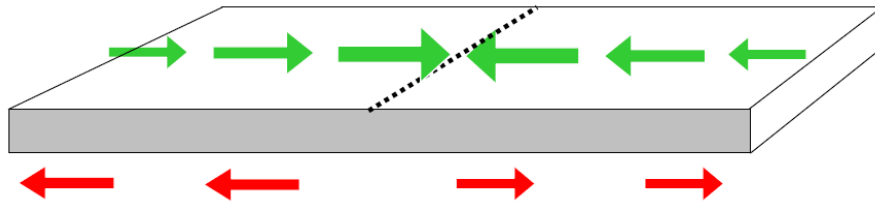
*Abb.3.2 Vorgespannte Bodenplatte [12]*

- Spannkraftverluste infolge Interaktion der Bodenplatte mit dem Baugrund

Werden Bodenplatten vorgespannt, so geht ein Teil der Vorspannkraft durch die Interaktion mit dem Baugrund verloren. Die Bodenplatte will sich aufgrund der



aufgebrachten Vorspannung verkürzen. Je mehr diese Verformung behindert wird umso geringer ist die Ausnutzung der Vorspannung. Betrachtet man den Grenzfall, dass die Bodenplatte mit dem Untergrund starr verbunden ist, so würde nicht die Bodenplatte selbst vorgespannt werden, sondern der Untergrund. Zur Verringerung dieser Verluste werden nach heutigem Stand der Technik Gleitschichten eingebaut, die diese Verluste je nach Reibung mit dem Untergrund verringern, jedoch nicht vollkommen verhindern können.



*Abb.3.3 Interaktion der Bodenplatte mit dem Baugrund*

### 3.4.2 Lagerung auf Mittelsand und Feinkies

Mittels Scherversuchen nach Casagrande werden im Grundbau Scherkurven verschiedener Böden ermittelt, und so einfache Scherkraft – Verschiebungsfunktionen zur analytischen Behandlung der Sohlreibung definiert (Abb.3.4 und 3.5).

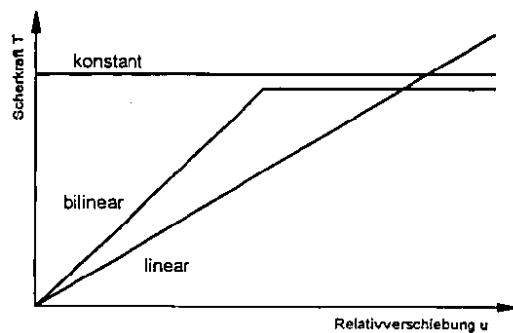


Abb.3.4 Vereinfachte Ansätze der Scherkraft – Verschiebungsfunktionen [1]

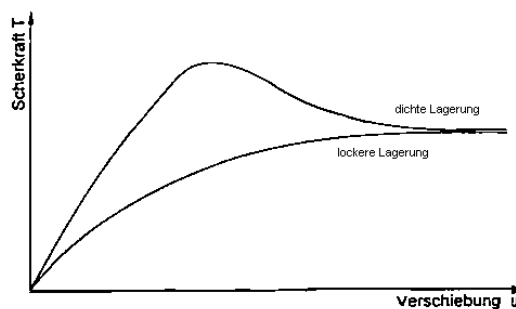


Abb.3.5 Scherkraft – Scherverschiebung im direkten Schergerät [1]

Der bilineare Ansatz führt zu einer Spannungsverteilung wie Abbildung 1.2 in Kapitel 1 zeigt. Ein mit polygonartig definierten Sohlreibungsspannungen entwickelter Ansatz nach Koepke, wurde von Fedderson weiterentwickelt (Abb.3.6), und ermöglicht beliebig versuchstechnisch ermittelte oder anders vorgegebene Scherkraft – Verschiebungskurven rechnerisch, mit erheblichem Rechenaufwand, auf Bodenplatten zu übertragen.

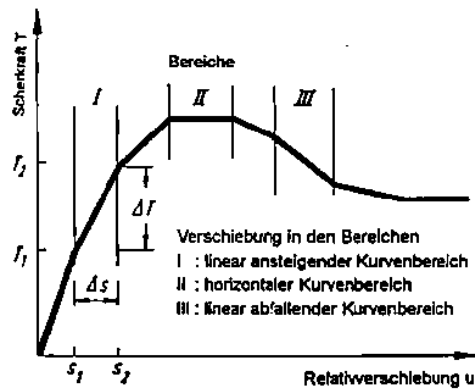


Abb.3.6 Polygonartige Scherkraft – Verschiebungskurve nach Fedderson [1]

Kolb leitete in seiner Arbeit eine einfache Scherspannung – Verschiebungsfunktion her, welche ihr Maximum mit dem Sohlreibungswinkel im Bruchzustand erreicht (Abb. 3.7).

Der Sohlreibungswinkel steigt mit:

- zunehmender Lagerungsdichte D des Bodens
- kleiner werdenden Sohlspannungen  $\sigma_z$  in der Kontaktfläche
- zunehmender relativer Rauigkeit

$$R_R = \frac{\text{Strukturrauigkeit}}{\text{Bodenrauigkeit}}$$

- mit größer werdendem mittlerem Korndurchmesser  $d_{50}$  des Bodens.

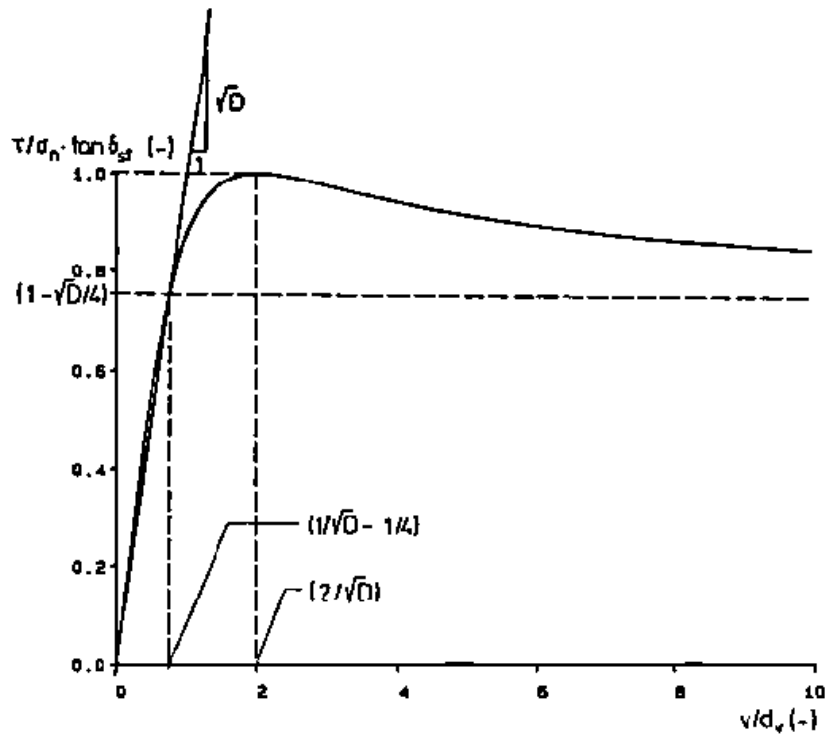


Abb.3.7 Scherspannungs – Verschiebungsfunktion nach Kolb [1]

Bei der Berechnung des Sohlreibungswinkels für Mittelsand bis Feinkies wird folgende Gleichung angegeben [1]:

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

mit

$D_{50}$  mittlerer Korndurchmesser des Bodens in mm

$D_v$  Vergleichsdurchmesser  $D_v = 1$  mm

$R_r$  relative Rauigkeit ( $R_r = 1,0$  rau,  $R_r = 0,1$  glatt)

D Lagerungsdichte

$\sigma_z$  Sohlspannung in der Kontaktfläche in kN / m<sup>2</sup>

$p_a$  100 kN / m<sup>2</sup>

Mit diesen Grundlagen können in der Praxis Reibbeiwerte für auf Sand gelagerte Bodenplatten in Abhängigkeit von der Lagerungsdichte und der Sohlspannung bestimmt werden.

### 3.4.3 Gleitfolien (siehe Kapitel 1.1)

### 3.4.4 Bituminöse Tragschichten

Bituminöse Tragschichten sind eine weitere Möglichkeit, um entstehende Zwangsspannungen gering zu halten. Solche Tragschichten lassen nur geringe Schubspannungen in der Gleitfuge zu. Nach [13] sind die in der Gleitfuge wirkenden Schubspannungen von der vorhandenen Vertikalpressung abhängig, welche eine zwangmindernde Wirkung beeinflussen kann. Bituminöse Tragschichten sind durch ihr viskoelastisches Verhalten in der Lage auch bei großer Vertikalpressung, zwangmindernde Eigenschaften in der Gleitfuge sicherzustellen.

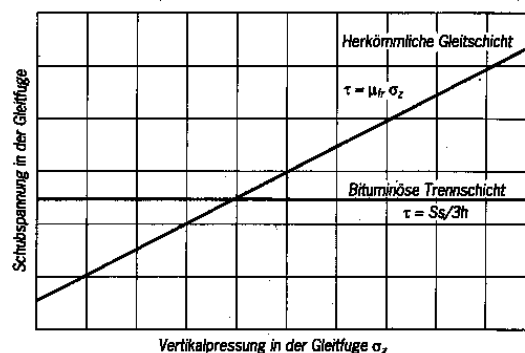


Abb.3.8 Schubspannungen in der Gleitfuge [13]

Grundlage um die Wirkung des Bitumens, als zwangabbauende Trennschicht rechnerisch erfassen zu können ist das Viskositätsgesetz von Newton. Dieses Gesetz besagt, dass sich in einer rein viskosen Flüssigkeit, nicht die gesamte Flüssigkeitsmenge in einem durch eine Kraft erzeugten Fließvorgang, mit selber Geschwindigkeit bewegt.

Eine Bewegung stellt sich durch die Relativverschiebung der verschiedenen Flüssigkeiten untereinander ein. Schubspannungen aus dieser Bewegung wirken der erzeugenden Kraft entgegen. Für die Größe der Schubspannungen gilt bei Newton folgende Beziehung:

$$\tau = \eta \cdot \dot{\gamma}$$

mit  $\eta$  = Viskosität der Flüssigkeit [N/sm<sup>2</sup>] und  $\dot{\gamma}$  = Geschwindigkeitsgradient [s<sup>-1</sup>].

Der Proportionalitätsfaktor  $\eta$  beschreibt eine ausgeprägte temperaturabhängige Materialeigenschaft. Bei zunehmender Belastung verändert sich bei derartigen Flüssigkeiten die Struktur, weshalb eine scheinbare Viskosität  $\dot{\eta}$  verwendet wird. Bei praktischen Berechnungen wird zur Beschreibung des Materialverhaltens von Bitumen anstatt der scheinbaren Viskosität die Bitumensteifigkeit  $S$  als integrale Größe verwendet. Die Beziehung zwischen den beiden lässt sich wie folgt darstellen:

$$\dot{\eta} = S \frac{t}{3} .$$

Die Verwendung einer bestimmten Bitumensorte als Trennschicht ist vom plastischen Arbeitsvermögen bei verschiedenen Temperaturen abhängig. Versuche haben gezeigt, dass die Bitumensteifigkeit bei verschiedenen Temperaturen und unterschiedlichen Bitumen von drei Größen abhängig ist:

- Belastungszeit  $t$  [s],
- Temperatur  $T$  [°C],
- verwendetem Bitumen.

Zur Beschreibung des Materialverhaltens von Bitumen, werden die Ergebnisse aus den verschiedenen Routineuntersuchungen, wie dem Ring – Kugelversuch bzw. dem Brechpunkt nach Fraaß verwendet. Nach [13] wird der Bereich zwischen dem Erweichungspunkt „Ring und Kugel“ und dem Brechpunkt nach Fraaß als Plastizitäts – oder Arbeitsbereich bezeichnet.

- Spannungen aus behinderter Verformungsänderung

Wie bereits erwähnt, setzt sich die Temperaturbeanspruchung einzelner Bauteile aus unterschiedlichen Temperaturen zusammen, wobei sich die zwangmindernde Wirkung auf den konstanten Temperaturteil beschränkt.

Die Bewegung eines Bauteils verläuft auf einen, in der Regel in der Mitte befindlichen Ausdehnungsnulppunkt oder einen konstruktiven Festpunkt (Abb.3.9).

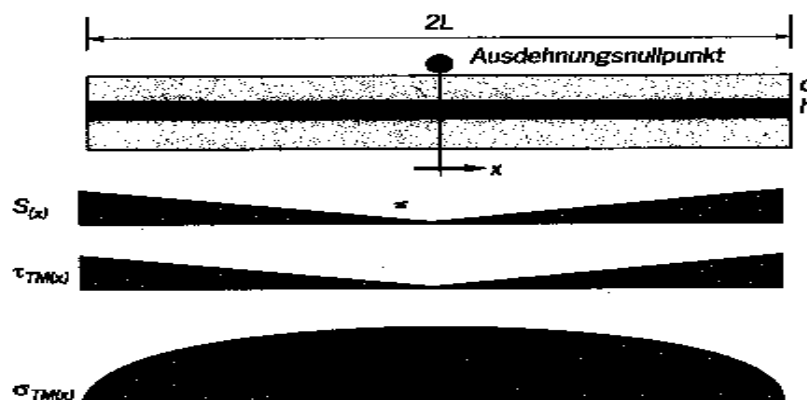


Abb.3.9 Spannungen aus behinderter Längenänderung bei Verwendung bituminöser Trennschichten[13]

In diesem Punkt ist die Verschiebung zwischen dem Bauteil und dem Untergrund gerade Null. Den maximalen Wert, nimmt die Verschiebung am Bauteilrand ein. Durch Integration der Schubspannung über die zugehörige Fläche erhält man die resultierende Normalkraft in Längsrichtung und damit die auftretende Spannung [13]:

$$\sigma_{TM(x)} = \frac{1}{d} \int_L^{L-x} \tau_{TM} dx.$$

Der maximale Wert tritt am Ausdehnungsnullpunkt auf:

$$\max \sigma_{TM} = \frac{\Delta T \cdot \alpha_{TC} \cdot S \cdot L^2}{6 \cdot h \cdot d} .$$

$\Delta T$  und  $\alpha_{TC}$  beschreiben feste Größen welche durch den Temperaturlastfall und das Temperaturverformungsverhalten des Betons definiert sind. Durch die anderen in der Formel stehenden Größen wie S, L, h und d können nach [13] entstehende Zwangsspannungen beeinflusst werden.

- Bitumensteifigkeit T: Bei weichen Bitumen liegen die Spannungen wesentlich unter den Werten für steifere Bitumen, weshalb zur Verkleinerung der Zwangsspannungen weicher Bitumen zur Verwendung kommen sollten.
- Bauteilausdehnung L: An eine Bauteilausdehnung resultiert ein quadratischer Anstieg der Zwangsspannungen.
- Bauteildicke d: Normalkräfte verteilen sich auf eine größere Fläche, woraus eine Spannungsreduktion resultiert.
- Bitumenschichtdicke h: Je größer die Schichtdicke, umso größer ist das Fließvermögen. Schubspannungen werden dadurch geringer, und Zwangsspannungen verkleinern sich.



Um zu vereinfachten Rechenverfahren zu kommen, werden ausgehend von diesen Betrachtungen für verschiedene simulierte oder meßtechnisch belegte Temperaturfälle Vergleichsrechnungen durchgeführt, wobei die Spannungen über Zeitschrittintegration ermittelt wurden. Der Berechnung wird als System eine Betonplatte mit einer Länge von 50 m und einer Dicke von 20 cm zugrunde gelegt. Als Trennschicht werden zwei verschiedene Bitumen und eine Schichtdicke von 5 cm angenommen [13].

Für das steifere Oxidationsbitumen erreichen die Zugspannungen einen Größtwert von  $0,12 \text{ MN/m}^2$  und sind damit sehr gering. Für die Temperaturkurve „Abkühlung bei einem Gewitterregen im Sommer“ ergibt die Spannungsberechnung geringere Werte. Der Größtwert entsteht beim Oxidationsbitumen mit  $0,06 \text{ MN/m}^2$ . Besonders für die Spannungen aus abfließender Hydratationswärme sind die Ergebnisse beachtenswert [13].

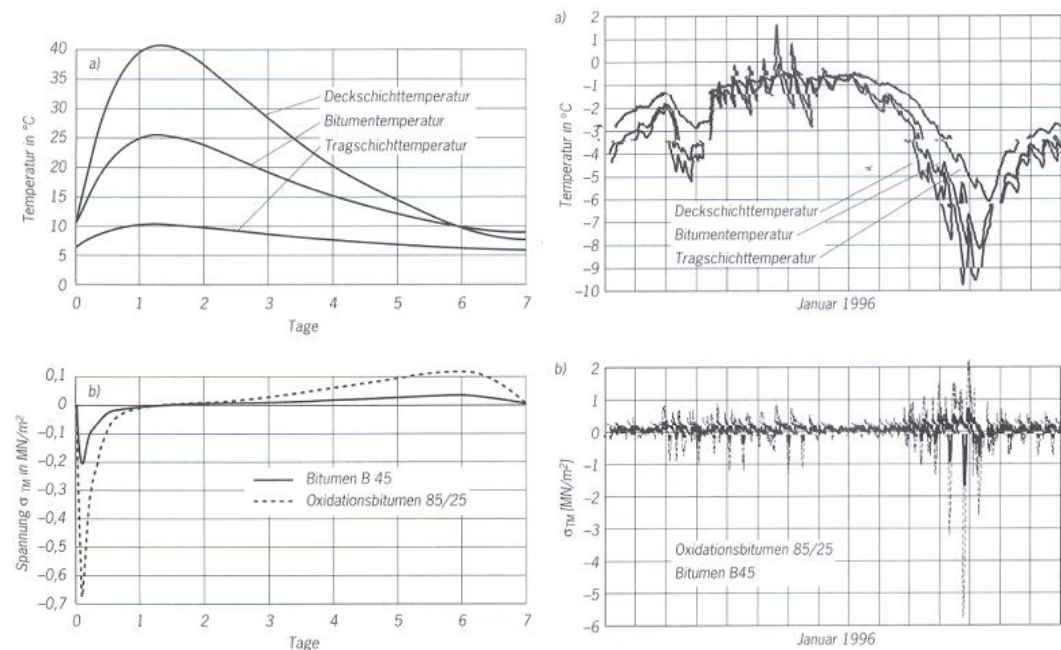


Abb.3.10 Simulierter Temperaturverlauf und berechnete Zwangsspannungen für den Lastfall „Abfließende Hydratationswärme“ (links); Temperaturverlauf und berechnete Zwangsspannungen für Jänner 1996 (rechts) [13]

Maßgebend werden die Temperaturgänge im Winter, da das durch die niedrigen Temperaturen sehr steife Bitumen dann die Längenänderung der Deckschicht spürbar behindert.

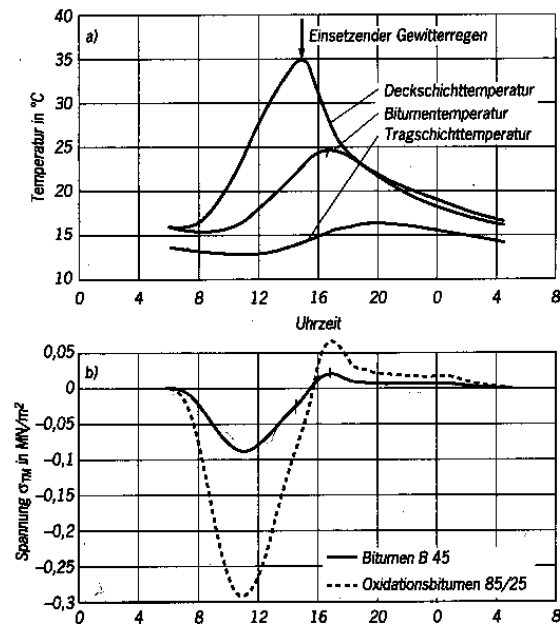


Abb.3.11 Simulierter Temperaturverlauf und berechnete Zwangsspannungen für den Lastfall „Abfließende Hydratationswärme“ [13]

Nach [13] konnten an der TU Braunschweig mit den ermittelten Temperaturkurven für Bodenplatten, ein vereinfachtes Bemessungsverfahren für die Temperaturbeanspruchung auf einen maßgebenden Lastfall „Abkühlung der Bodenplatte im Winter“ reduziert werden.

- Auspressen des Bitumens bei Belastung

Dauerlasten welche konzentriert in den Bauteil eingeleitet werden, können das Bitumen durch den entstehenden Druck nach außen treiben. Der Bauteil verformt sich entsprechend der ausfließenden Bitumenmenge.

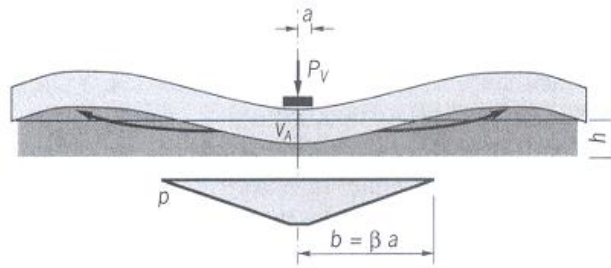


Abb.3.12 Auspressen der Bitumenschicht bei konzentrierten Lasten [13]

Bei langen Standzeiten unter dauernd wirkender Last, kann es zu einem vollständigen Abfließen des Bitumens kommen. Die dadurch entstehenden Spannungen sind bei der Bemessung zu berücksichtigen.

Nach [13] ergibt sich die größte Randzugspannung in einem belasteten Bauteil zu:

$$\sigma_w = \sigma_{w0} \cdot k_p \cdot k_h \cdot k_d \cdot k_E$$

$\sigma_{w0}$  zeitabhängige Grundspannung am Einheitssystem

$k_p$  Lastfaktor

$k_h$  Faktor für die Bitumenschichtdicke

$k_d$  Faktor für die Deckschichtdicke

$k_E$  Faktor für den Elastizitätsmodul der Deckschicht

Bituminöse Trennschichten können bei einer ständigen Außentemperatur von mehr als 0 °C bedenkenlos eingesetzt werden, um so Zwangsspannungen zu verringern. Im Winter werden aber durch die niedrigen Temperaturen und den damit verbundenen hohen Bitumensteifigkeiten keine befriedigenden Wirkungen erzielt. Nach [13] ist eine Kombination von Bitumenschicht und Vorspannung besonders günstig, da die Viskosität des Bitumen sicherstellt, dass sie Vorspannkraft im Bauteil bleibt.

### 3.5 Lösungsansatz für eine neue Gleitlagerung mit Luftpolstern

Der neuartige Lösungsansatz verfolgt die Entkopplung der Bodenplatte vom Untergrund. Herrscht keine Interaktion zwischen der Bodenplatte und dem Untergrund, so können sich keine Zwangsspannungen infolge einer behinderten Verformung einstellen. Weiters würden bei vorgespannten Bodenplatten keine Verluste der Vorspannung durch Reibung der Platte am Untergrund entstehen.

Diese neue Methode der Luftlagerung von Bodenplatten, im Vergleich zu herkömmlichen Gleitlagern wurde anhand von Versuchen an der Technischen Universität Wien untersucht (siehe Kapitel 4).

- Entkoppelung der Bodenplatte

Die Entkopplung wird über die Kompensation des Eigengewichts der Bodenplatte sichergestellt. Wirkt kein Eigengewicht, so gibt es auch keine Normalspannung, was wiederum bedeutet, dass keine Reibung zwischen Bodenplatte und Untergrund entsteht. Gibt es keine Reibung, dann kann sich die Bodenplatte vollkommen frei bewegen und es können keine Zwangsspannungen, zum Beispiel aus abfließender Hydratationswärme, entstehen.

Die Kompensation des Eigengewichts erfolgt mittels Luftdruck. Es wird ein Luftkissen (Gleitlager) bestehend aus:

- Folie (Stärken je nach Anforderungen)
- Bauvlies 4 mm
- Folie (Stärken je nach Anforderungen)

hergestellt. Dieser Aufbau unterscheidet sich somit nicht wesentlich vom Aufbau einer herkömmlichen Gleitlagerung.

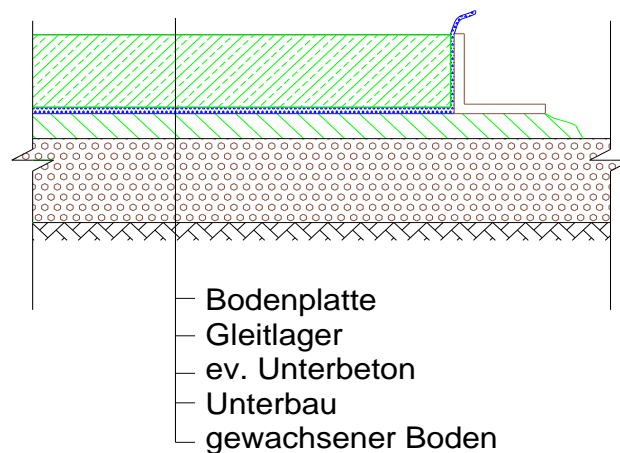


Abb.3.13 Schichtaufbau bei Gleitlagerung mittels Luftpolster

Die untere Lage der Folien wird nun an den Rändern eingeschlagen und mit der oberen Lage verklebt / verschweißt und es entsteht ein Luftkissen unterhalb der Platte. Nach dem Betonieren wird ein Innendruck im Luftkissen erzeugt, der das Eigengewicht der Platte kompensiert. Dieser Luftdruck kann nun beliebig lange, zum Beispiel bis zum Ende des Hydratationsprozesses oder bis zum Aufbringen der Vorspannung, aufgebracht werden. Im Anschluss daran kann die Luft wieder abgelassen werden.

Anforderungen an die Folie:

- große Robustheit,
- luftundurchlässig,
- große Zugfestigkeit,
- leichte Verarbeitbarkeit,
- Schweißbarkeit bzw. Verklebbarkeit.

– Luftdruck

Wie schon erwähnt wird der Luftdruck dazu benötigt, das Eigengewicht zu kompensieren. Durch die vollflächige Anordnung des Luftkissens werden nur relativ geringe Innendrucke benötigt.

- 1cm Beton        = 0,25kN/m<sup>2</sup>        = 2,5mbar
- 10cm Beton     = 2,50kN/m<sup>2</sup>        = 25,0mbar
- 30cm Beton     = 7,50kN/m<sup>2</sup>        = 75,0mbar
- 50cm Beton     =12,50kN/m<sup>2</sup>       =125,0mbar

Wie oben ersichtlich ist, ergeben sich selbst bei einer 50cm starken Platte noch immer vergleichsweise geringe Drücke von 125mbar. Durch die geringen Drücke sind diese auch sehr leicht herstellbar und beherrschbar.

– Erzeugung des Luftdruck

Die Erzeugung des Luftdrucks erfolgt mit Hilfe eines Seitenkanalverdichters (Abb.3.14). Dieses Gerät ist dadurch gekennzeichnet, dass es große Luftvolumen, bei geringem Druck, erzeugen kann. Wird der Seitenkanalverdichter nun über einen Schlauch an das Luftkissen angeschlossen, so kann die Luft durch das eingelegte Bauvlies das Luftkissen gleichmäßig durchströmen. Durch die Verteilung der Luft durch das Bauvlies ist auch zu jedem Zeitpunkt die gleiche Größe des Luftdrucks im

gesamten Luftkissen garantiert. Wie sich in den bisherigen Versuchen gezeigt hat, ist ein vollkommen dichtes Luftkissen nicht realistisch. Die entstehenden Leckstellen, zum Beispiel eine undichte Nahtstelle oder eine durchstochene Folie durch das Verlegen der Bewehrung, stellen jedoch kein Problem dar. Befindet sich die Fehlstelle in der Mitte der Platte so kann dort sicherlich keine Luft entweichen, da diese von der darüber befindlichen Betonschicht abgedichtet wird. Fehlstellen an den Plattenrändern, an denen sicherlich Luft entweicht, können durch eine größere Luftmenge des Seitenkanalverdichters kompensiert werden.



*Abb.3.14 Seitenkanalverdichter*

## 4 VERSUCHSDURCHFÜHRUNG

Wie in Kapitel 2 und 3 bereits ausführlich erläutert wurde sind großflächige Bodenplatten dadurch gekennzeichnet, dass zufolge abfließender Hydratationswärme, Schwinden und witterungsbedingten Temperaturänderungen, Zwangsspannungen entstehen und diese, die Gebrauchstauglichkeit und die Dauerhaftigkeit (Rissbildung) beeinträchtigen können.

Eine Entkopplung der Betonplatte vom Untergrund während des Herstellungsprozesses führt zu einer Verminderung der Zwangsspannungen und der damit verbundenen Rissbildung. Geringe Zwangsspannungen bedeuten weniger Risse bzw. rissfreie Konstruktionen. Durch die Gleitlagerungen besteht auch die Möglichkeit den Abstand zwischen den Fugenkonstruktionen zu vergrößern.

Probleme bei den heutigen zur Anwendung kommenden Gleitlagerungen (Gleitfolien, bituminöse Gleitschichten) bestehen darin, dass bereits kleine Unebenheiten im Unterbau solche Gleitlagerungen wirkungslos machen.

Das technische Ziel des Projektes ist es, Luftpolster als Gleitlager zu entwickeln, durch die die Gebrauchstauglichkeit und Dauerhaftigkeit der Betonplatten erhöht wird. In weiterer Folge soll die effektive Nutzung von Vorspannung bei Bodenplatten wesentlich verbessert werden indem Verluste durch Interaktion mit dem Baugrund minimiert werden. Ziel ist es anhand von Langzeitversuchen diese Art der Gleitlagerung zu testen, um Vergleiche zu herkömmlichen Gleitlagern zu erhalten.

### 4.1 Langzeitversuche an Betonbodenplatten

Bei der Versuchsdurchführung soll vor allem die Umsetzbarkeit der Luftgleitlagerung gezeigt werden. Des Weiteren sollen unterschiedliche Lagerungsbedingungen (konventionelle Gleitlagerung – Luftgleitlagerung), unterschiedliche Bewehrungen (unbewehrt – schlaff bewehrt – vorgespannt) und nicht zuletzt unterschiedliche Herstellungsbedingungen (Winterbeton – Sommerbeton) untersucht werden.



Der Standort zur Versuchsdurchführung liegt im 22. Wiener Gemeindebezirk auf dem alten Flugfeld in Wien Aspern.



Abb.4.1 Flugfeld Aspern

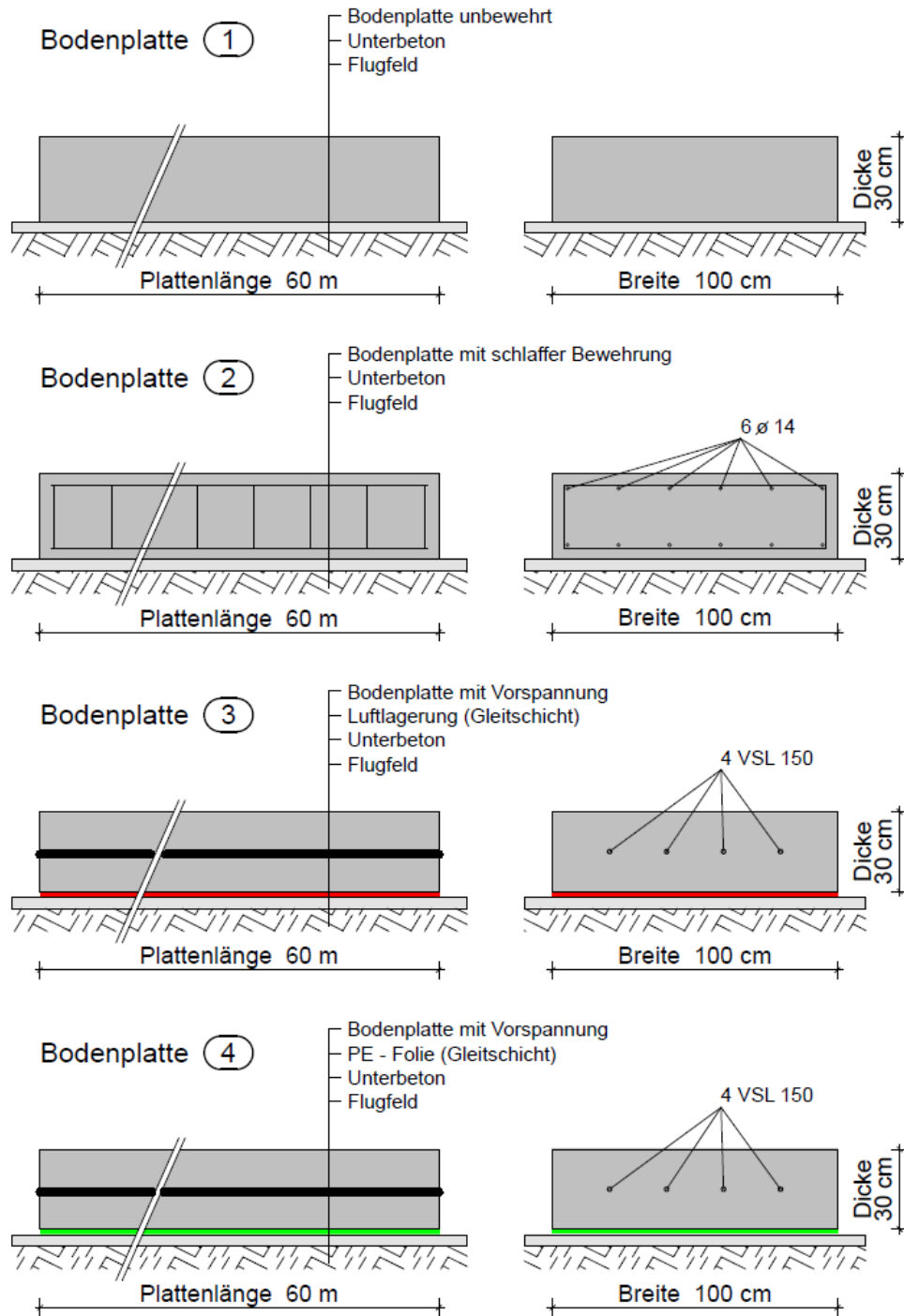


Abb.4.2 Versuchskörper 1 - 4

#### 4.1.1 Die Versuchskörper

Die Abmessungen der 4 Versuchskörper betragen:  $L = 60 \text{ m}$ ,  $B = 1 \text{ m}$ ,  $H = 0,3 \text{ m}$ , und wurden alle in der üblichen Betongüte von C 30/37 hergestellt (Abb.4.2).

- Bodenplatte 1

Der Plattenstreifen 1 wurde unbewehrt und ohne Gleitschicht ausgeführt.

- Bodenplatte 2

Plattenstreifen 2 wurde für den Lastfall Frührissbildung nach EC2 bewehrt. Dieser Lastfall kann zum Beispiel bei Weißen Wannen den maßgebenden Lastfall darstellen. Auch bei diesem Plattenstreifen kam keine Gleitschicht zur Anwendung.

- Bodenplatte 3

Plattenstreifen 3 wurde mit der neuen Technologie der Luftlagerung hergestellt und mit einer Vorspannung (4 Monolitzen zu je  $150 \text{ mm}^2$ ) bewehrt.

- Bodenplatte 4

Plattenstreifen 4 wurde mit einer konventionellen Gleitlagerung (2 Lagen PE-Folie auf Sauberkeitsschicht) nach dem Stand der Technik ausgeführt, und wie Plattenstreifen 3 mit einer Vorspannung (4 Monolitzen zu je  $150 \text{ mm}^2$ ) bewehrt.

#### 4.1.2 Herstellung der Luftkissen für Bodenplatte 3

Bei der verwendenden Folie handelt es sich um eine handelsübliche PVC – Folie oder ein gleichwertiges Produkt. Bei den Versuchen wurde eine PVC – Folie der Firma Sattler AG verwendet. In Abb. 4.3 ist das zugehörige Datenblatt der Folie dargestellt.

Bei dieser Folie handelt es sich um eine Gewebbahn die beidseitig mit PCV beschichtet ist. Diese Folien werden derzeit zum Beispiel als LKW-Planen verwendet. Der große Vorteil dieser Planen liegt in ihrer großen Robustheit und guten Verarbeitbarkeit. Eine derartige Folie wurde schon bei zahlreichen Versuchen des Instituts für Tragkonstruktionen – Betonbau der Technischen Universität Wien verwendet und getestet. PVC – Folien haben auch den großen Vorteil, dass sie sowohl verschweißt als auch verklebt werden können. Im Gegensatz dazu können PE – Folien nur verschweißt werden.

#### **641 POLYPLAN Complan**

PES-1100 dtex –Gewebe, beidseitig PVC-beschichtet, beidseitig lackiert, Oberseite hochglanzgeprägt, schwerentflammbar nach DIN 75 200, UV-stabilisiert ,cadmiumfrei

Grundgewebe base support	DIN 60 001	PES
Garnfeinheit yarn titre	DIN EN ISO 2060	1100 dtex
Bindung weave armure	DIN ISO 9354	L 1:1
Flächengewicht (g/m <sup>2</sup> ) total weight (g/m <sup>2</sup> ) poids total (g/m <sup>2</sup> )	DIN EN ISO 2286-2	670
Höchstzugkraft (N/5cm) tensile strength (N/5cm) résistance à la rupture (N/5cm)	DIN EN ISO 1421	3000/3000
Weiterreißkraft (N) tear resistance (N) résistance à la déchirure amorcée (N)	DIN EN 1875-3 DIN 53 363	220/200 300/300
Haftung (N/5cm) adhesion (N/5cm) adhérence (N/5cm)	DIN EN ISO 2411	110
Kältebeständigkeit cold resistance résistance au froid	DIN EN 1876-1	- 30 °C
Wärmebeständigkeit heat resistance résistance à la chaleur	IVK/Pkt.5	+ 70 °C
Farbechtheit colour fastness solidité des coloris	DIN 54 004 (DIN EN ISO 877)	min. 7
Brennverhalten flame retardancy comportement au feu	DIN 75 200	Brenngeschwindigkeit < 100 mm/min
Einsatzzweck: Use: Utilisation:		LKW-Planen
Hinweis: Änderungen, die dem technischen Fortschritt dienen, behalten wir uns vor. Werte ohne Toleranzangaben sind Nennwerte mit einer Toleranz von ± 5%. Die Angaben entsprechen unserem heutigen Kenntnisstand und sollen ohne Rechtsverbindlichkeit informieren (04/08).		

Abb.4.3 Datenblatt der verwendeten PVC – Folie

Wie Abb. 4.4 zeigt ist es auch ohne Bedenken möglich auf dieser Folie zu arbeiten. Würde man eine herkömmliche PE-Baufolie anstatt der PVC-Folie verwenden, so würde diese sicherlich innerhalb kürzester Zeit vollkommen zerstört sein. Nach dem Abschluss der für eine Bodenplatte notwendigen Arbeiten, wie Verlegen der Bewehrung und Herstellung der seitlichen Abschalung, kann direkt auf das errichtete Luftkissen betoniert werden.



*Abb.4.4 Anwendungsbeispiel: Luftkissen zur Verkrümmung einer Betonplatte*



*Abb.4.5 Herstellung einer Eiskuppel aus einer ebenen Platte mittels Luftdruck*

- Herstellung des Luftkissen für die Versuchsdurchführung

Das Luftkissen besteht aus einer oberen und einer unteren Lage PVC – Folie. Die Folie besteht aus einem Stück und wird in der Mitte umgeschlagen. Zwischen den beiden Lagen der Folie befindet sich ein Streifen Bauvlies, mit etwa der gleichen Breite, welcher an der Innenseite mit Klebeband zur Lagesicherung befestigt ist. Das obere und das untere Ende des Luftkissens werden eingeschlagen und anschließend verklebt oder verschweißt. Die Längsseite des Luftkissens wird ebenfalls verschweißt. An der Oberseite wird noch ein Luftanschluß eingeklebt.

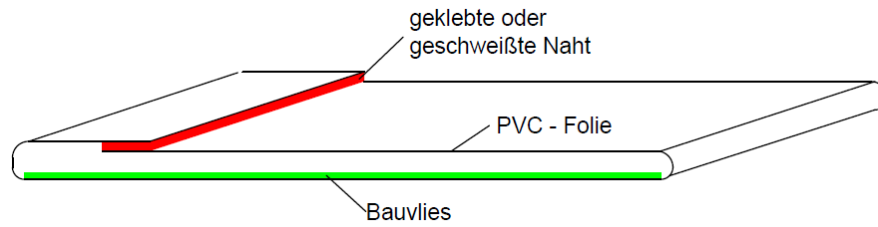


Abb.4.6 Schemenhafter Schnitt durch ein Luftkissen

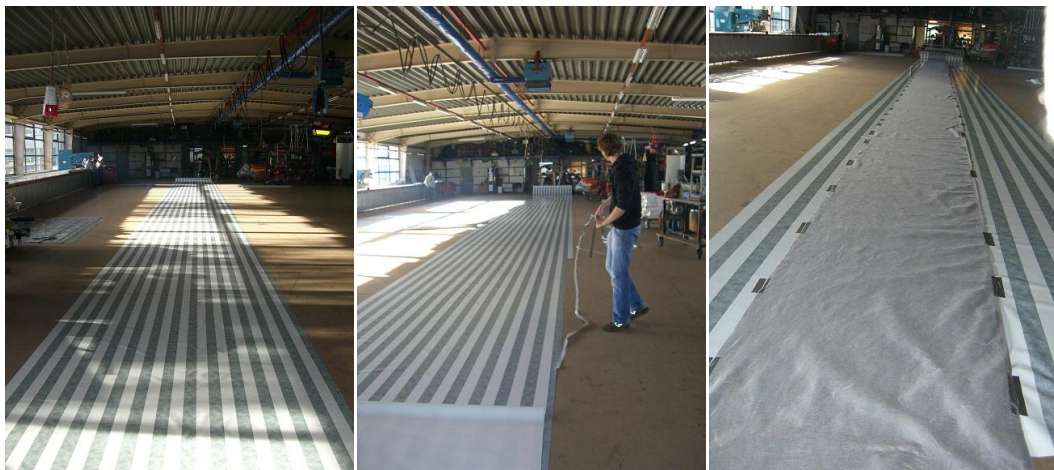


Abb.4.7 Herstellung der Luftkissen

- Herstellung der Luftkissen für den Praxiseinsatz

Bei der praktischen Anwendung werden die Luftkissen direkt auf der Baustelle gefertigt. Folgende Schritte sind bei der Herstellung einzuhalten:

- Ausrollen der unteren Lage
- Verschweißen der einzelnen Lagen mittels Heißluftföhn oder Verkleben der Bahnen
- Ausrollen des Vlieses mit eventueller Lagesicherung (Klebeband)
- Umschlagen des Überstandes an den Plattenrändern
- Ausrollen der zweiten Lage im Randbereich
- Verschweißen bzw. Verkleben der oberen und unteren Lage
- Herstellen der Luftanschlüsse

Bei größeren Platten ist es sinnvoll, mehrere Luftkammern anzuordnen. Dies hat den Vorteil einer leichteren Steuerung, und garantiert eine bessere Gleichmäßigkeit der Luftschicht. Ebenfalls ist es sinnvoll bei großen Platten (z.B. 50 m x 50 m) in der Praxis, herkömmliche PE – Folie (z.B. Stärke 0,2 mm) zu verwenden. Diese Folien sind weniger kostenintensiv als jene die bei der Versuchsdurchführung verwendet wurden. Luft kann durch die Betonüberdeckung nur in den Randbereichen entweichen. Je nach Anwendung kann in den Randbereichen die PE – Folie doppelt verlegt werden, oder es ist auf eine PVC –Folie wie im Versuch zurückzugreifen.

Für die Versuchsdurchführung wurden PVC –Folien verwendet, da durch die geringe Plattenbreite, von einem Meter, ein durchgehender Randbereich vorhanden war, und der außenliegende Wulst für Leckstellen sehr gefährdet war.



### 4.1.3 Herstellung der Versuchskörper

Im Oktober 2008 wurde mit dem Abschieben der Grasnarbe über dem alten Rollfeld begonnen (Abb.4.3). Ende Oktober wurde die Sauberkeitsschicht für alle Plattenstreifen betoniert (Abb.4.4).



Abb.4.3 Abschieben der Grasnarbe

Abb.4.4 Herstellen der Sauberkeitsschicht

- Bodenplatte 1 und 2

Anfang November wurde die Schalung der ersten beiden Plattenstreifen errichtet, und mit dem Verlegen der Bewehrung begonnen (Abb.4.10). Am 11.11.2009 wurden die Plattenstreifen 1 und 2 betoniert (Abb.4.11 und 4.12). Vor dem Betonieren wurden in die beiden Platten noch Temperaturfühler eingebaut. In weiterer Folge wurde die Platte noch mit Messpunkten versehen um Dehnungen und Stauchungen über die Plattenlänge, mit Hilfe eines Setzdehnungsmessers zu erfassen und zu messen.





Abb.4.10 Verlegung der Bewehrung in Bodenplatte 2



Abb.4.11 Betonieren der Bodenplatte 1 und 2



Abb.4.12 Betonieren der Bodenplatte 1 und 2



Abb.4.13 Bodenplatte 1 und 2

– Bodenplatte 3 und 4

Bereits einen Tag nach dem Betonieren der ersten beiden Platten wurde mit dem Ausschalen und dem Umbau für die Plattenstreifen 3 und 4 begonnen. Plattenstreifen 3 wurde mit der neuen Technologie der Luftlagerung, und Plattenstreifen 4 mit einer konventionellen Gleitlagerung (2 Lagen PE – Folie) nach dem Stand der Technik, auf der Sauberkeitsschicht hergestellt (Abb.4.14 u. 4.15). Nach dem Einschalen, wurden in beiden Platten die Monolitzen verlegt (siehe Abb.4.16). Die gesamten Spannarbeiten wurden von der Firma GPS durchgeführt. Beide Plattenstreifen wurden ebenfalls wie die beiden anderen Platten mit der gleichen Messtechnik (Temperaturfühler, Messpunkte für Dehnungsmessung) ausgestattet.



Abb.4.14 Verlegung des Luftkissen und Schalung von Platte 3





Abb.4.15 Konventionelle Gleitlagerung Bodenplatte 4



Abb.4.16 Spannbewehrung in den Bodenplatten 3 und 4

– Luftlagerung

Nach dem Erreichen der maximalen Betontemperatur im Baukörper wurde mit der Luftlagerung begonnen. Die Steuerung des notwendigen Luftdrucks von etwa 67,5 mbar wurde über ein Schlauchwaagensystem (1cm Wassersäule entspricht 1mbar) mit inkludiertem Schwimmer, der wiederum die Drehzahl des Gebläses regelt, sichergestellt. Wie Abb.4.17 zeigt ist für die Steuerung des Luftdrucks keine komplizierte Steuerungstechnik notwendig.

Es soll mit einem Luftdruck gearbeitet werden, der knapp unterhalb des zu kompensierenden Eigengewichtes liegt. Steigt der Luftdruck, so kommt es zu einem Anheben der gesamten Platte. Wie in Abb. 4.18 bis 4.20 zu sehen ist, kam es jedoch zuerst zu einem einseitigen Anheben der Platte. Dies ist dadurch begründet, dass das Luftkissen mit einem seitlichen Überstand ausgebildet wurde. Durch den so entstehenden seitlichen Wulst (Abb. 4.19) und dem Innendruck kommt es zu einer Zugkraft in der Folie, die vom Innendruck und dem sich einstellenden Radius abhängt. Diese Zugkraft bewirkt nun eine zusätzliche abhebende Kraft am Plattenrand. Da der Überstand des Luftkissen nicht vollkommen symmetrisch hergestellt werden kann, kam es durch die so entstehende unterschiedliche Zugkraft zu einem einseitigen Anheben der Platte. Für die baupraktische Ausführung und für die nächsten Versuche ist daher ein Luftkissen ohne Überstand anzustreben. Des Weiteren ist ein Abheben der Platte für die baupraktische Ausführung nicht anzustreben. Es soll vielmehr mit einem Luftdruck gearbeitet werden der knapp darunter liegt.

Es sollte im Versuch gezeigt werden wie einfach diese Luftlagerung funktioniert und dass es mit einem derartigen Luftkissen und einem einfachen Gebläse kein Problem darstellt, eine solche Platte, die immerhin 45 t wiegt, gleichmäßig und schonend anzuheben. Die Platte wurde bis inklusive Vorspannen der Plattenstreifen durchgehend luftgelagert. Hierbei kam es zu keinerlei Komplikationen.



Abb.4.17 Luftdrucksteuerung mittels Schlauchwaage (links) und Gebläse (rechts)



Abb.4.18 Luftlagerung der Betonplatte





Abb.4.19 Luftlagerung kurz vor dem Abheben (links) und abgehobene Platte (rechts)



Abb.4.20 Luftlagerung kurz nach dem Abheben

– Vorspannen der Bodenplatten 3 und 4

Durch die sehr kalten Witterungsbedingungen (bis zu  $-2^{\circ}\text{C}$ ) musste mit dem Vorspannen, auf Grund der langsamen Festigkeitsentwicklung, länger als üblich gewartet werden. Das Vorspannen fand erst neun Tage nach dem Betonieren statt. Der Beton wurde auf  $2\text{N}/\text{mm}^2$  vorgespannt. Abb. 4.21 zeigt die Spannarbeiten. Vor dem Spannen wurden über beide Platten verteilt induktive Wegaufnehmer montiert. Mit diesen induktiven Wegaufnehmern wurden die Stauchungen, aufgrund der aufgebrachten Vorspannung, an unterschiedlichen Stellen gemessen. Dadurch konnte die unterschiedliche Einleitung der Kräfte aufgrund der unterschiedlichen Lagerungsbedingungen gemessen werden und Rückschlüsse auf den Reibungskoeffizienten gezogen werden. Es sei noch erwähnt, dass die reibungsfreie Luftlagerung sehr gut funktioniert. Dies wurde alleine schon dadurch gezeigt, dass geringe Dehnungen, verursacht durch die Sonneneinstrahlung, bei der luftgelagerten Platte bereits gemessen werden konnten.



Abb.4.21 Spannarbeiten



## **4.2 Betonprüfungen**

Bei den in Kapitel 4.1 beschriebenen Versuchskörpern wurden begleitende Messungen zur Bestimmung der Festigkeitsentwicklung und Steifigkeitsermittlung durchgeführt. Dies erfolgte mittels Schalllaufzeitmessung und dem Rückprallhammer nach Schmidt.

Parallel dazu wurde die Vereinigung der Österreichischen Zementindustrie – Forschungsinstitut (VÖZFI) mit der Untersuchung der Betonprüfung an den zwei Betonierterminen am 11.11.2008 und 17.11.2008 beauftragt. Im Rahmen des Projektes wurden von der VÖZFI folgende Untersuchungen durchgeführt:

- Klassische Frischbetonprüfung (Ausbreitmaß, Luftgehalt, Wassergehalt, Frischbetonrohddichte)
- Ermittlung der Festigkeit – und Steifigkeitsentwicklung (Prüftermine 1, 3, 7, 14 u. 28Tage)
- Ermittlung des Schwindens nach Graf – Kaufmann
- Ermittlung des Zugkriechens

Durch die von der VÖZFI durchgeführten Untersuchungen konnten die an den Versuchskörpern ermittelten Werte und Eigenschaften, mit jenen unter Laborbedingungen gemessenen, verglichen werden. Weiter erfolgte auch ein Vergleich mit der Festigkeitsentwicklung nach Eurocode 2.



Abb.4.22 Betontechnologische Untersuchungen der VÖZFI

- Betonzusammensetzung laut Angabe des Betonherstellers [14]

Betonsorte:	C30/37/F45/GK22/B3	Angaben lt. Formblatt 1-1
Größtkorn:	GK22	
Mikroprozessorsteuerung		Ja
Zement CEM II / A-S 42,5 R; LPAG 0989-CPD-0030		320 kg/m <sup>3</sup>
Zusatzstoff: Fluamix C; LPAG Z-1.3.4-03-1572		40 kg/m <sup>3</sup>
Anrechenbarer Bindemittelgehalt		352 kg/m <sup>3</sup>
Gesteinskörnung RKI 0/4 Schönkirchner Kies 1139-CPD-0230/04		712 kg/m <sup>3</sup>
Gesteinskörnung RKI 4/8 Schönkirchner Kies 1139-CPD-0230/04		282 kg/m <sup>3</sup>
Gesteinskörnung RKI 8/16 Schönkirchner Kies 1139-CPD-0230/04		568 kg/m <sup>3</sup>
Gesteinskörnung RKI 16/32 Schönkirchner Kies 1139-CPD-0230/04		214 kg/m <sup>3</sup>
Gesamtwasser		170 kg/m <sup>3</sup>
LP-Mittel: LP 100; Betontechnik 1139-CPD-0008/03		0,80 kg/m <sup>3</sup>
Fließmittel: LZf; Betontechnik 1139-CPD-0008/03		1,28 kg/m <sup>3</sup>
Frischbetonrohddichte lt. Formblatt 1-1		2312 kg/m <sup>3</sup>
Frischbetonrohddichte (Summe der angegebenen Eirwaagen)		2308 kg/m <sup>3</sup>
W/B-Wert		0,48
LP-Gehalt		4,0 %
Konsistenz, Ausbreitmaß bei Erstprüfung		a <sub>10</sub> = 53 cm a <sub>90</sub> = 48 cm
Druckfestigkeit bei Erstprüfung		51 N/mm <sup>2</sup>
Datum der Erstprüfung		24.01.2005

Abb.4.23 Betonzusammensetzung lt. Hersteller [14]

### 4.2.1 Frischbetonprüfung

Der Beton wurde von einem Mitarbeiter der VÖZFI entnommen und die Frischbetonprüfung durchgeführt. Abb.4.24 zeigt das Ergebnis der durchgeführten Frischbetonprüfung.

Betonierdatum	11.11.2008	17.11.2008
Lieferschein Nr.	193714	193989
Wasserzugabe	7:00	7:47
Betonentnahme	07:40	08:20
Lufttemperatur [°C]	6,8	6,0
Betontemperatur [°C]	14,8	14,3
Zementgehalt [kg/m <sup>3</sup> ]	313	-
Zusatzstoffgehalt [kg/m <sup>3</sup> ]	39	-
Anrechenbarer Bindemittelgehalt [kg/m <sup>3</sup> ]	344	-
Frischbetonrohddichte [kg/m <sup>3</sup> ]	2272	2285
Konsistenz, Ausbreitmaß [cm]	49	51
LP-Gehalt [%]	5,8	5,2
Wassergehalt [%]	8,2	7,5
Wassergehalt [l/m <sup>3</sup> ]	187	171
W/B-Wert <sup>9)</sup>	0,53	0,49

Abb.4.24 Ergebnisse der Frischbetonprüfung [14]

### 4.2.2 Ermittlung der Betonfestigkeit und Betonsteifigkeit

Die Ermittlung der jeweiligen Festigkeiten und Rohdichten durch die VÖZFI erfolgte im Labor an Würfeln mit den Abmessungen 15/15/15 cm. Die Ermittlung des jeweiligen Elastizitätsmoduls und Rohdichten erfolgte an Prismen mit den Abmessungen 10/10/36 cm. Die Lagerung erfolgte in beiden Fällen gemäß ÖNORM B 3303. Die Prüftermine waren nach 1, 3, 7, 14 und 28 Tagen. Zusätzlich erfolgte die Messung der Schalllaufzeit zum jeweiligen Prüfalter der Proben.

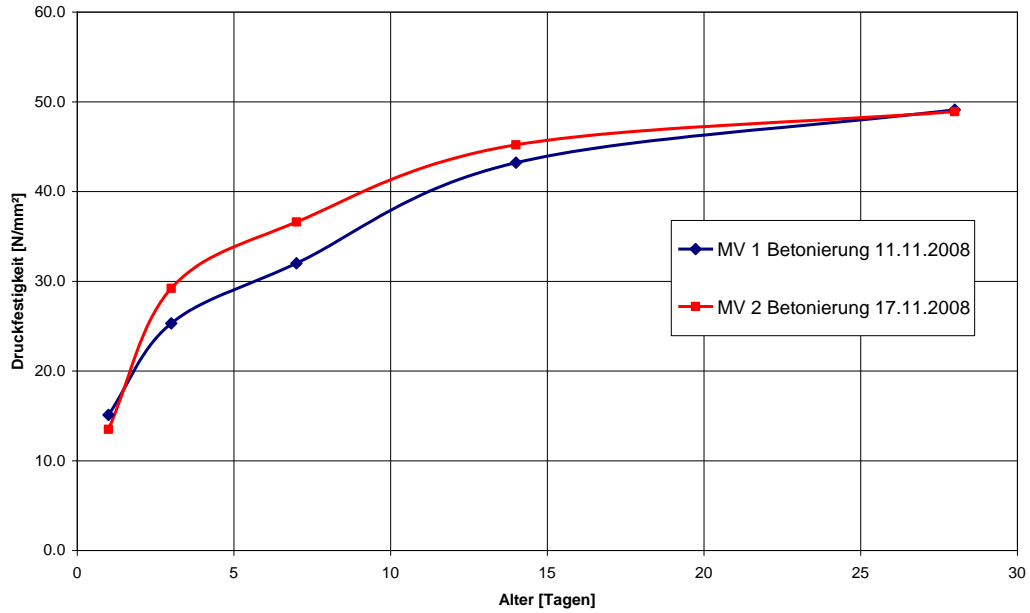


Abb.4.25 Festigkeitsentwicklung der Betonproben im Labor [14]

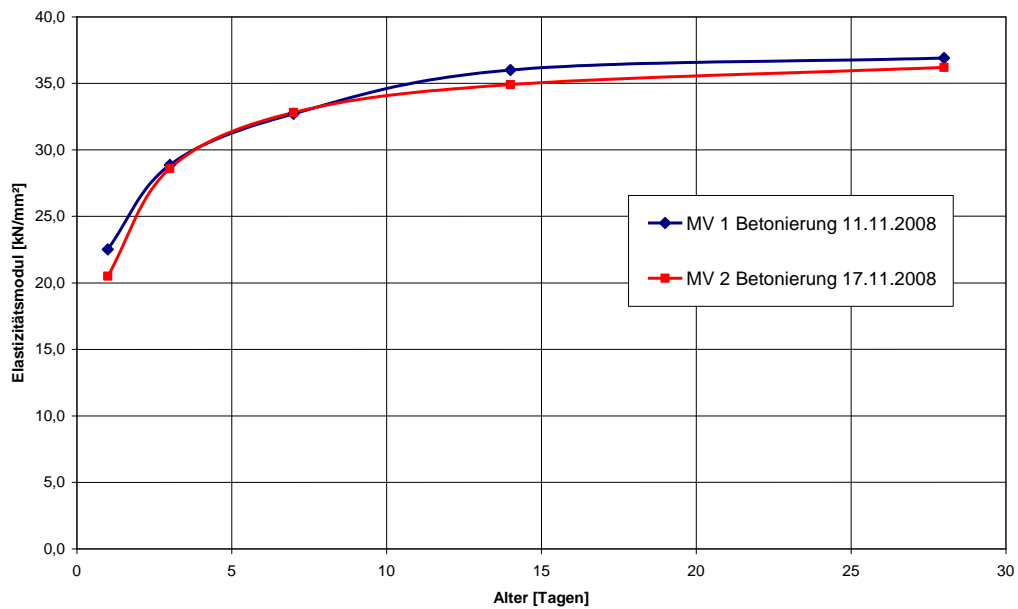


Abb.4.26 Steifigkeitsentwicklung der Betonproben im Labor [14]

Für einen Vergleich mit den Festigkeitswerten nach Eurocode 2, zeigt Abb.4.27 folgende Verhältniswerte:

- $f_{ctm(t)} / f_{ctm(28)}$  Mittelwert der zentrischen Zugfestigkeit am jeweiligen Prüftermin  
Mittelwert der zentrischen Zugfestigkeit nach 28 Tagen
- $E_{cm(t)} / E_{cm(28)}$  Elastizitätsmodul für den Beton zum jeweiligen Prüftermin  
Elastizitätsmodul für den Beton nach 28 Tagen

Der Eurocode 2 unterscheidet hierbei in drei Klassen:

- Klasse N „*normal*“ (Normal abbindender Zement)
- Klasse R „*rapid*“ (Schnell abbindender Zement)
- Klasse S „*slow*“ (Langsam abbindender Zement)

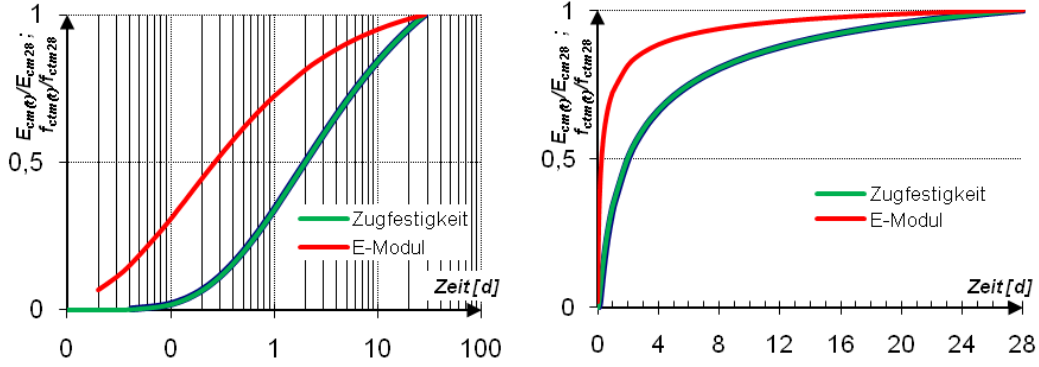
Bei der Versuchsdurchführung handelte es sich um einen Zement der Klasse CEM 42,5 R.

Bei der Ermittlung der Festigkeitswerte mittels Schalllaufzeitmessung wurde an den Versuchskörpern an drei verschiedenen Stellen gemessen. Es wurde jeweils am Plattenanfang, am Plattenende und in Plattenmitte gemessen. Abb.4.28 und 4.29 zeigen einen Vergleich, der an den Versuchskörpern gemessenen Schalllaufzeiten, mit den Schalllaufzeiten der von der VÖZFI an den Probekörpern im Labor gemessenen.

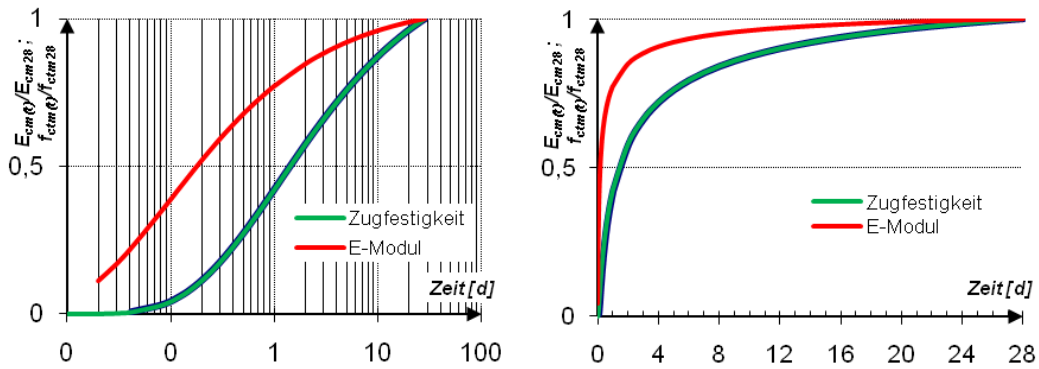
Bei beiden Bodenplatten zeigt sich, dass sich durch die kalten Witterungsbedingungen gegenüber den Probekörpern im Labor, eine wesentlich langsamere Festigkeitsentwicklung einstellt.

Zusätzlich wurde die Festigkeit auch mit dem Rückprallhammer nach Schmidt ermittelt.

Zeitlicher Verlauf der Zugfestigkeit / E – Modul **CEM 42,5 N (Klasse N)**



Zeitlicher Verlauf der Zugfestigkeit / E – Modul **CEM 42,5 N (Klasse R)**



Zeitlicher Verlauf der Zugfestigkeit / E – Modul **CEM 42,5 N (Klasse S)**

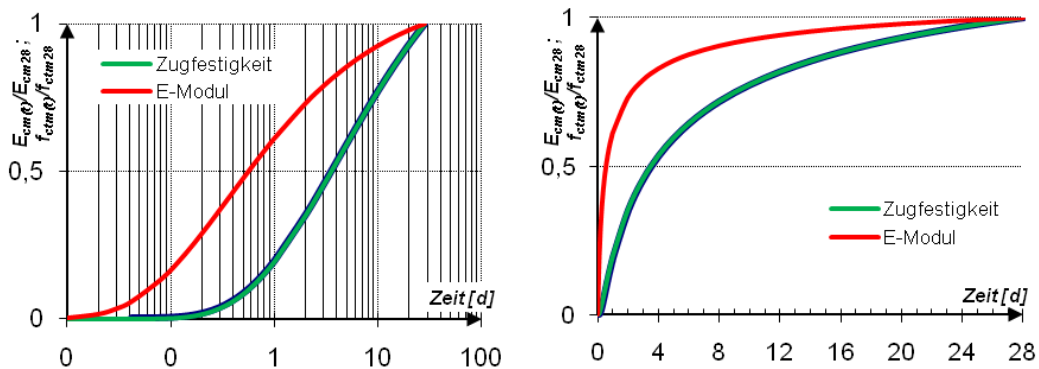


Abb.4.27 Zeitlicher Verlauf der Zugfestigkeit und des E – Moduls nach EC 2 [15]

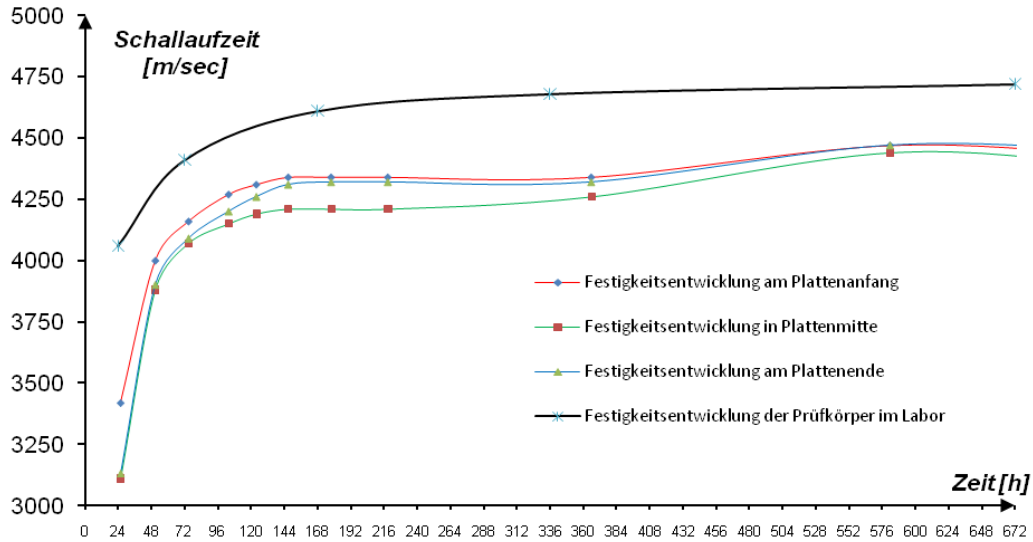


Abb.4.28 Vergleich der Festigkeitsentwicklung in Bodenplatte 1 u. 2 und der Prüfkörper im Labor (Betoniertermin 11.11.2009)

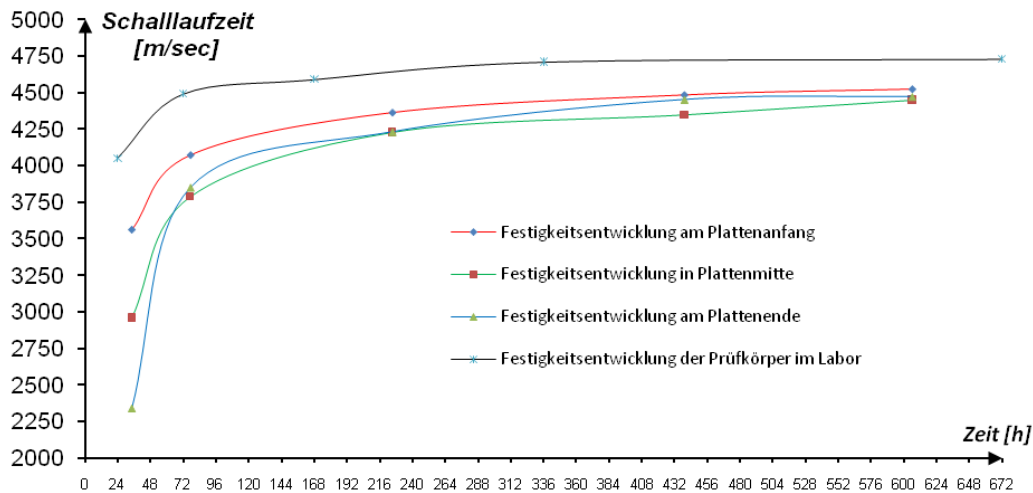


Abb.4.29 Vergleich der Festigkeitsentwicklung in Bodenplatte 3 u. 4 und der Prüfkörper im Labor (Betoniertermin 17.11.2009)

- Vergleich der Festigkeiten nach EC 2, der Prüfkörper der VÖZFI und den Versuchskörpern auf der Baustelle

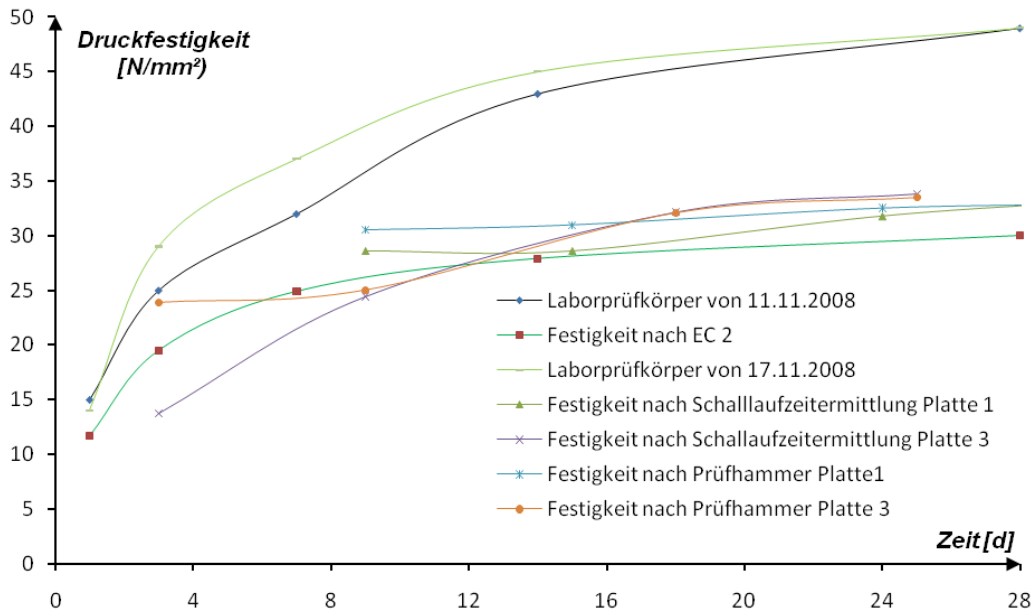


Abb.4.30 Vergleich der ermittelten Festigkeitsentwicklungen

In Abb.4.30 zeigt sich, dass die Betondruckfestigkeit, der unter Laborbedingungen erhärteten Proben ( $f_{ck28} \approx 49 \text{ N/mm}^2$ ), wesentlich über der Festigkeit, der an den Versuchskörpern gemessenen liegt. Dies lässt sich auf die vorherrschenden kalten Witterungsbedingungen im November zurückführen. Im Vergleich mit der zeitlichen Festigkeitsentwicklung nach EC 2, bleibt die Druckfestigkeit der Betonbodenplatte nach 28 Tagen ( $f_{ck28} \approx 32 \text{ N/mm}^2$ ), über dem Wert nach EC 2 ( $f_{ck28} \approx 30 \text{ N/mm}^2$ ).



– Ermittlung des Schwindens und des Zugkriechens

Die Ermittlung des Schwindens und Zugkriechens erfolgte an Mörtelprismen mit den Abmessungen 4/4/16 cm. Aufgrund der Abmessungen der Mörtelprismen war es erforderlich den Beton mit einem Sieb  $d=11$  mm auf der Baustelle abzusieben. Anschließend wurde der abgeseibte Beton in die Probekörperformen eingebracht und verdichtet.

Die Ermittlung des Schwindes erfolgte in Anlehnung an ÖNORM EN 12617-4: 2002 bei Prüfterminen im Alter von 1, 3, 7, 14, 21, 28 und 56 Tagen.

Die Ermittlung des Zugkriechens erfolgte durch die VÖZFI gemäß der von ihnen entworfenen und gebauten „Zugkriechständen“ [14]. Durch die geringe Querschnittsfläche der verwendeten Prismen 4/4/16 cm war es möglich, die erforderlichen Dauerlasten direkt als angehängtes Gewicht aufzubringen.

Gemäß [14] erfolgte die Auswahl der kriecherzeugenden Spannung mit einem Drittel der zu diesem Zeitpunkt vorhanden axialen Zugfestigkeit.

- Die ermittelte Zugfestigkeit im Alter von 1. Tag: im Mittel  $\sim 1,4$  N/mm<sup>2</sup>
- Die ermittelte Druckfestigkeit im Alter von 1. Tag: 15 N/mm<sup>2</sup>

Aufgrund dieser ermittelten Daten erfolgte die Belastung der Prismen mit etwa einem Drittel der Zugfestigkeit im Alter von 1 Tag also etwa  $0,46$  N/mm<sup>2</sup> bzw. 750N (Querschnittsfläche 1600mm<sup>2</sup>).

Die ermittelten Messwerte für Schwinden sowie Schwinden abzüglich Zugkriechen und der errechnete Wert für Zugkriechen sind in Abb.4.31 dargestellt.

Prüfalter Wochen	Schwinden ‰	Schwinden - Zugkriechen ‰	Zugkriechen ‰
0.14	0.00	0.00	0.00
0.29	-0.07	-0.08	-0.01
0.43	-0.17	-0.15	0.02
1.00	-0.36	-0.34	0.02
2.00	-0.47	-0.44	0.02
3.00	-0.51	-0.49	0.02
4.00	-0.53	-0.51	0.02
8.00	-0.57	-0.56	0.01

Abb.4.31 Schwinden und Zugkriechen , Betonierdatum 11.11.2008 [14]

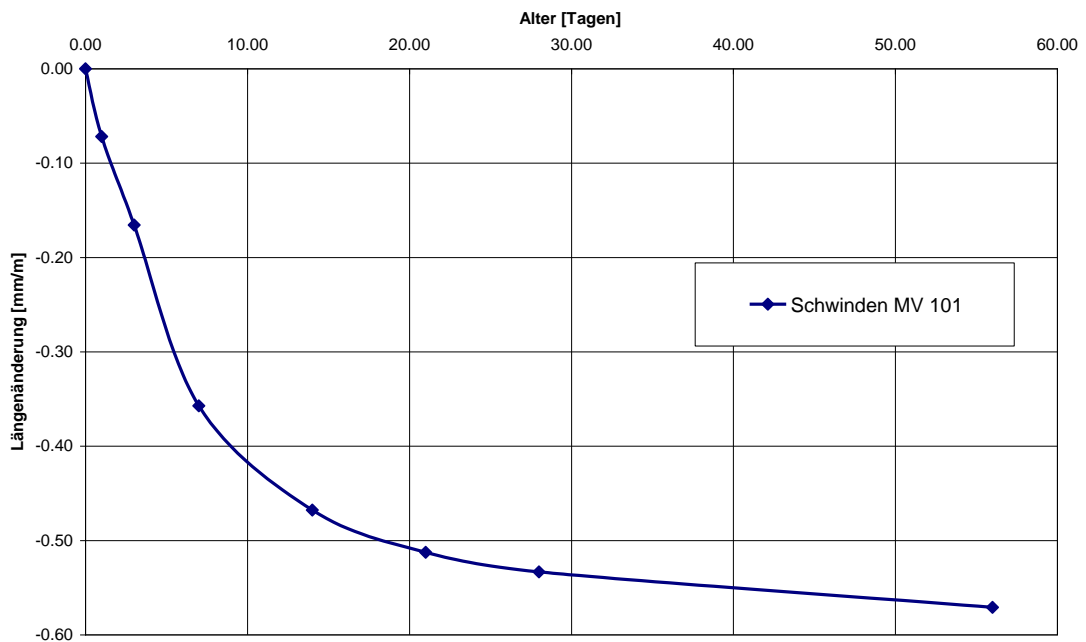


Abb.4.32 Schwinden nach Graf Kaufmann, Betonierdatum 11.11.2008 [14]

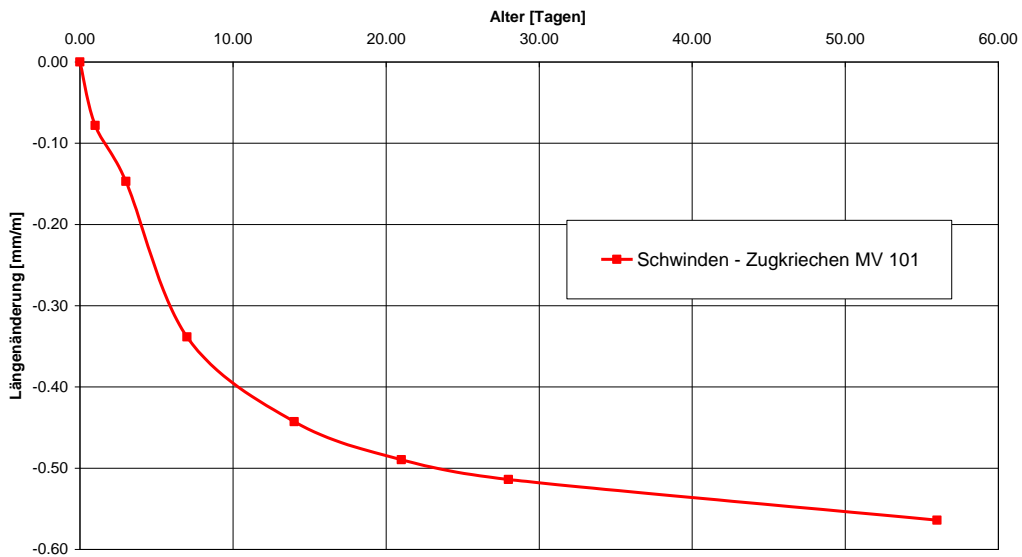


Abb.4.33 Schwinden abzüglich Zugkriechen, Betonierdatum, 11.11.2008 [14]

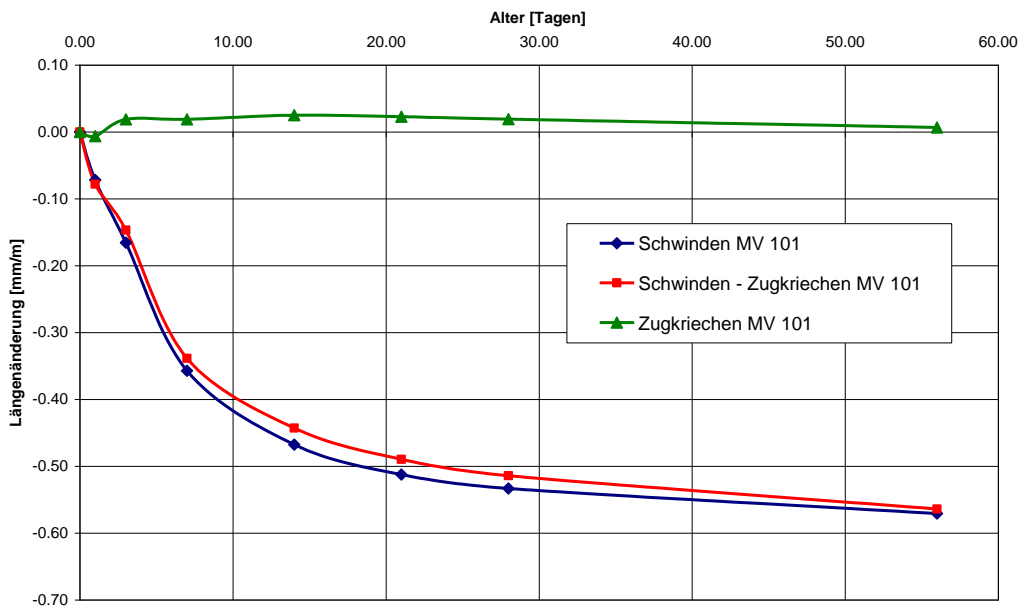


Abb.4.34 Schwinden, Schwinden abzüglich Zugkriechen und das daraus ermittelte Zugkriechen, Betoniertermin 11.11.2008 [14]

### 4.2.3 Temperaturverlauf

Vor Beginn der Betonierarbeiten wurden in die Schalungen der einzelnen Bodenplatten Temperaturfühler eingebaut um während der Versuchsdauer die Temperaturverteilung über die Bauteildicke zu messen. In den Platten 1 bis 3 wurden je fünf Temperaturfühler in unterschiedlicher Position angeordnet (Abb.4.35). Da die Temperaturverläufe der ersten beiden Platten sich weitgehend gleich verhielten wurde in weiterer Folge beim zweiten Betoniertermin nur mehr die Bodenplatte 3 (luftgelagerte Bodenplatte) mit Temperaturfühlern versehen.

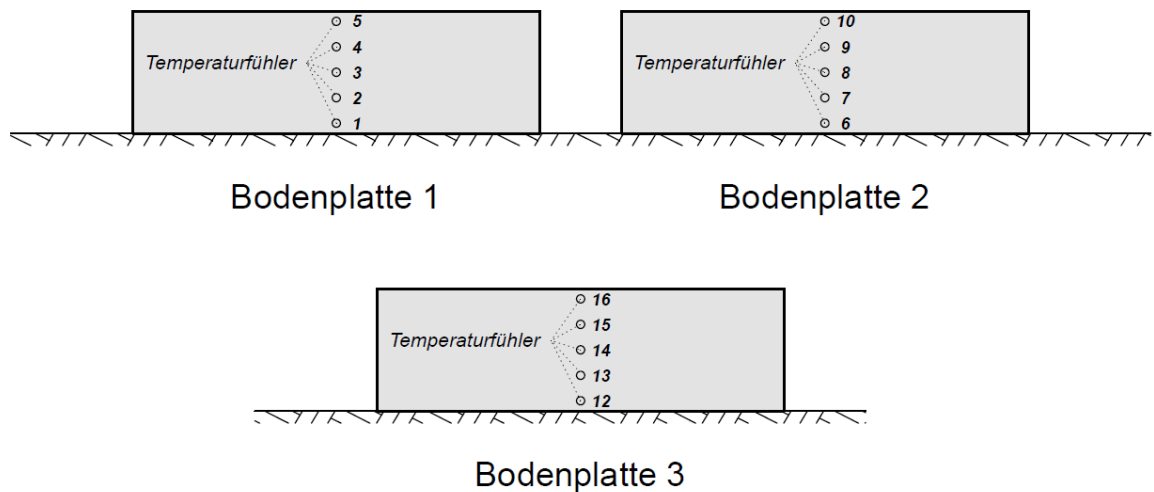


Abb.4.35 Anordnung der Temperaturfühler in der Bodenplatte



Abb.4.36 Einbau der Temperaturfühler in die Schalung der Bodenplatte

Ein weiterer Temperaturfühler am Bauplatz maß die Aussentemperatur. Dieser war in dauernder Schattenlage platziert. Die Messung der Temperatur erfolgte in einem Intervall alle 10 Minuten. Ab dem 09.12.2008 wurden, durch den Ausfall einiger Temperaturfühler, nur noch Temperaturfühler 3, 6, 8, 10, 12, 14 und 16 in den Bodenplatten zur Temperaturmessung verwendet.

An beiden Betonierterminen war die VÖZFI mit der Untersuchung von Bindemittelanaysen sowie mit der rechnerischen Ermittlung der maximalen Bauteiltemperatur gemäß Richtlinie „weiße Wannen“ beauftragt. Damit konnten die auf der Baustelle gemessenen Temperaturen bzw. Temperaturentwicklungen mit den an Prüfkörpern im Labor ermittelten Werten verglichen werden.

#### 4.2.3.1 Hydratationswärmeentwicklung

- Hydratationswärmeentwicklung in den Versuchskörpern

Abb.4.37 zeigt den Temperaturverlauf der Bodenplatten 1, 2 und 3 bis zum 09.12.2008. Der Zeitpunkt 0 entspricht dem Betoniertermin am 11.11.2008. Am 17.11.2008 wurden Bodenplatte 3 und 4 betoniert.

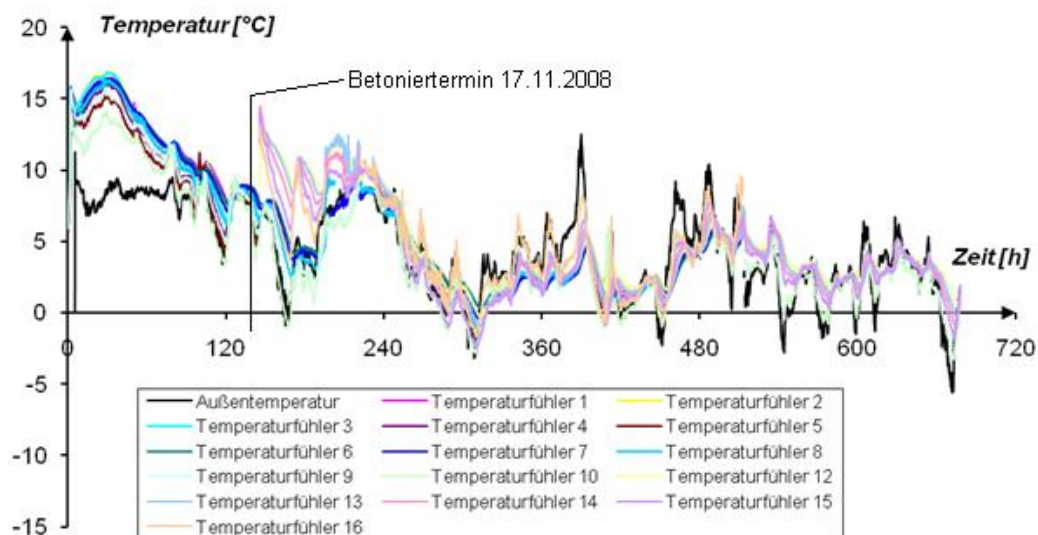


Abb.4.37 Temperaturverlauf der Bodenplatten 1,2 und 3 bis zum 09.12.2008

Durch die sehr niedrigen Außentemperaturen zeigten sich an den beiden Betonierterminen unterschiedliche Hydratationswärmeentwicklungen.

- Hydratationswärmeentwicklung in Bodenplatte 1 und 2

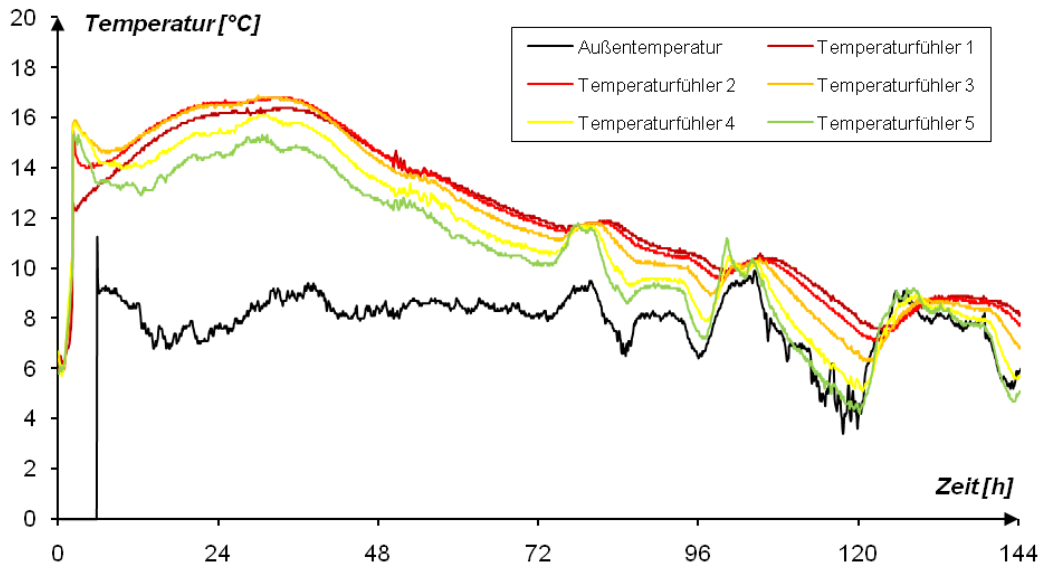


Abb.4.38 Hydratationswärmeentwicklung in Bodenplatte 1 und 2

Nach dem Einbringen des Frischbetons in die Schalung ist ein Abfall der Betontemperatur zu erkennen. Dies lässt sich auf die Außentemperatur zurückführen. Die Außentemperatur lag während der ersten 96 Stunden annähernd konstant bei 7 bis 9 Grad. Nach ungefähr 6 bis 8 Stunden zeigt sich der Beginn der Hydratationswärmeentwicklung. Bei allen Temperaturfühlern ist ein Anstieg der Bauteiltemperatur abzulesen. Nach ungefähr 1,5 Tagen (bei ca. 36 Stunden) stellt sich die maximale Bauteiltemperatur ein, welche bei 17 °C lag. Ab diesem Zeitpunkt zeigt sich bei allen Temperaturfühlern ein konstanter Temperaturabfall, welcher aus dem Vorgang der abfließenden Hydratationswärme entsteht. Die unterschiedlichen Temperaturen der einzelnen Temperaturfühler resultieren aus der unterschiedlichen Lage im Bauteil. Nach 3 Tagen (72 Stunden) zeigt sich bei den Temperaturfühlern 4 und 5 ein kurzer starker Anstieg der Temperatur welcher auf die äußeren Witterungsbedingungen zurückzuführen ist. Durch die Sonneneinstrahlung erwärmt

sich die Bodenplatte in der Nähe der Oberfläche stärker als in Bauteilmitte und an der Unterseite. Ab dem vierten Tag (96 Stunden) stellt sich in der gesamten Bodenplatte annähernd die Außentemperatur ein. Zu diesem Zeitpunkt kann man davon ausgehen, dass der Hydratationsvorgang fast zur Gänze abgeschlossen ist. Die Temperaturverläufe der einzelnen Temperaturfühler verhalten sich ab diesem Zeitpunkt je nach Lage im Bauteil annähernd wie der Verlauf der Außentemperatur.

Die Abbildungen 4.40 bis 4.44 zeigen einen Vergleich der jeweils an der gleichen Position liegenden Temperaturfühler in den Bodenplatten 1 und 2.

Die Temperaturverläufe verhalten sich bis auf die Temperaturfühler 5 und 10 fast ident. Der größere Temperaturunterschied bei den eben genannten Temperaturfühlern lässt sich darauf zurückführen, da sich der Temperaturfühler 10 näher an der Oberfläche befindet.

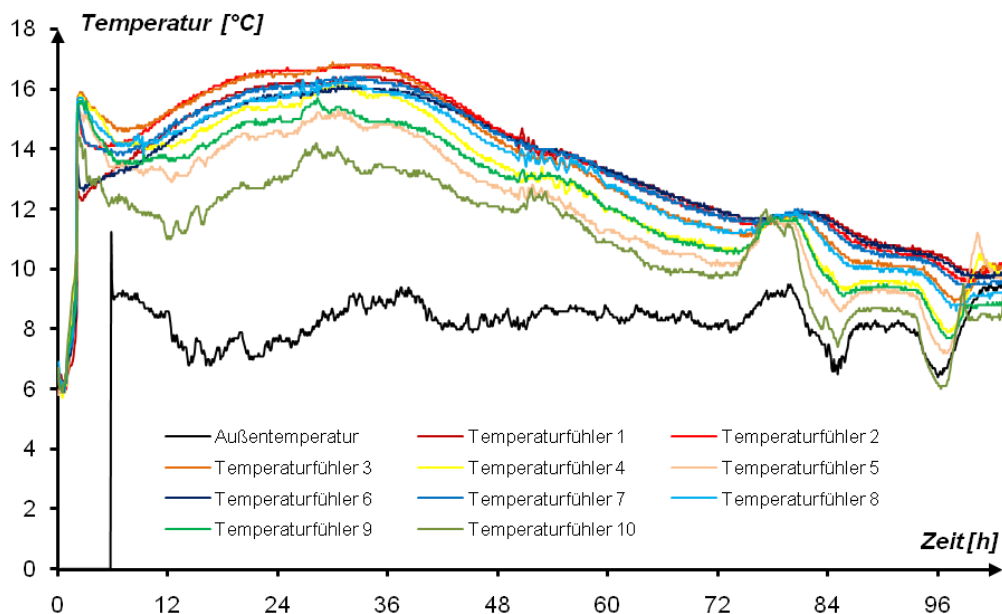


Abb.4.39 Temperaturverlauf in der Bodenplatte 1 und 2 während der Hydratation

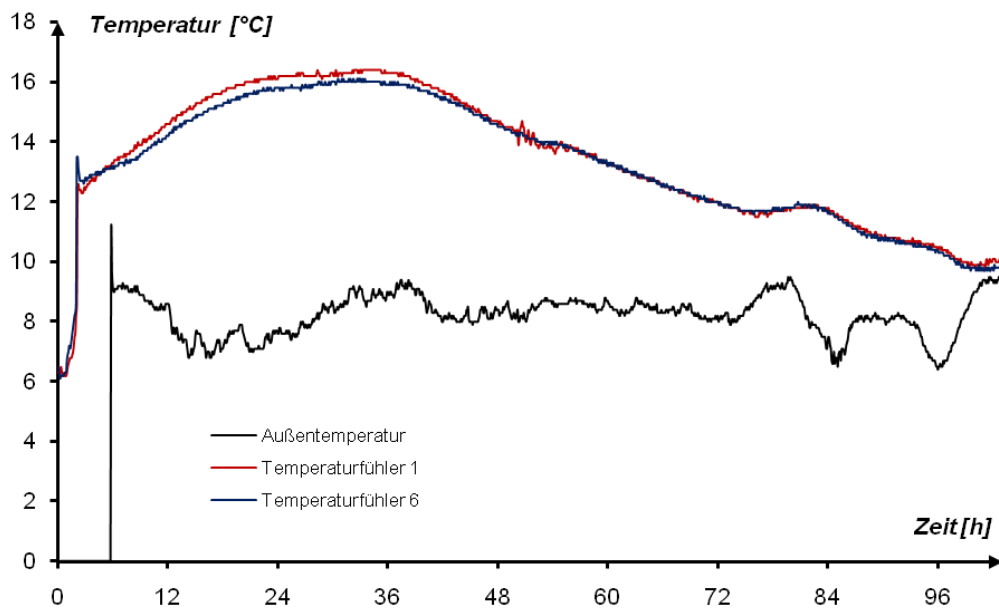


Abb.4.40 Vergleich des Temperaturverlaufs der Temperaturfühler 1 und 6

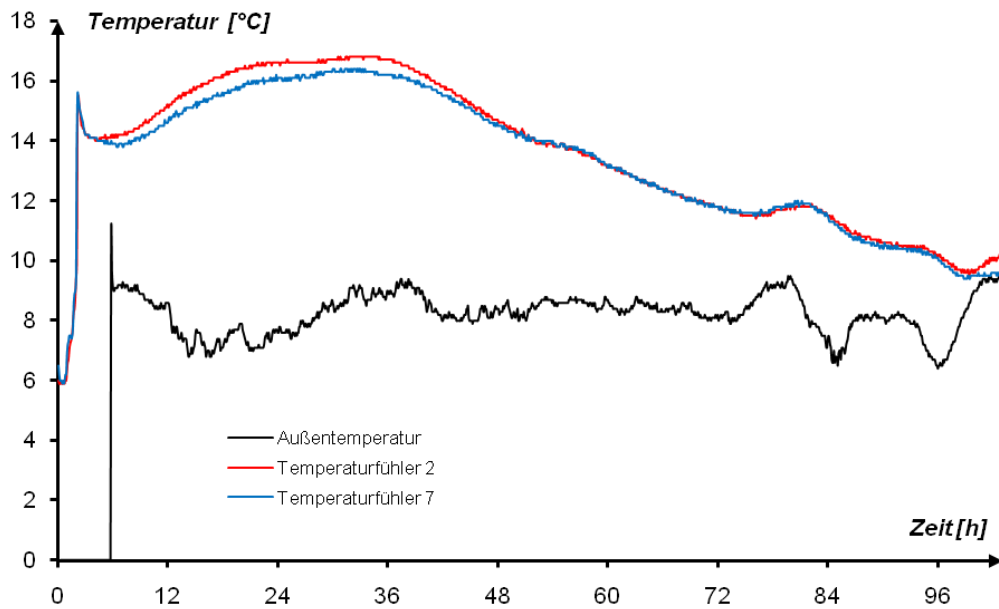


Abb.4.41 Vergleich des Temperaturverlaufs der Temperaturfühler 2 und 7



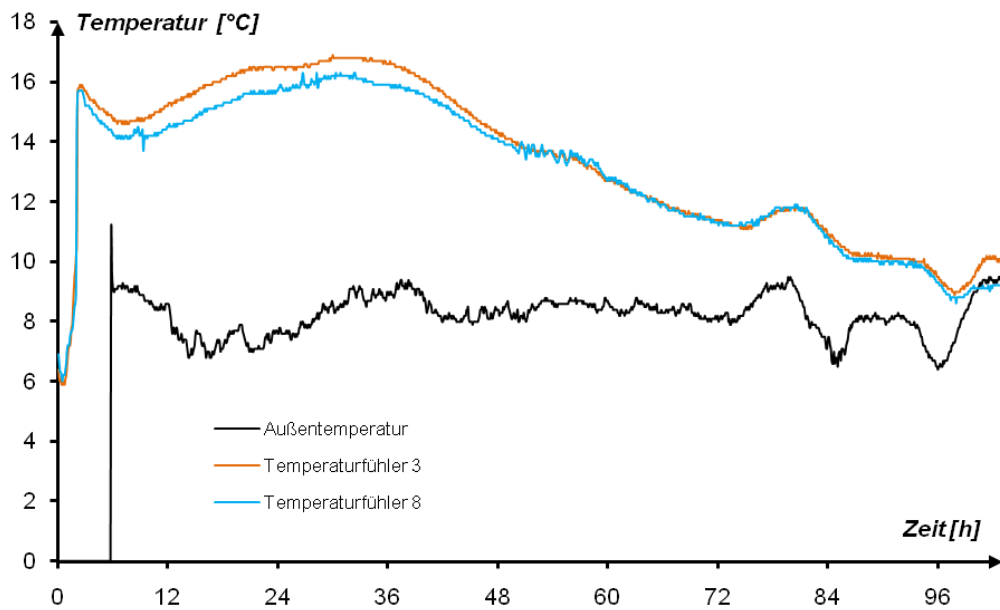


Abb.4.42 Vergleich des Temperaturverlaufs der Temperaturfühler 3 und 8

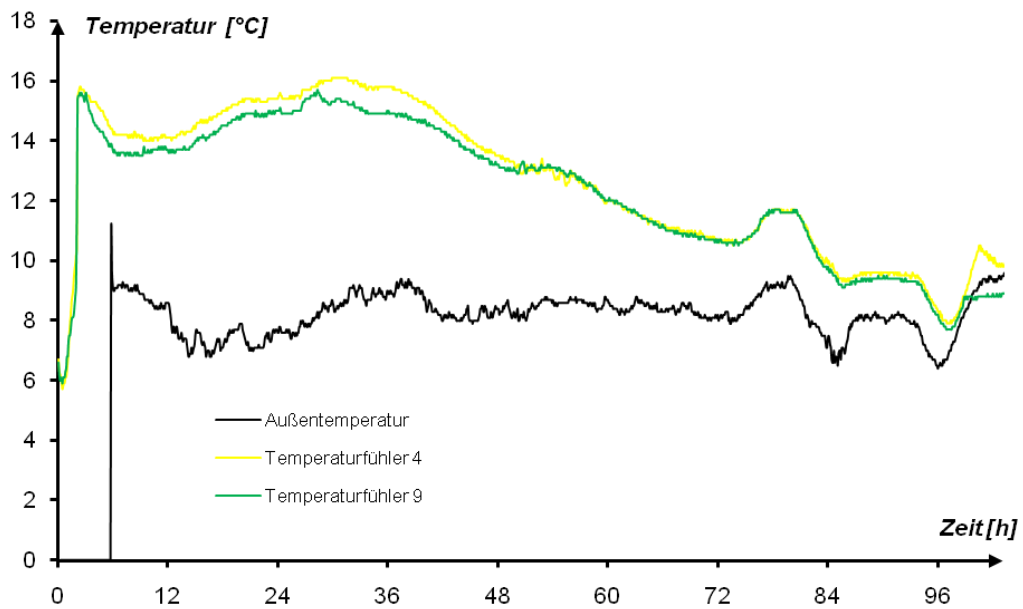


Abb.4.43 Vergleich des Temperaturverlaufs der Temperaturfühler 4 und 9

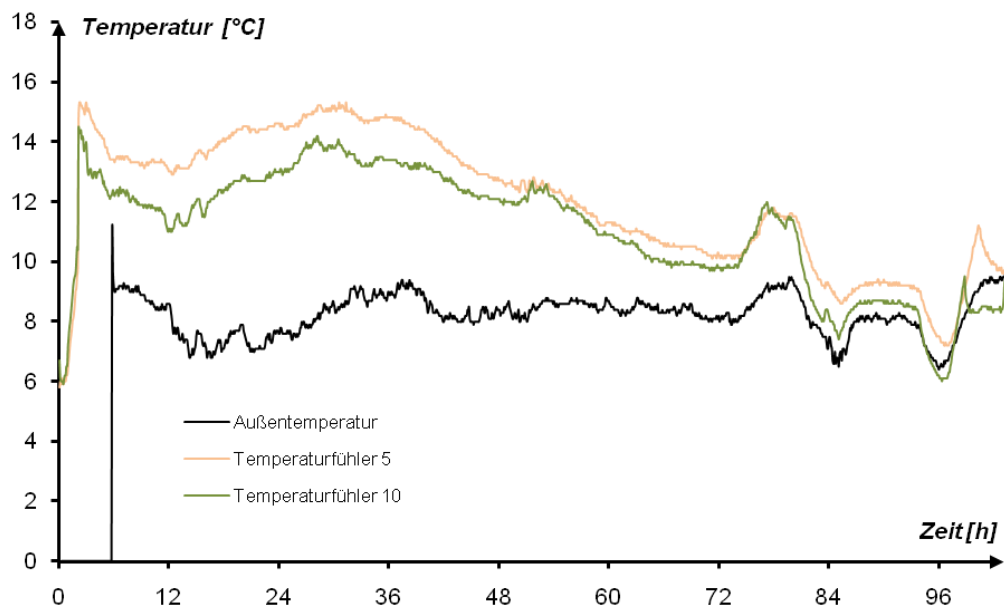


Abb.4.44 Vergleich des Temperaturverlaufs der Temperaturfühler 5 und 10

- Hydratationswärmeentwicklung in Bodenplatte 3

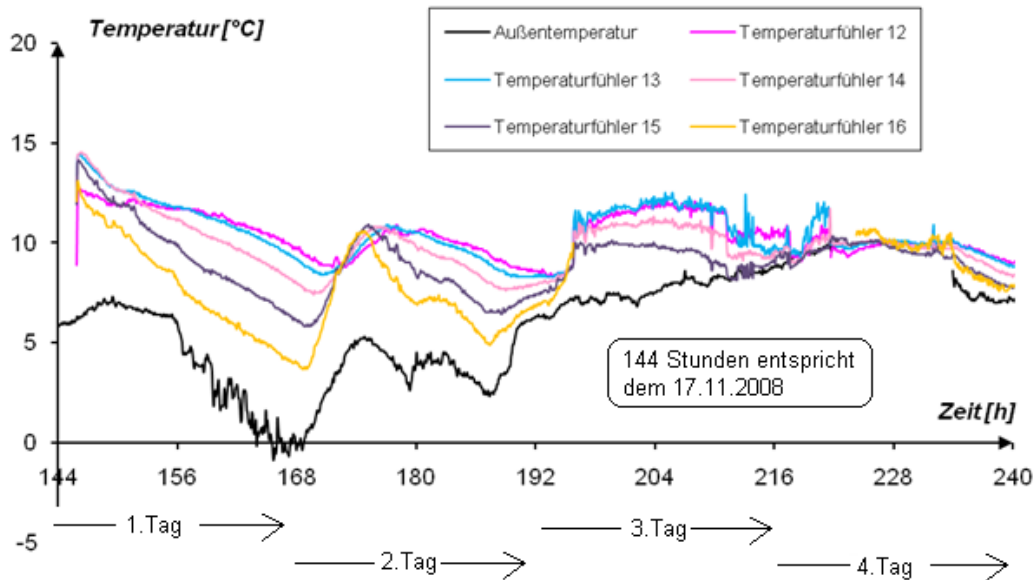


Abb.4.45 Hydratationswärmeentwicklung in Bodenplatte 3 und 4

Im Gegensatz zu Bodenplatte 1 zeigt sich nach dem Einbringen des Frischbetons eine wesentlich längere Phase des Temperaturabfalls. Dies ist auf die sehr tiefen Außentemperaturen zurückzuführen, welche gegenüber dem Betoniertermin vom 11.11.2008 noch weiter gesunken sind, und ca. 24 Stunden nach Betonierbeginn erstmals unter 0 °C fielen. Es setzt zwar wie bei Bodenplatte 1 die Hydratation ein, ein Temperaturanstieg durch Hydratationswärmeentwicklung ist aber nicht zu erkennen, da diese temperaturabhängig ist, und bei Temperaturen unter 5 °C verlangsamt wird. Im Gegensatz zu Bodenplatte 1 ergeben sich auch weitaus größere Temperaturunterschiede über die Bauteildicke (bis zu 5 °C bei 168 h). Während des zweiten Tages zeigt sich das durch den Temperaturanstieg über 5 °C die Hydratation stärker einsetzt, was eine Erhöhung der Bauteiltemperatur durch die Hydratationswärmeentwicklung zufolge hat. In weiterer Folge kommt es bei annähernd gleich bleibender Temperatur knapp unter 5 °C zu einem Abfließen der Hydratationswärme. Während bei Bodenplatte 1 zu diesem Zeitpunkt die höchste Bauteiltemperatur schon erreicht war, stellt sich in Bodenplatte 3 diese erst am dritten Tag ein. Begünstigt durch die Außentemperatur, welche am dritten Tag in

etwa der Temperatur am ersten Betoniertermin entsprach. Auch hier ist zu erkennen, dass durch die Hydratationswärmeentwicklung, die Bauteiltemperatur über den Tagesverlauf fast konstant gehalten wird. Der Abschluss der Hydratation stellt sich aber wie bei Bodenplatte 1 fast zur Gänze am Ende des vierten Tages ein. Die Temperaturverläufe der einzelnen Temperaturfühler verhalten sich ab diesem Zeitpunkt je nach Lage im Bauteil annähernd wie der Verlauf der Außentemperatur.

- Ermittlung der Hydratationswärme durch die VÖZFI

Der zeitliche Verlauf der Hydratationswärme und der zugehörige Temperaturverlauf der beiden Zemente wurde nach Langavant gemäß ÖNORM EN 196-9 bestimmt.

Für die Berechnung der Hydratationswärmeentwicklung wurde gemäß dem der VÖZFI durch den Betonhersteller übermittelten Formblattes 1-1 bzw. 1-2 folgender Zement herangezogen:

- CEM II/A-S 42,5 R Lafarge Perlmooser AG Mannersdorf

Der zeitliche Verlauf des Temperaturanstieges sowie der Hydratationswärme für den verwendeten Zement (Doppelbestimmung) ist in Abbildung 4.46 und 4.47 dargestellt.

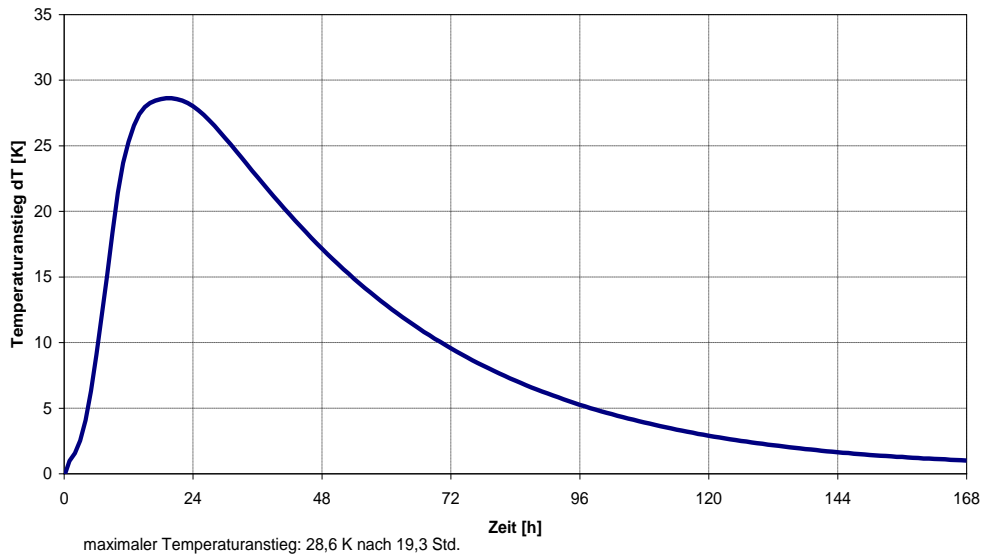


Abb.4.46 Ergebnisse der Langavantversuche: Temperaturentwicklung im Kalorimeter (Mittelwert aus zwei Bestimmungen) [14]

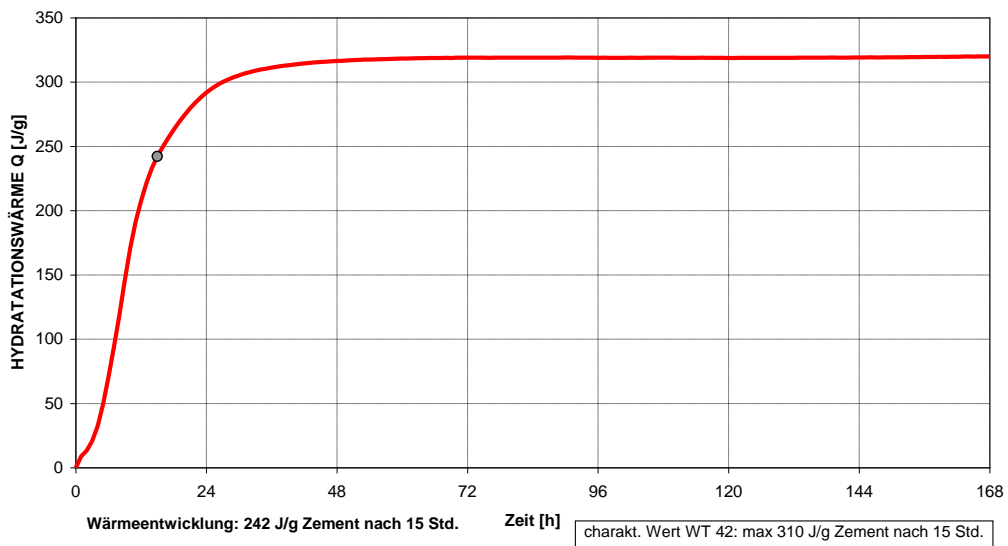


Abb.4.47 Ergebnis der Langavantversuche: zeitliche Entwicklung der Hydrationswärme [14]

- Rechnerische Ermittlung der maximalen Bauteiltemperatur gemäß Richtlinie „Weiße Wanne“ durch die VÖZFI

Für die Berechnung wurde folgende Betonrezeptur verwendet:

	Bezeichnung	Menge [kg/m <sup>3</sup> ]
Zement	CEM II/A-S 42,5R	313
Zusatzstoff	Fluamix C	39
Wasser		167

Abb.4.48 Betonrezeptur zur Ermittlung der rechnerischen Ermittlung der max. Bauteiltemperatur [14]

Der zeitliche Verlauf der Hydratationswärme und der zugehörige Temperaturverlauf des verwendeten Zementes wurde nach Langavant gemäß ÖNORM EN 196-9 [2] bestimmt.

Für die Berechnung benötigte Hydratationswärmeentwicklung des untersuchten Bindemittels wurde der Hydratationswärmeverlauf von CEM II/A-S 42,5R unter der Annahme, dass Fluamix C keinen Beitrag zur Hydratationswärme liefert verwendet [14].

Das Berechnungsmodell inklusive verwendeter Randbedingungen und Materialparameter ist in Abbildung 4.49 dargestellt. Die Berechnung wurde mit einer Temperatur oben  $T_o=5^{\circ}\text{C}$  (langjähriges Temperaturmittel für Wien im November) durchgeführt, die Temperatur unten wurde mit  $T_u=8^{\circ}\text{C}$  gesetzt.

In Abbildung 4.51 sind die zeitlichen Entwicklungen der maximalen Bauteiltemperaturen für beide Berechnungsvariantenvarianten dargestellt.

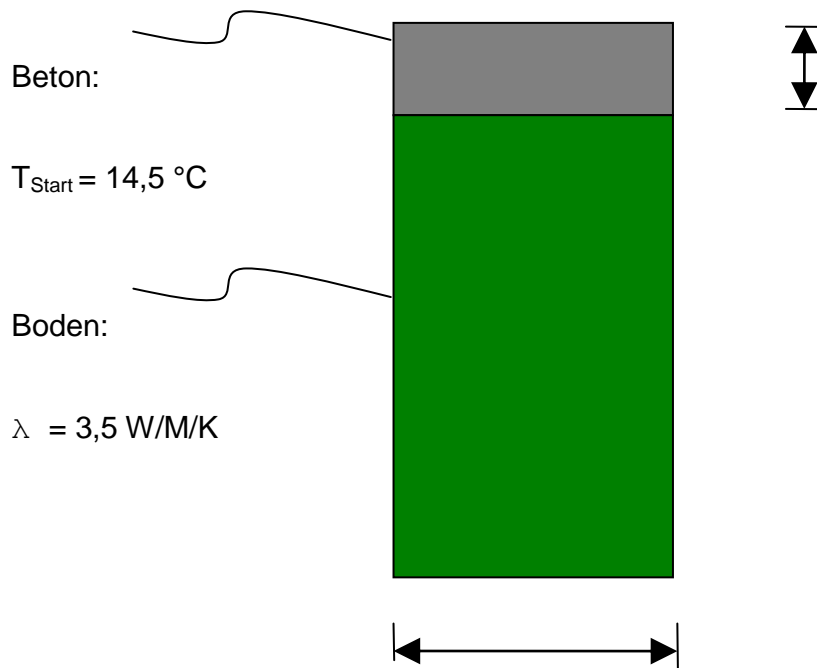


Abb.4.49 Berechnungsmodell zur Ermittlung der max. Bauteiltemperatur [14]

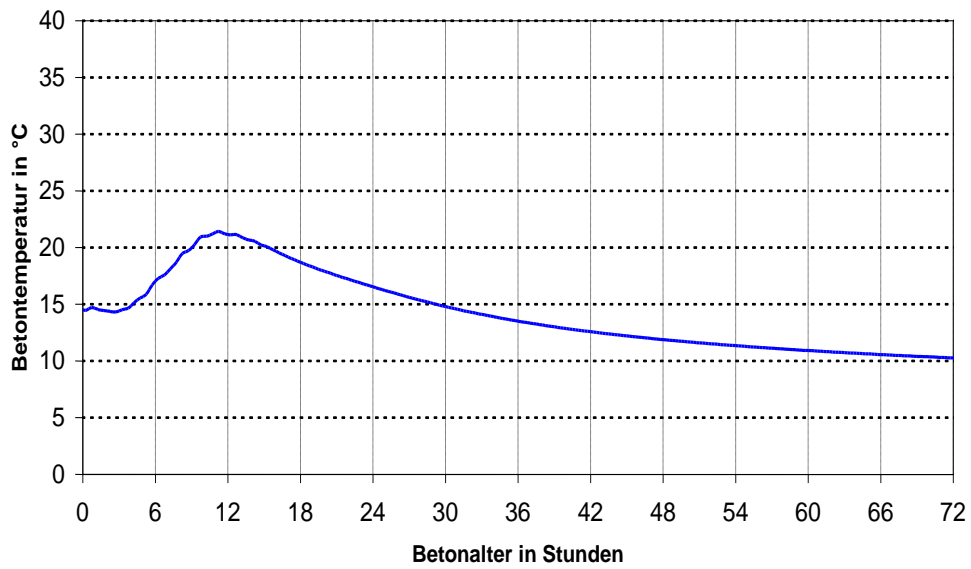


Abb.4.50 Max. Bauteiltemperatur bei rechnerischer Ermittlung [14]

- Vergleich der rechnerisch ermittelten Bauteiltemperatur mit der an den Versuchskörpern gemessenen Bauteiltemperatur

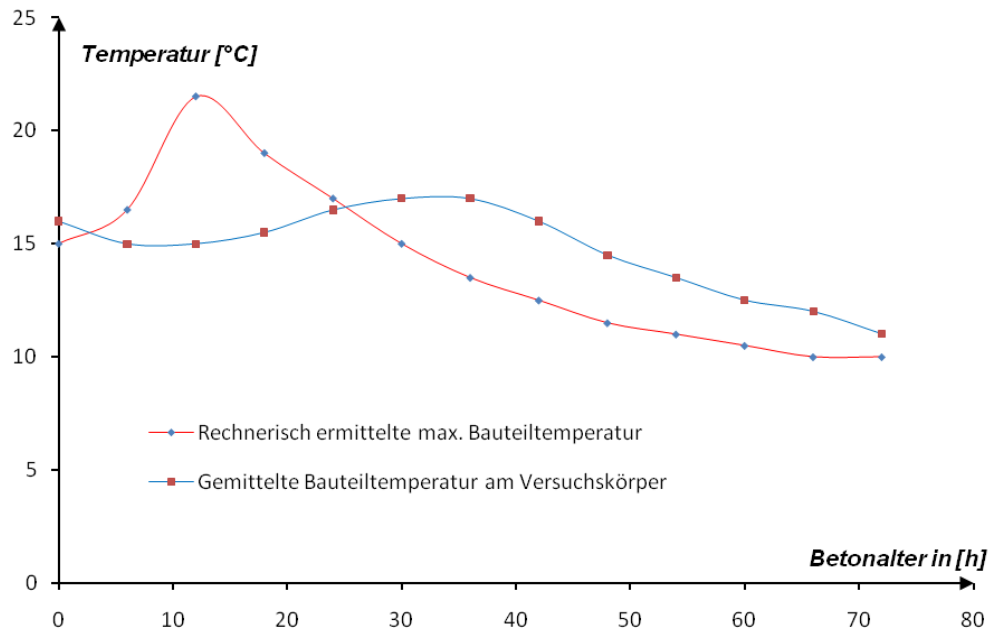


Abb.4.51 Vergleich der rechnerisch ermittelten Bauteiltemperatur mit der am Versuchskörper ermittelten

Bei diesem Vergleich zeigt sich, dass die rechnerisch ermittelte maximale Bauteiltemperatur, trotz den angenommenen Temperaturen von  $T_o = 5 \text{ °C}$  und  $T_u = 8 \text{ °C}$ , weit über der maximalen Bauteiltemperatur am Versuchskörper liegt. Während sich die maximale Bauteiltemperatur laut Berechnung bereits nach 12 Stunden und einem sehr raschen und starken Anstieg der Temperaturkurve einstellt, entwickelt sich maximale Bauteiltemperatur in der Bodenplatte nach einem kontinuierlichen Anstieg erst nach ca. 35 Stunden.



- Temperaturverlauf der Bodenplatten während der gesamten Versuchsdauer

Mit der Temperaturmessung wurde am 11.11.2008 begonnen. Bis zum 09.12.2008 waren in allen drei Versuchskörpern alle Temperaturfühler aktiv. Ab dem 09.12.2008 wurde nur mehr mit den Temperaturfühlern 3, 6, 8, 10, 12, 14 und 16 gemessen.

- Temperaturverlauf in den Bodenplatten von 11.11.2008 bis 09.12.2008

Der Beginn der Temperaturmessung am 11.11.2008, entspricht dem Nullpunkt auf der horizontalen Achse (Zeit [h]). Die folgenden Diagramme zeigen den jeweiligen Temperaturverlauf in der Bodenplatte für die jeweils folgenden 10 Tage.

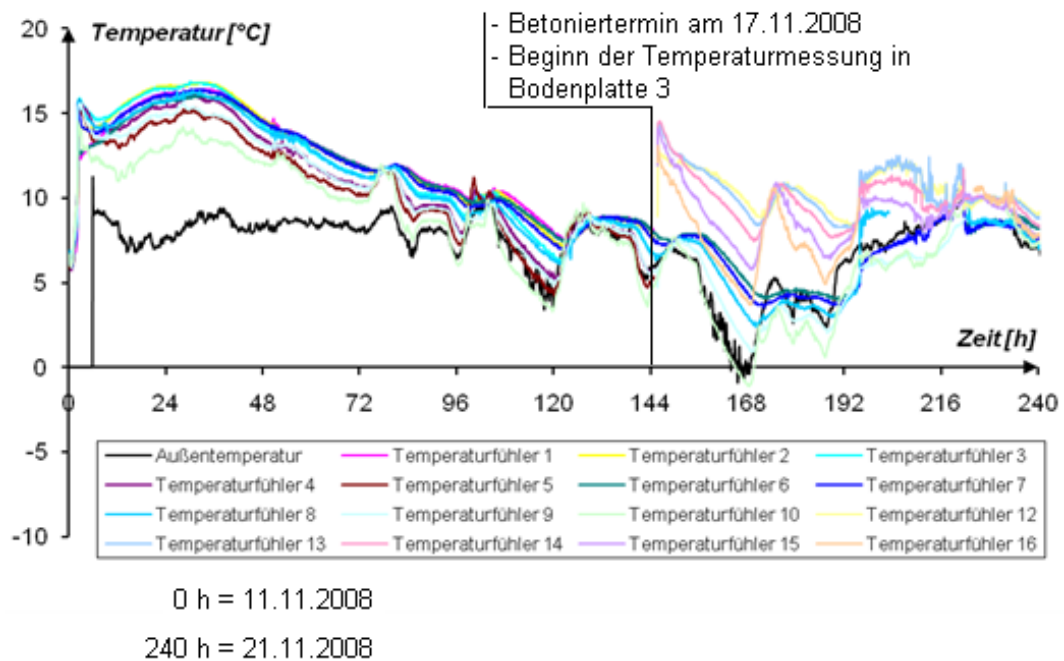


Abb.4.52 Temperaturverlauf in den Bodenplatten 1, 2 u. 3 während der ersten 10 Tage

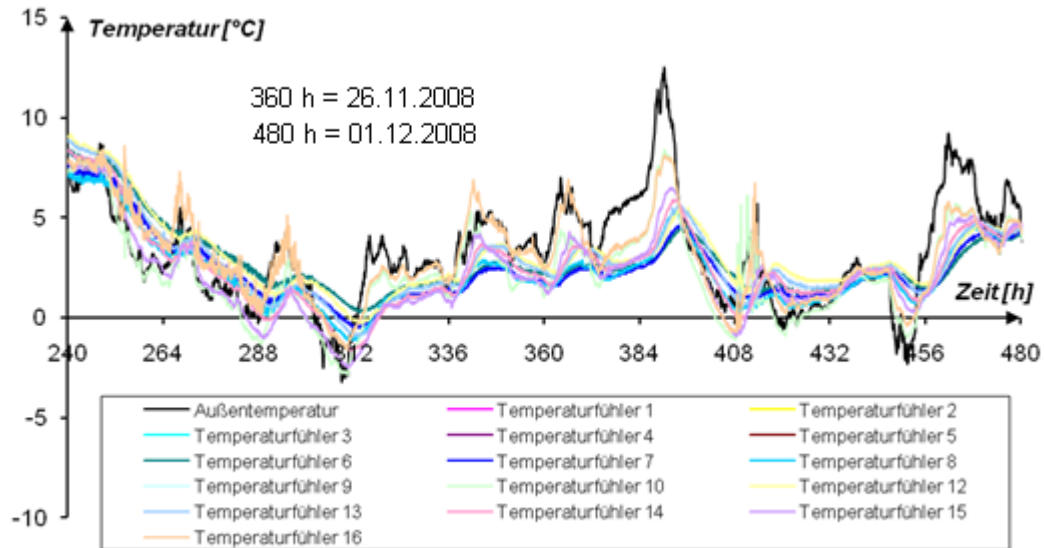


Abb.4.53 Temperaturverlauf in den Bodenplatten von 21.11.2008 bis 01.12.2008

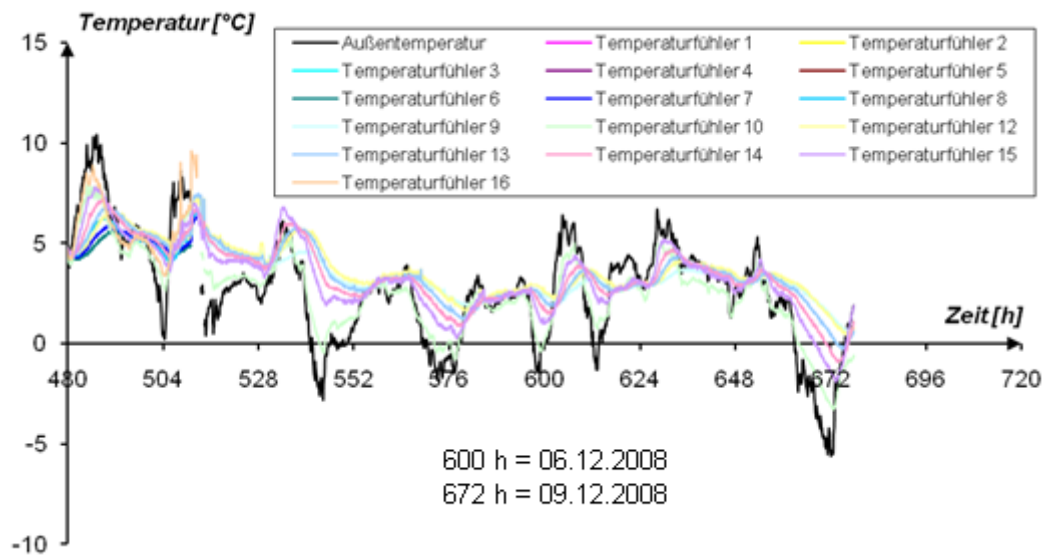


Abb.4.54 Temperaturverlauf in den Bodenplatten von 01.12.2008 bis 09.12.2008

- Temperaturverlauf in den Bodenplatten ab 09.12.2008

Ab dem 09.12.2008 wurden bei der Temperaturmessung in den Bodenplatten nur mehr Temperaturfühler 3, 6, 8, 10, 12, 14 und 16 verwendet. Die folgenden Abbildungen zeigen den Temperaturverlauf in dem jeweiligen Abschnitt der Bodenplatte. Die auf der horizontalen Achse aufgetragene Zeit entspricht folgenden Daten:

Zeit [h]	Datum
720	09.12.2008
1440	08.01.2008
2160	07.02.2008
2880	09.03.2008
3600	08.04.2008
4320	08.05.2008
4560	18.05.2009

Abb.4.55 Zugehöriges Datum zur jeweiligen zeitlichen Entwicklung

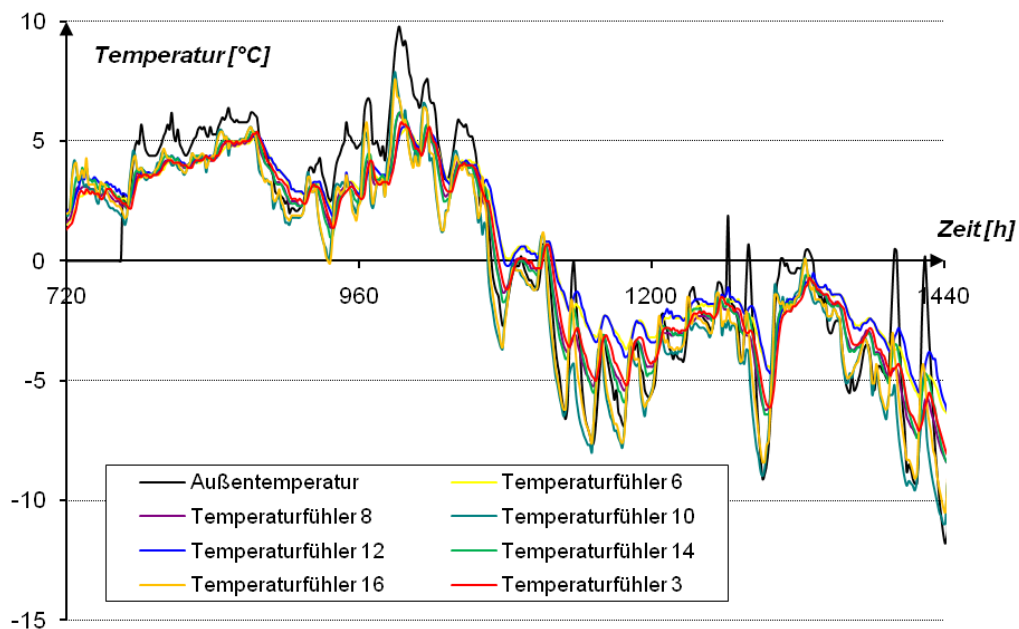


Abb.4.56 Temperaturverlauf in den Bodenplatten von 09.12.2008 bis 08.01.2009

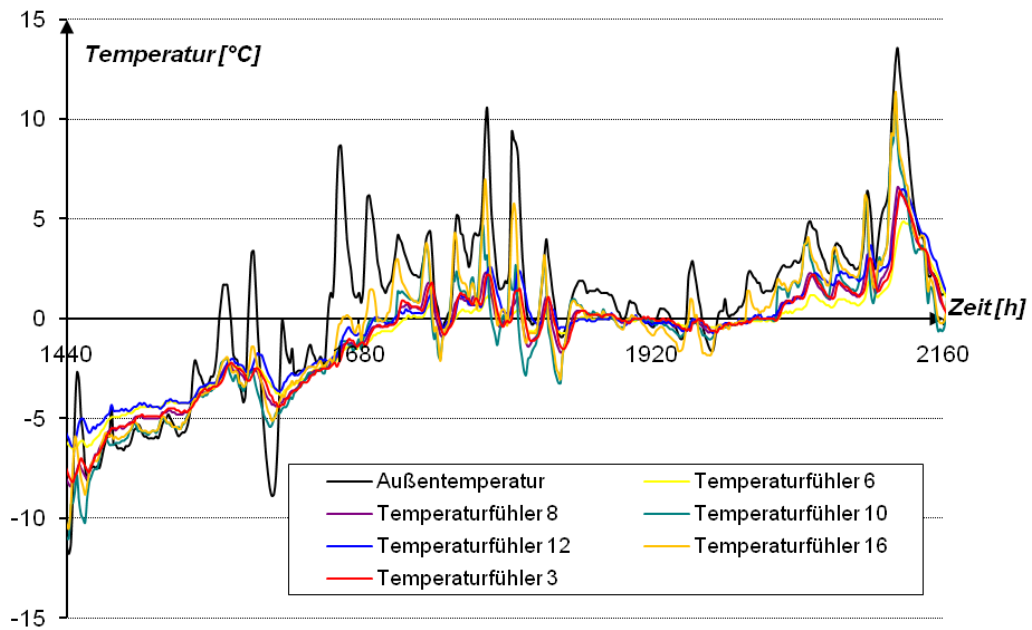


Abb.4.57 Temperaturverlauf in den Bodenplatten von 08.01.2009 bis 07.02.2009

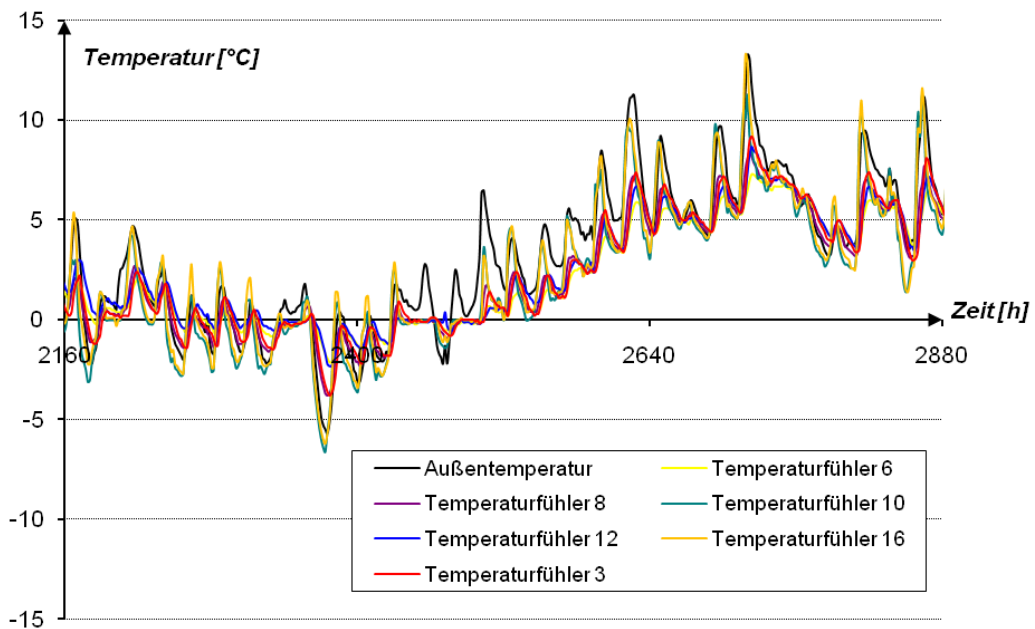


Abb.4.58 Temperaturverlauf in den Bodenplatten von 07.02.2009 bis 09.03.2009

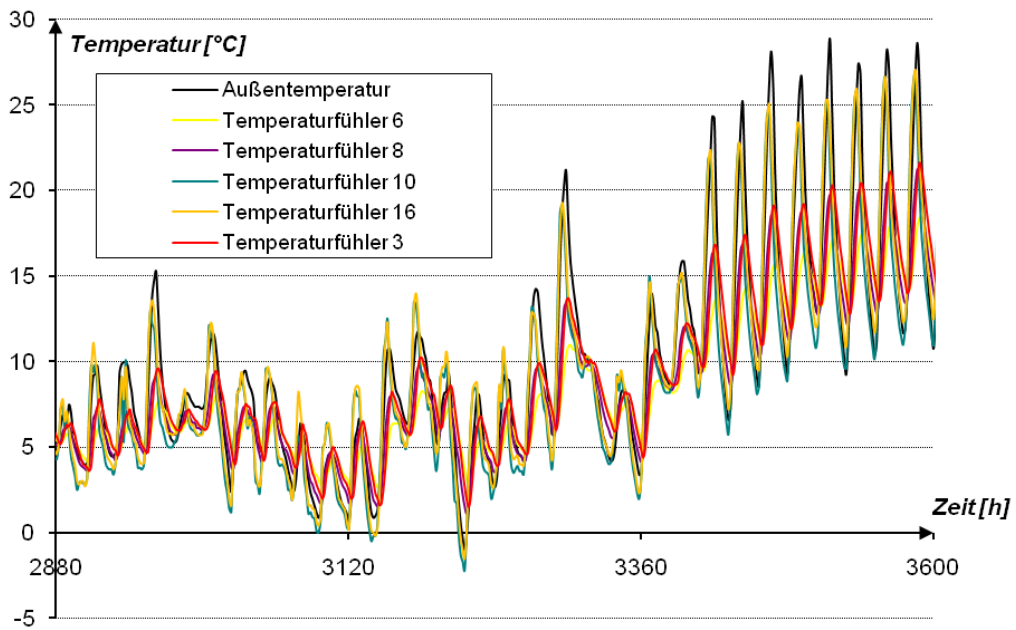


Abb.4.59 Temperaturverlauf in den Bodenplatten von 09.03.2009 bis 08.04.2009

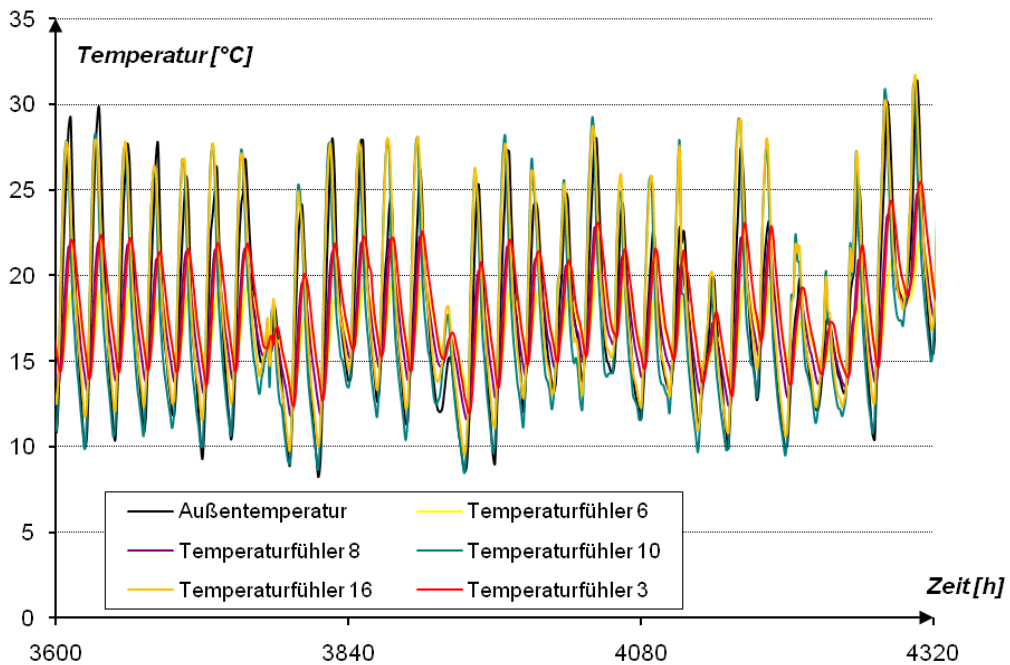


Abb.4.60 Temperaturverlauf in den Bodenplatten von 08.04.2009 bis 08.05.2009

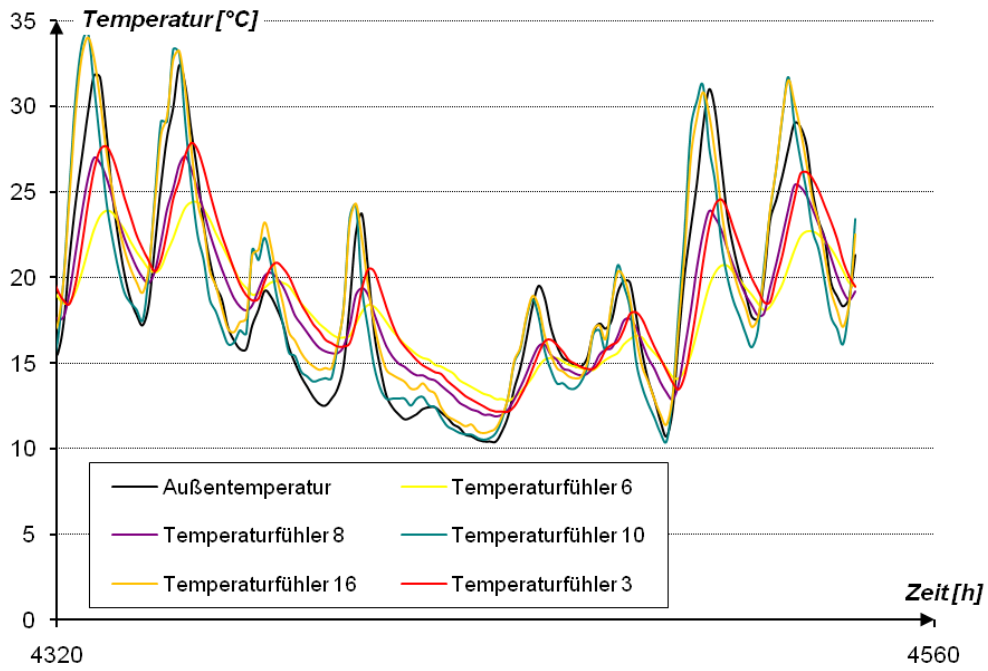


Abb.4.61 Temperaturverlauf in den Bodenplatten von 08.05.2009 bis 18.05.2009

- Bauteiltemperatur an zwei Spitzentagen im April

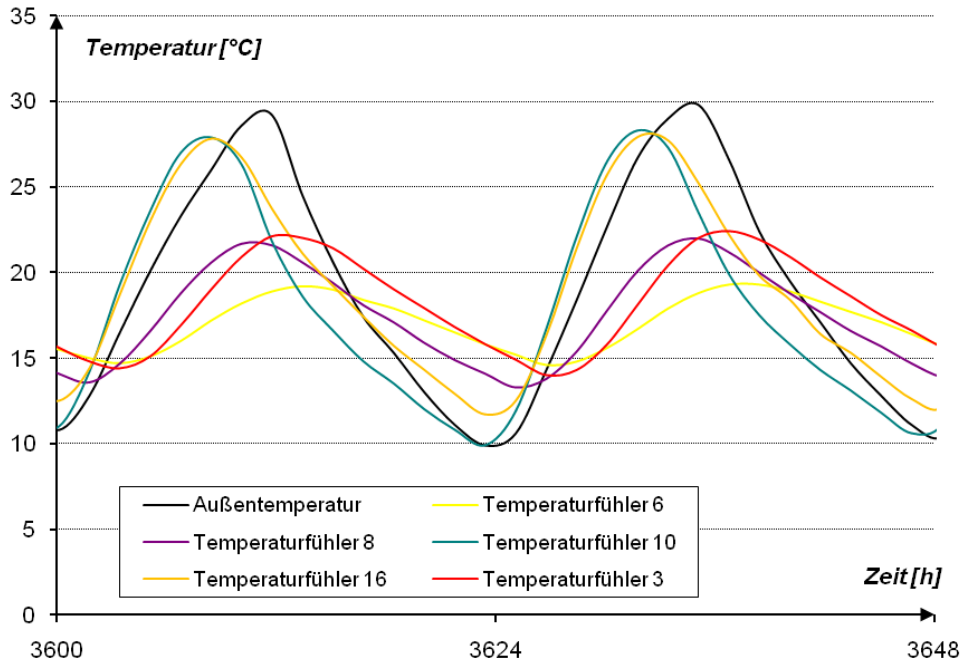


Abb.4.62 Temperaturverlauf in den Bodenplatten von 08.04.2009 bis 09.04.2009

Abb.4.62 zeigt den Temperaturverlauf im jeweiligen Bauteilabschnitt an zwei Spitzentagen im April (08.04 u. 09.04.2009). Über den Tag war ein Außentemperaturunterschied von 20 °C zu messen, wobei die Versuchskörper über den ganzen Tag der Sonne ausgesetzt waren. Hierbei sieht man, dass sich auch über die Bauteildicke große Temperaturunterschiede einstellten. Während sich die Bauteiltemperatur an der Oberseite annähernd wie die Außentemperatur verhält, und die Bodenplatte in diesem Bereich eine Temperatur von 27 °C erreicht, beträgt die Temperatur an der Plattenunterseite nur 19 °C. Diese Temperaturunterschiede, über die Bauteildicke, führen zu Wölbspannungen in der Betonbodenplatte, welche in weiterer Folge zu Rissen führen können. Die Wölbspannungen sind in Kapitel 5.2.3.5 angeführt.

#### **4.2.4 Dehnungsmessung**

Neben der Temperaturmessung und den Betonprüfungen wurden an den Versuchskörpern auch Dehnungsmessungen durchgeführt. Die Ermittlung der Dehnungen und Stauchungen erfolgte durch Setzdehnungsmessung und induktive Wegaufnehmer.

##### 4.2.4.1 Messtechnik

- Setzdehnungsmessung

Nach dem Betonieren der Bodenplatten wurden an der Oberfläche alle 50cm Messpunkte geklebt. Mit einem Setzdehnungsmesser wurden die Dehnungen und Stauchungen zwischen den einzelnen Punkten gemessen und so die gesamte Längenänderung ermittelt.

Bei der Kontrolle der einzelnen Werte erwiesen sich diese aber als unbrauchbar, da der Setzdehnungsmesser bei Kontrollmessungen unterschiedliche Werte anzeigte. Dies lies sich darauf zurückführen, dass sich die Messnadel durch einen Fabrikationsfehler als nicht ausreichend widerstandsfähig erwies.

- Induktive Wegaufnehmer

Diese Messtechnik kam bei den Bodenplatten 3 und 4 zum Einsatz. Vor Beginn der Spannarbeiten wurden an den beiden Bodenplatten jeweils am Plattenanfang, am Viertelpunkt der Platte, in Plattenmitte und am Plattenende induktive Wegaufnehmer angeordnet (Abb.4.63). Durch diese Messtechnik konnten während des Spannvorgangs an beiden Platten die Betonstauchung im jeweiligen Plattenabschnitt gemessen werden. Da sehr kleine Dehnungen, auf Grund der geringen Spannung im Beton (ca. 2,0 N/mm<sup>2</sup>) zu erwarten waren, wurden die Dehnungen jeweils auf eine Länge von rund 2,50 m gemessen.



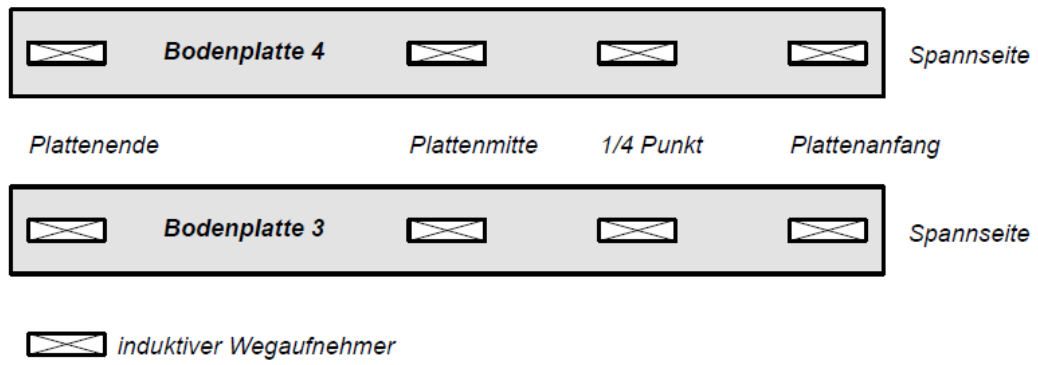


Abb.4.63 Anordnung der induktiven Wegaufnehmer



Abb.4.64 Induktive Wegaufnehmer auf den Bodenplatten



*Abb.4.65 Dehnungsmessung an den Bodenplatten*

#### 4.2.4.2 Vorspannung

Bei der in den Bodenplatten verwendeten Vorspannung kam das Monolitzenitenspannverfahren VSL F 150 ohne Verbund gemäß ÖNORM B 4750 bestehend aus PE – ummantelten und mit Korrosionsschutzmasse umhüllten Monolitzen F 150 St 1570 / 1770 Lg, Nennquerschnitt 150 mm<sup>2</sup> zum Einsatz. Der maximale Kolbenvorschub der Spannpresse betrug 200 mm.

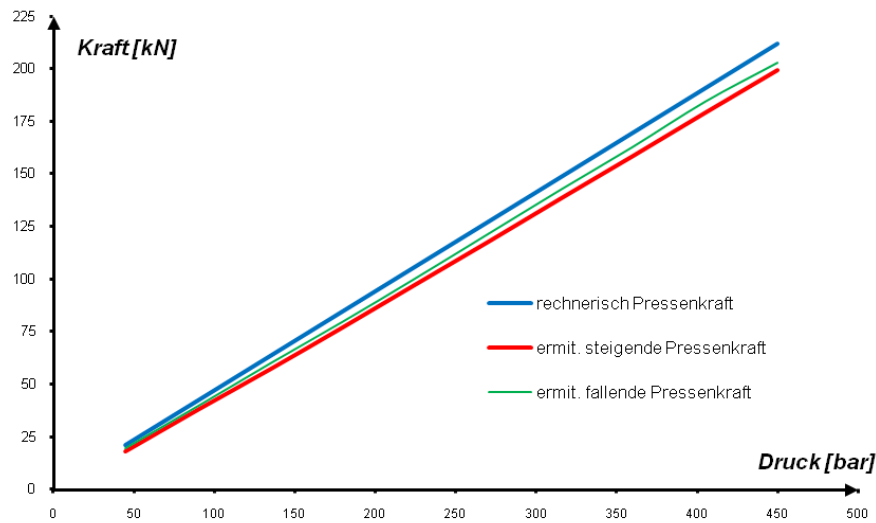


Abb.4.66 Eichkurve der Spannpresse

Die gewünschte Druckspannung im Beton betrug  $2 \text{ N/mm}^2$ . Daraus resultierte ein erforderlicher Spannweg von  $300 \text{ mm}$ .

$$\sigma = \frac{F [\text{MN}]}{A [\text{m}^2]} \quad F = 2 \cdot 0,3 = 0,6 \text{ MN}$$

$$F_p = 0,6 \text{ MN} = 600 \text{ kN} \quad \text{erforderliche Vorspannkraft}$$

$$\frac{600}{4 \text{ (Anzahl Spannglieder pro Platte)}} = 150 \text{ kN} \quad \text{Vorspannkraft pro Spannglied}$$

$$\sigma = \frac{F [\text{MN}]}{A [\text{m}^2]} = \frac{0,150}{150 \cdot 10^{-6}} = 1000 \frac{\text{MN}}{\text{m}^2} = 1000 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma = E \cdot \varepsilon \quad \varepsilon = \frac{\sigma}{E} = \frac{1000}{200000} = 0,005 \text{ m/m}$$

$$\Delta l = 0,005 \cdot 60 \text{ m} = 0,3 \text{ m} = 300 \text{ mm} \quad \text{erforderlicher Spannweg}$$

Da der maximale Kolbenvorschub der Spannpresse nur  $200 \text{ mm}$  betrug war ein stufenweises Vorspannen der Bodenplatten notwendig.

### 4.3 Bodenplatte 4

Bodenplatte 4 war mit einer konventionellen Gleitlagerung (2 Lagen PE – Folie auf einer Sauberkeitsschicht) nach dem Stand der Technik ausgeführt.



Abb.4.67 Litzenanordnung in Bodenplatte 4

Die Vorspannung erfolgte stufenweise. Abb.4.68 und 4.69 zeigt die Spannprotokolle der Spannarbeiten von Bodenplatte 4.

- Ermittlung der aufgebrachten Vorspannkraft

Die Vorspannkraft wurde sowohl über den Öldruck der Spannpresse als auch über die Dehnungen des Spannstahls ermittelt.

Gewünschte Vorspannkraft:      **600 kN**

Litze 4.3       $\Delta l = 306 \text{ mm}$        $\varepsilon = \frac{\Delta l}{L} = \frac{0,306}{60} = 0,0051$

$$\sigma = E \cdot \varepsilon = 195000 \cdot 0,0051 = 994,5 \text{ MN/m}^2$$

$$F = A \cdot \sigma = 150 \cdot 10^{-6} \cdot 994,5 = 0,149 \text{ MN} = \mathbf{149 \text{ kN}}$$

Litze 4.2       $\Delta l = 307 \text{ mm} \rightarrow$        **$F = 150 \text{ kN}$**

Litze 4.1       $\Delta l = 306 \text{ mm} \rightarrow$        **$F = 149 \text{ kN}$**

Litze 4.4       $\Delta l = 309 \text{ mm} \rightarrow$        **$F = 151 \text{ kN}$**

Aufgebrachte Vorspannkraft:       **$\Sigma F \approx 599 \text{ kN}$**

– Spannprotokolle der Bodenplatte 4

**VSL SPANNPROTOKOLL**

Spannfolge Nr.: 1 | 2

Baustelle: FFG-Projekt, Gleitlagerung für Betonplatten  
 Bauabschnitt: Platte Nr. 4  
 Kabel Nr.: 1 / 2  
 Länge: 60,00 / 60,00 m

1 Litzen F 150 Kabel: \_\_\_\_\_ kN  
 Stahl St 1570/1770 Lg  
 Stahlfläche Fe = 150 mm<sup>2</sup>  
 Kolbenfläche Fk = 47,1 cm<sup>2</sup>

E-Modul: rechn.: 195 kN/mm<sup>2</sup> Tatsächl.: 195 kN/mm<sup>2</sup> Faktor: 1,0000  
 Bettung: B = 6mm Tatsächl.: 195 kN/mm<sup>2</sup> Faktor: 1,0000

Datum	Kabel Nummer	Gang	SPANNKRAFT				DEHNWEG				Bemerkungen	
			Manom. [bar]	Verlust [bar]	4-5 [bar]	Kraft [kN]	Wert [mm]	Teil [mm]	Ist [mm]	Soll [mm]		
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	
	4.1		100			46						Δ100bar= 91 mm ohne U-Stuhl
			185				200					
			200			91						
			300			137						
		S	328			150						Klemmen
			340				183				+ - 6	Betten lassen
			0				557					
			340				303	306				
	4.2		100			46						Δ100bar= 91 mm ohne U-Stuhl
			185				200					
			200			91						
			300			137						
		S	328			150						Klemmen
			340				191				+ - 6	Betten lassen
			0				543					
			340				350	307				

Gang: S=Spannen Ü=Überspannen R=Rück K=Kontrolle U=Umsetzen

Abb.4.68 Spannprotokoll der Litze 4.1 und 4.2



**GRUND- PFAHL - UND SONDERBAU GesmbH**  
 Industriestr. 27 a  
 A - 2325 HIMBERG

**VSL SPANNPROTOKOLL**

Spannfolge Nr.: **3** | **4**

Baustelle: FFG-Projekt, Gleitlagerung für Betonplatten  
 Bauabschnitt: Platte Nr. 4  
 Kabel Nr.: 3 / 4  
 Länge: 60,00 / 60,00 m

1 Litzen F 150 Kabel: \_\_\_\_\_ kN  
 Stahl St 1570/1770 Lg  
 Stahlfläche Fe = 150 mm<sup>2</sup>  
 Kolbenfläche Fk = 47,1 cm<sup>2</sup>

E-Modul: rechn.: 195 kN/mm<sup>2</sup> Tatsächl.: 195 kN/mm<sup>2</sup> Faktor: 1,0000  
 Bettung: B = 6mm Tatsächl.: 195 kN/mm<sup>2</sup> Faktor: 1,0000

Datum	Kabel Nummer	Gang	SPANNKRAFT				DEHNWEG				Bemerkungen
			Manom. [bar]	Verlust [bar]	4-5 [bar]	Kraft [kN]	Wert [mm]	Teil [mm]	Ist [mm]	Soll [mm]	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
	4.3		100			46					Δ100bar = 91 mm ohne U-Stuhl
			185				200				
			200			91					
			300			137					
		S	328			150					
		340				184					
		0				546					
		340			15	352	306				
	4.4		100			46					Δ100bar = 91 mm ohne U-Stuhl
			185				200				
			200			91					
			300			137					
		S	328			150					
		340				187					
		0				537					
		340				846	309				

Gang: S=Spannen Ü=Überspannen R=Rück K=Kontrolle U=Umsetzen

Gespannt:

Geprüft:

Auftraggeber:

Abb.4.69 Spannprotokoll der Litze 4.3 und 4.4

## 4.3.1 Dehnungsmessung Bodenplatte 4

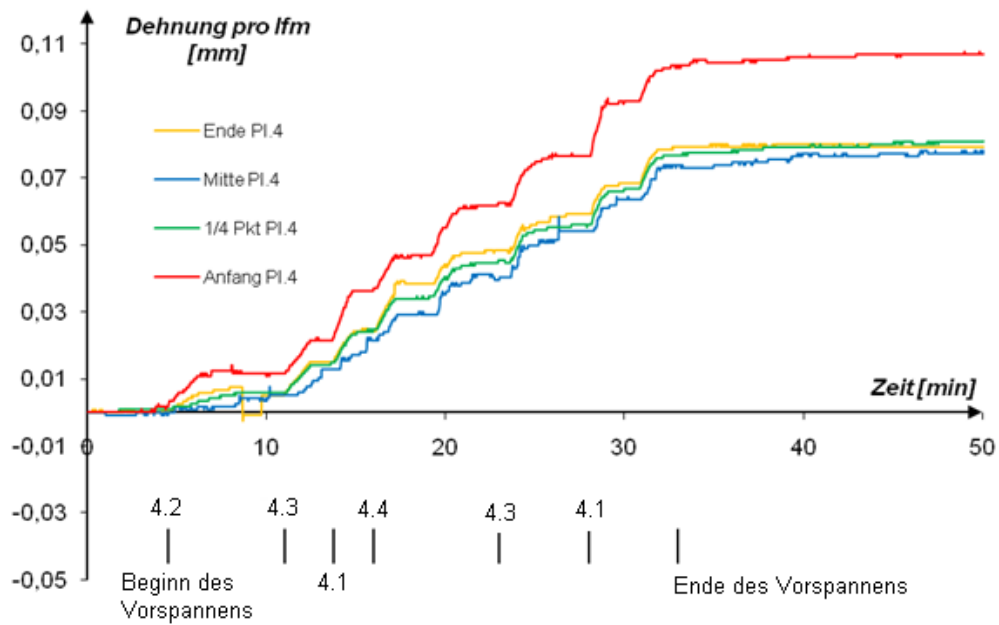


Abb.4.70 Dehnungen in Bodenplatte 4 während des Vorspannens

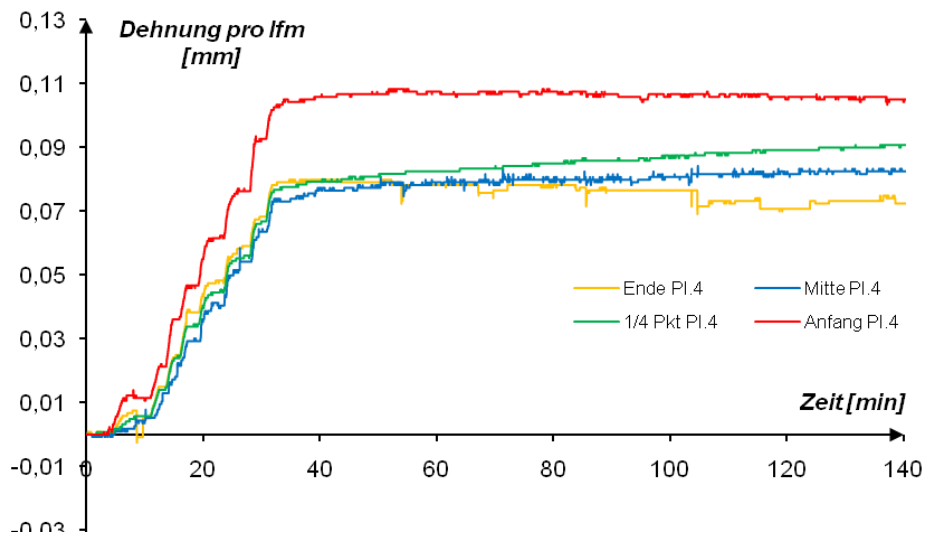


Abb.4.71 Dehnungen in Bodenplatte 4 während der gesamten Versuchsdauer



In Abb.4.70 zeigt sich, daß unmittelbar nach Beginn des Vorspannens am Plattenanfang bereits Dehnungen messbar waren. Im Viertelpunkt der Platte und am Plattenende kam es ebenfalls sofort nach Beginn der Spannarbeiten zu messbaren Dehnungen. In Plattenmitte stellten sich die ersten messbaren Dehnungen erst nach einem deutlichen Zeitunterschied von  $\Delta T \approx 5$  min ein. Weiter ist ein großer Unterschied der gemessenen Dehnungen abzulesen. Daraus lässt sich erkennen, dass die geringe Spannkraft beim Vorspannen der Litze 4.4 noch nicht ausreicht um die Reibungskraft in zwischen Platte und Untergrund zu überwinden. Beim Vorspannen des nächsten Spannkabels, Litze 4.3, ist dieser Zeitunterschied nicht mehr zu sehen. Der Verlauf der Dehnungen nimmt mit Fortdauer der Spannarbeiten in den jeweiligen Plattenabschnitten zu. Nach Beendigung der Spannarbeiten (nach ca. 40 Minuten) stellten sich in der Bodenplatte folgende Dehnungen ein.

– Längenänderung der Bodenplatte 4 nach 40 Minuten

Plattenanfang:  $\Delta l = 0,106 \frac{mm}{m} \rightarrow \varepsilon = 0,000106 = 0,106 \text{ ‰}$

Platten  $\frac{1}{4}$  Punkt:  $\Delta l = 0,08 \frac{mm}{m} \rightarrow \varepsilon = 0,00008 = 0,08 \text{ ‰}$

Plattenmitte:  $\Delta l = 0,0764 \frac{mm}{m} \rightarrow \varepsilon = 0,0000764 = 0,0764 \text{ ‰}$

Plattenende:  $\Delta l = 0,08 \frac{mm}{m} \rightarrow \varepsilon = 0,00008 = 0,08 \text{ ‰}$

Während in dem Zeitraum von Beendigung der Spannarbeiten in Bodenplatte 4 bis zum Ende der Dehnungsmessung nach 140 Minuten, die Dehnungen am Plattenanfang und am Plattenende in etwa gleich bleiben, zeigt sich im Viertelpunkt der Platte und in Plattenmitte, dass es zu einem Nachkriechen kommt und sich die Dehnungen noch einmal deutlich erhöhen.

- Längenänderung der Bodenplatte 4 nach 140 Minuten

$$\text{Plattenanfang:} \quad \Delta l = 0,105 \frac{\text{mm}}{\text{m}} \quad \rightarrow \quad \varepsilon = 0,000105 = 0,105 \text{ ‰}$$

$$\text{Platten } \frac{1}{4} \text{ Punkt:} \quad \Delta l = 0,091 \frac{\text{mm}}{\text{m}} \quad \rightarrow \quad \varepsilon = 0,000091 = 0,091 \text{ ‰}$$

$$\text{Plattenmitte:} \quad \Delta l = 0,083 \frac{\text{mm}}{\text{m}} \quad \rightarrow \quad \varepsilon = 0,000083 = 0,083 \text{ ‰}$$

$$\text{Plattenende:} \quad \Delta l = 0,075 \frac{\text{mm}}{\text{m}} \quad \rightarrow \quad \varepsilon = 0,000075 = 0,075 \text{ ‰}$$

- Rückrechnung des E – Moduls mit der Dehnung am Plattenanfang zum Zeitpunkt des Vorspannens und Vergleich mit ermitteltem E – Modul aus Schalllaufzeitmessung

Rückrechnung des E – Moduls mit Dehnung am Plattenanfang:

Diese wurde unter der zulässigen Annahme berechnet, dass die aufgebrachte Vorspannkraft von ~600 kN ohne Verluste auf den ersten 2,5 m voll in die Bodenplatte eingetragen wurde.

$$\sigma = \frac{F}{A} = \frac{0,599}{0,3} = 2,0 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma = E \cdot \varepsilon \quad E = \frac{\sigma}{\varepsilon} = \frac{2}{0,106} = \mathbf{18868 \text{ N/mm}^2}$$

Ermittlung des E – Moduls anhand der Schalllaufzeitmessung zum selben Zeitpunkt:

Schalllaufzeitmessung am 28.11.2008:  $v = 4150 \text{ m / sec}$

Diese Schalllaufzeit entspricht der im Labor ermittelten Schalllaufzeit nach 1,4 Tagen. Daraus ergibt sich ein ermittelter E – Modul von ~20000 N/mm<sup>2</sup>.

Es zeigt sich, dass der rückgerechnete E – Modul mit dem E – Modul der Messergebnisse sehr gut zusammen stimmt.

- Spannkraftverluste laut Zulassung

$$\Delta P = P_0 \cdot [1 - e^{-\mu \cdot (\theta + k \cdot x)}]$$

$\mu$  0,06 laut Zulassung

$k$  0,5°/m = 0,008727 rad/m

$$\Delta P = 600 \cdot [1 - e^{-0,06 \cdot (\theta + 0,008727 \cdot 60)}]$$

$$\Delta P = 18,56 \text{ kN}$$

- Vorhandene Spannkraftverluste

Vorhandene Dehnung am Plattenende: 0,08 mm / m

Ermittelter E – Modul am Plattenanfang: 18868 N / mm<sup>2</sup>

$$\frac{0,08}{1000} \cdot 18868 = 1,509 \text{ N/mm}^2$$

$$1,509 \cdot 0,3 = 0,453 \text{ MN} = \mathbf{453 \text{ kN}}$$

Die vorhandene Vorspannkraft am Plattenende beträgt 453 kN.

Die unter den vorhandenen Bedingungen ermittelten Spannkraftverluste betragen ungefähr 150 kN, und sind somit viel größer als die rechnerischen Spannkraftverluste laut Zulassung. Diese großen Reibungsverluste lassen sich auf die niedrigen Außentemperaturen von ca. 0 - 5 °C zurückführen. In diesem Fall kommt es zu einem Stocken des Fettes zwischen Hüllrohr und dem Spannkabel, wodurch sich die Reibung vermutlich stark erhöht. Dieser Zustand zeigte sich auch deutlich vor Beginn der Spannarbeiten wo es fast nicht möglich war, das Hüllrohr mit bloßen Händen vom Spannkabel herunterzuziehen. Diese Spannkraftverluste

verringern sich natürlich sobald die Bauteiltemperatur wieder steigt, und sich das Fett erwärmt.

Die Versuche haben auch gezeigt, dass mit der vorher genannten Messtechnik zu wenige Messpunkte vorhanden waren, um genaue Rückschlüsse auf das Reibungsverhalten der Bodenplatte zuzulassen. Deshalb ist ein Entspannen, und ein neuerliches Spannen der Bodenplatte, zu einem späteren Zeitpunkt mit neuem Messprogramm vorgesehen.

#### 4.4 Bodenplatte 3

Bodenplatte wurde mit der neuen Technologie der Luftlagerung hergestellt.



Abb.4.72 Litzenanordnung in Bodenplatte 3

Die Vorspannung erfolgte stufenweise. Abb.4.73 und 4.74 zeigt die Spannprotokolle der Bodenplatte 3 mit dem vorhandenen Dehnweg der jeweiligen Litze.

– Spannprotokolle Bodenplatte 3

**GRUND- PFAHL - UND SONDERBAU GesmbH**  
 Industriestr. 27 a  
 A - 2325 HIMBERG

**VSL SPANNPROTOKOLL**

Spannfolge Nr.: 1 | 2

Baustelle: FFG-Projekt, Gleitlagerung für Betonplatten  
 Bauabschnitt: Platte Nr. 3  
 Kabel Nr.: 1 / 2  
 Länge: 60,00 / 60,00 m

1 Litzen F 150      Kabel: \_\_\_\_\_ kN  
 Stahl St 1570/1770 Lg  
 Fe = 150 mm<sup>2</sup>  
 Kolbenfläche      Fk = 47,1 cm<sup>2</sup>

E-Modul:                      rechn.: 195 kN/mm<sup>2</sup>      Tatsächl.: 195 kN/mm<sup>2</sup>      Faktor: 1,0000  
 Bettung: B = 6mm              Tatsächl.: 195 kN/mm<sup>2</sup>      Faktor: 1,0000

Datum	Kabel Nummer	Gang	SPANNKRAFT				DEHNWEG				Bemerkungen	
			Manom. [bar]	Verlust [bar]	4-5 [bar]	Kraft [kN]	Wert [mm]	Teil [mm]	Ist [mm]	Soll [mm]		
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	
	3.1		100			46						Δ100bar= 91 mm ohne U-Stuhl
			200			91						
			300			137						
	1. Spann Stufe	S	328			150						Klemmen + - 6 Betten lassen
			340			200						
			0			502						
			340			730	228					
			0			390						
			340			442	52	230				
	3.2		100			46						Δ100bar= 91 mm ohne U-Stuhl
			200			91						
			300			137						
	1. Spann Stufe	S	328			150						Klemmen + - 6 Betten lassen
			340			186						
			0			504						
			340			722	218					
			0			400						
			340			443	43	261				

Gang: S=Spannen Ü=Überspannen R=Rück K=Kontrolle U=Umsetzen

Abb.4.73 Spannprotokoll für Litze 3.1 und 3.2

**GRUND- PFAHL - UND SONDERBAU GesmbH**  
 Industriestr. 27 a  
 A - 2325 HIMBERG

**VSL SPANNPROTOKOLL**

Spannfolge Nr.: **3** | **4**

Baustelle: FFG-Projekt, Gleitlagerung für Betonplatten  
 Bauabschnitt: Platte Nr. 3  
 Kabel Nr.: 3 / 4  
 Länge: 60,00 / 60,00 m

1 Litzen F 150 Kabel: \_\_\_\_\_ kN  
 Stahl St 1570/1770 Lg  
 Stahlfläche Fe = 150 mm<sup>2</sup>  
 Kolbenfläche Fk = 47,1 cm<sup>2</sup>

E-Modul: rechn.: 195 kN/mm<sup>2</sup> Tatsächl.: 195 kN/mm<sup>2</sup> Faktor: 1,0000  
 Bettung: B = 6mm Tatsächl.: 195 kN/mm<sup>2</sup> Faktor: 1,0000

Datum	Kabel Nummer	Gang	SPANNKRAFT				DEHNWEG				Bemerkungen	
			Manom. [bar]	Verlust [bar]	4-5 [bar]	Kraft [kN]	Wert [mm]	Teil [mm]	Ist [mm]	Soll [mm]		
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	
	3.3		100			46						Δ100bar= 91 mm ohne U-Stuhl
			200			91						
			210				173					
			300				137					
	S		328			150						Klemmen + - 6 Betten lassen
			340				175					
			0				300					
			340				771	271				
			0				398					
			340				413	15	236			
	3.4		100			46						Δ100bar= 91 mm ohne U-Stuhl
			195				207					
			200				91					
			300				137					
	S		328			150						Klemmen + - 6 Betten lassen
			340				183					
			0				300					
			340				367	307				
			0				377					

Gang: S=Spannen Ü=Überspannen R=Rück K=Kontrolle U=Umsetzen

Gespannt:

Geprüft:

Auftraggeber:

Abb.4.74 Spannprotokoll für Litze 3.3 und 3.4

#### 4.4.1 Dehnungsmessung Bodenplatte 3

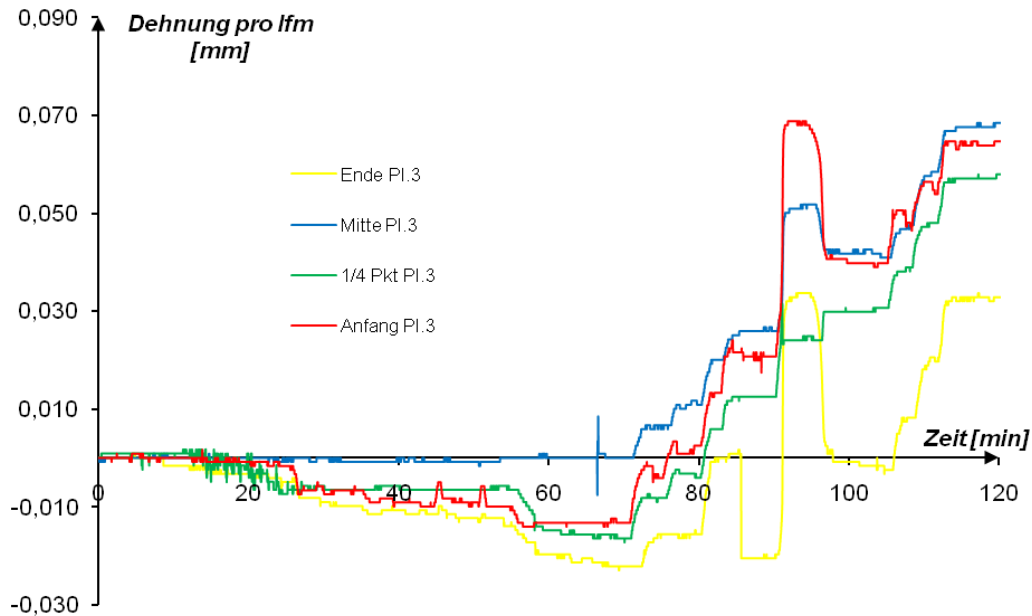


Abb.4.75 Dehnungsmessung in Bodenplatte 3

71 Minuten nach Beginn des Vorspannens von Platte 4 wurde mit dem Vorspannen von Bodenplatte 3 begonnen. Abb.4.75 zeigt, dass zu diesem Zeitpunkt bereits Dehnungen gemessen wurden. Diese Dehnungen resultieren aus dem Temperaturunterschied, welcher sich über den Zeitraum von Beginn der Spannarbeiten von Platte 4 bis zum Beginn der Spannarbeiten bei Platte 3 einstellte. Durch die Tatsache, dass die Bodenplatte durch die Luftlagerung entkoppelt war, konnte sich die Platte bereits bei dem unten angeführten geringen Temperaturanstieg frei bewegen. Die gemessenen Längenänderungen betragen:

- am Plattenende: -0,022 mm/m (entspricht einem  $\Delta T$  von 2,2°)
- am ¼ Punkt der Platte: -0,017 mm/m (entspricht einem  $\Delta T$  von 1,7°)
- am Plattenanfang: -0,013 mm/m (entspricht einem  $\Delta T$  von 1,3°)

Im Mittel ergeben diese Längenänderungen einen Temperaturunterschied von 1,7 °C, was genau dem Unterschied der Lufttemperatur im selben Zeitraum (1,7 °C) entsprach (unter der Annahme  $\alpha_T = 1 \cdot 10^{-5}$ ).

Nach ca. 90 Minuten kam es zu einem Ausfall der Luftlagerung und der Messtechnik durch einen Stromausfall, aus denen die grafisch sprunghaften Dehnungen in Abb.4.76 stammen. In weiterer Folge wurden diese fehlerhaften Bereiche, infolge des Stromausfalls, aus dem Diagramm ausgeklammert. Abb.4.76, Abb.4.77 und Abb.4.78 zeigen die überarbeiteten Diagramme, in denen die Dehnung zum Zeitpunkt des Beginns der Spannarbeiten auf Null, zurückgesetzt wurden.

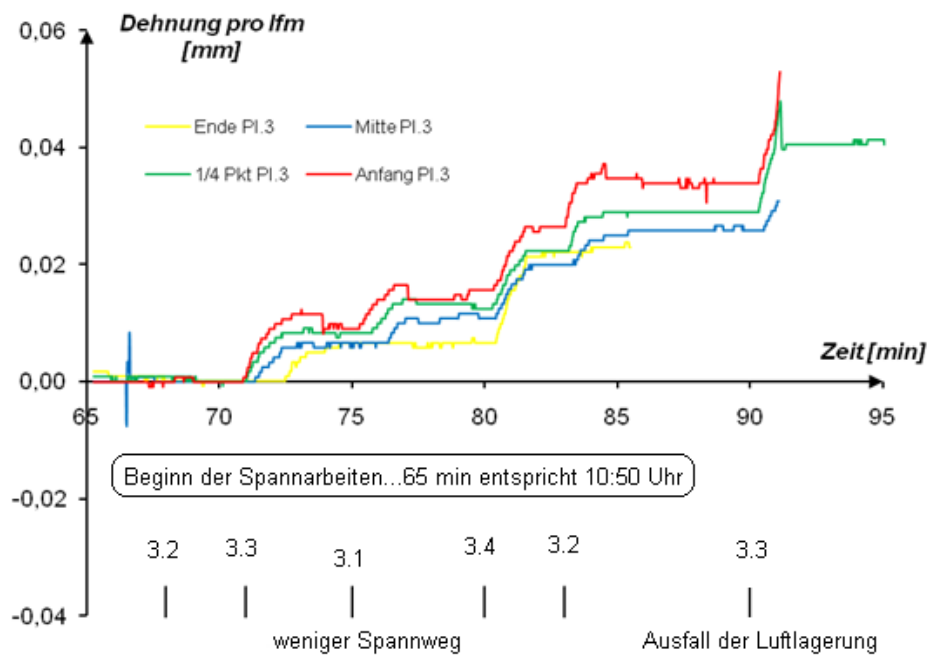


Abb.4.76 Dehnungen in Bodenplatte 3 während der ersten 30 Minuten nach Spannbeginn

Im Gegensatz zu Platte 4 zeigt sich, dass sich sofort mit Beginn der Spannarbeiten Dehnungen sowohl im Viertelpunkt der Platte als auch im Plattenmittelpunkt einstellen. Dies lässt darauf zurückzuführen, dass die Reibung, zwischen Platte und Untergrund, durch die Luftlagerung bereits bei der gering aufgebrachten Vorspannkraft überwunden wurde bzw. nahezu keine Reibung vorhanden ist. Wie bei Platte 4 zeigt sich auch bei Platte 3 am Plattenende ein zeitlicher Effekt beim Einstellen der Dehnungen am Plattenende. Des Weiteren deuten die wesentlich geringeren Dehnungsdifferenzen zwischen Plattenanfang, Plattenviertelpunkt und Plattenmittelpunkt bei Platte 3, im Vergleich zu Platte 4, auf deutlich geringere Reibung zw. Untergrund und Platte hin.



Beim Spannen der Litze 3.1 zeigt sich das sich am Plattenende keine weiteren Dehnungen einstellen. Auch der Spannweg von Litze 3.1, war bei gleichem Öldruck der Spannpresse, wesentlich kürzer als jener der beiden vorhergespannten (siehe Spannprotokoll Bodenplatte 3) Dies lässt ein Blockieren des Spannkabels vermuten, was durch eine Fehlstelle in der PE – Ummantelung hervorgerufen wird. Durch diese Fehlstelle tritt Zementschlempe zwischen die PE- Ummantelung und die Litze, was die Reibung erhöht, und eine Weiterleitung der Vorspannkraft erschwert bzw. behindert.

Nach dem Beginn des Spannens von Litze 3.4 zeigt sich ein verhältnismäßig großer Anstieg der Dehnungen, was auf ein Nachrutschen von Litze 3.1 vermuten lässt.

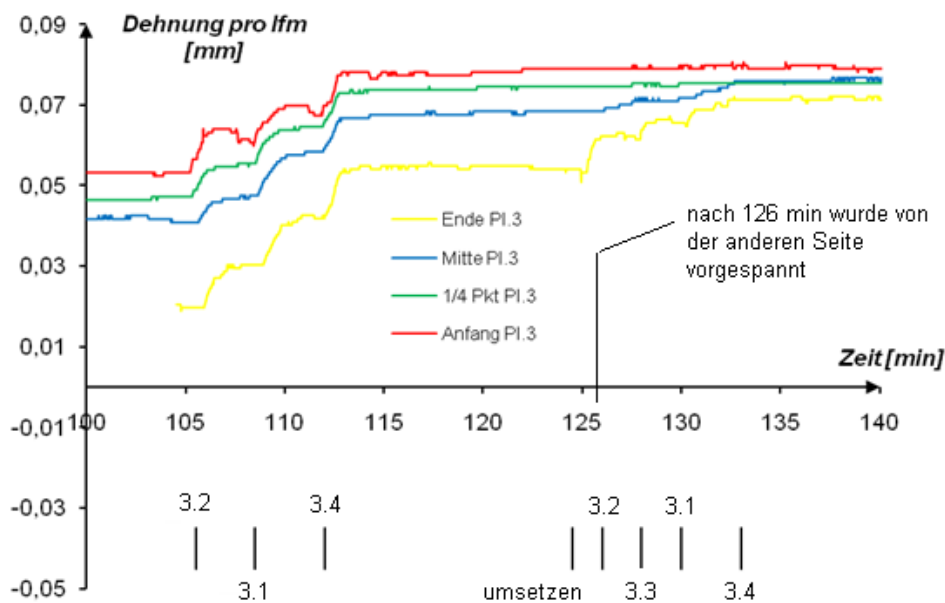


Abb.4.77 Dehnungen in Bodenplatte 3 nach dem Luftausfall bis zum Versuchsende

Vergleicht man die absoluten Spannwege der Litze 3.1 bis 3.4 (siehe Spannprotokolle Platte 3) so zeigt sich, dass es bei allen Litzen bis auf Litze 3.4 zu einer Blockierung innerhalb der Litzen gekommen sein muss. Der angestrebte Spannweg einer Litze betrug ~306 mm.

Litze 3.1 zeigte 228 mm Spannweg.

Litze 3.2 zeigte 218 mm Spannweg.

Litze 3.3 zeigte 271 mm Spannweg.

Da die aufgebrachte Spannkraft jedoch über den Öldruck kontrolliert wurde, und jede Litze mit der gleichen Kraft vorgespannt wurde, lässt sich unter der Annahme, dass die Fehlstelle (Blockierer) wie eine Verankerung wirkt, die Fehlstelle der jeweiligen Litze ermitteln. Geht man von dieser Voraussetzung aus, so zeigt sich, dass jede Fehlstelle im Bereich zwischen Plattenmitte und Plattenende sein muss. Diesen Umstand verdeutlicht auch Abb.4.77. Die Dehnungen am Plattenende sind wesentlich geringer als im Viertelpunkt bzw. in Plattenmitte. Sieht man von den Reibungsverlusten ab müsste dies jedoch genau der umgekehrte Fall sein. Aus den oben genannten Gründen (Spannwege und Dehnungen) ist deutlich zu erkennen, dass auf Grund der drei schadhafte Litzen nicht die volle Spannkraft am Plattenende angekommen ist.

Aus diesem Grund entschloss man sich bei Platte 3 zu einem beidseitigem Vorspannen. In Abb.4.77 ist das Umsetzen der Spannseite an das Plattenende deutlich zu sehen. Nach ~126 Minuten wurde mit dem Spannen am Plattenende begonnen. Nach dem Spannen der Litzen 3.2, 3.3 und 3.1 konnten Dehnungen am Plattenende (in diesem Fall Spannstelle) und in Plattenmitte festgestellt werden. Vergleicht man die absoluten Spannwege nach Umsetzen der Spannstelle (siehe Protokoll), so zeigt sich, dass diese noch immer deutlich unter den gewünschten 306 mm liegen. Dieser Umstand kombiniert mit den gemessenen Dehnungen nach dem Umsetzen lässt eventuell auf mehrere Fehlstellen der Monolitzen schließen.

Den kurzfristigen Ausfall der Messtechnik und Luftlagerung sowie die Fehlstellen in 3 Litzen, lassen somit keinen schlüssigen Vergleich der Dehnungen zwischen Platte 3 und Platte 4 zu.

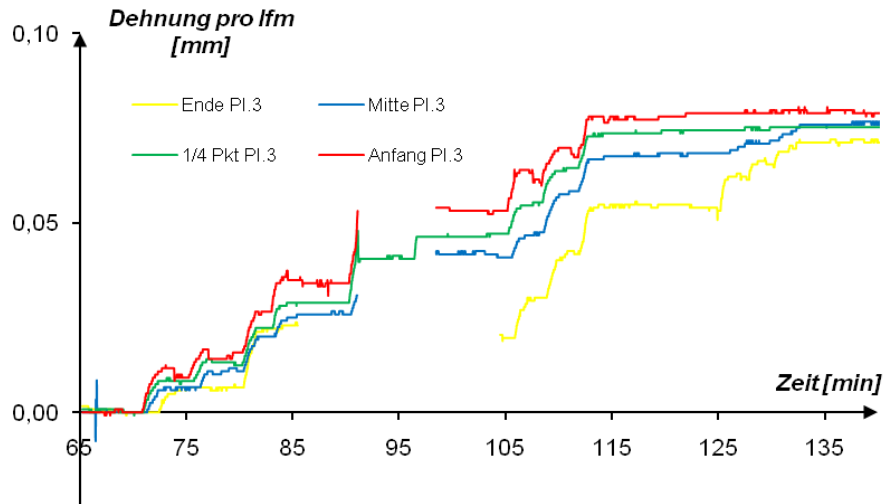


Abb.4.78 Dehnungen in Bodenplatte 3 von Spannbeginn bis Versuchsende

Abb.4.79 zeigt die unterschiedlichen Spannwege der Litzen in Bodenplatte 3.



Abb.4.79 Vorspannung in Bodenplatte 3 und 4

## 5 Bemessungsgrundlagen

### 5.1 Nachweis zur Vermeidung von Rissen

Eine Bemessung von Betonböden ist in exakter Weise kaum durchführbar. Die unterschiedlichen Beanspruchungsarten sind rechnerisch schwer zu erfassen. Die Lagerungsbedingungen der Betonbodenplatten auf dem Untergrund oder auf der Tragschicht sind von vielen Einflüssen abhängig, die sich einer genaueren rechnerischen Berechnung entziehen [4].

Eine sinnvolle Vorgehensweise bei der Bemessung von Betonbodenplatten ist, die bei Zug – u. Biegezugbeanspruchungen maximal entstehende Betondehnung einer vom Beton alleine aufzunehmenden, zulässigen Betondehnung gegenüberzustellen.

Eine Bemessung über die Betondehnung ist sinnvoll, da sich hierbei eine bessere Übereinstimmung der tatsächlichen Verhältnisse mit den Rechenwerten ergibt, als wenn zulässige Biegezugspannungen angesetzt werden, die zu sehr auf der sicheren Seite liegen, und sich unrealistische Plattendicken ergeben, welche nicht erforderlich sind.

#### 5.1.1 Betondehnung

Für die Ermittlung der Betondehnung gelten die allgemein gültigen Beziehungen:

$$\varepsilon = \sigma \cdot E$$

$$\sigma = F/A$$

$$\sigma = M/W$$

- *Vorhandene Betondehnung [4]*

Die Betondehnung  $\varepsilon_{ct,Zwang}$  die aus einer Zwangsbeanspruchung als Längsspannung entsteht, und über den gesamten Querschnitt wirkt, ergibt sich aus der Zwangsspannung,  $\sigma_{ct,Zwang}$ :

$$\varepsilon_{ct,Zwang} = \sigma_{ct,Zwang} / E_{c0m}$$

Die Dehnung  $\varepsilon_{ct,Q}$  an der Unterseite bzw. Oberseite der Betonplatte infolge einer Lasteinwirkung Q kann aus der Biegezugspannung aus Belastung errechnet werden:

$$\varepsilon_{ct,Q} = \sigma_Q / E_{c0m}$$

Durch die bei der Erwärmung der Oberfläche entstehende Verformung wird die Betonplatte gedehnt. Die Wölbdehnung  $\varepsilon_{ct,w}$  kann über die Wölbspännung  $\sigma_w$  und dem Elastizitätsmodul  $E_{c0m}$  des Betons ermittelt werden:

$$\varepsilon_{ct,w} = \sigma_w / E_{c0m}$$

- *Zulässige Betondehnung [4]*

Die Verformbarkeit des Betons, der zunächst im frischen Zustand noch plastisch ist, nimmt mit zunehmender Erhärtung ab. Sie hat für Zugbeanspruchungen nach einer Erhärtungszeit von 4 bis 12 Stunden ein Minimum. Nach drei Tagen ist die Bruchdehnung fast doppelt so groß und nimmt dann nur noch wenig zu.

Die Bruchdehnung  $\varepsilon_{ct,U,H}$  des erhärtenden Betons während des Abfließens der Hydratationswärme ist gering. Sie kann für die Zeit um 24 Stunden nach dem Einbau angenommen werden mit:

$$\varepsilon_{ct,U,H} = 0,0065 \cdot 10^{-3} = 0,065 \text{ mm/m}$$

Die Bruchdehnung  $\varepsilon_{ct,U}$  des erhärtenden Betons kann bei langsam steigender Zugbeanspruchung, z.B. infolge Zwangsbeanspruchung durch Schwinden und Temperaturdifferenzen, angenommen werden mit:

$$\varepsilon_{ct,U,Zwang} = 0,14 \cdot 10^{-3} = 0,14 \text{ mm/m}$$

Die Bruchdehnung  $\varepsilon_{ct,U}$  des erhärteten Betons ist für schnell einsetzende Zugbeanspruchungen, z.B. bei Lastwechsel, geringer. Sie kann angesetzt werden mit:

$$\varepsilon_{ct,U,Last} = 0,10 \cdot 10^{-3} = 0,10 \text{ mm/m}$$

Aus der Bruchdehnung für Lastbeanspruchung und für Zwangsbeanspruchungen kann mit Hilfe des für den jeweiligen Fall zutreffenden Gesamt – Sicherheitsbeiwerts die zulässige Dehnfähigkeit des Betons zur Bemessung oder zum Nachweis ermittelt werden.

Die zulässige Dehnung ergibt sich aus:

$$\varepsilon_{ct,zul} = \varepsilon_{ct,U} / \gamma_{ct,ges}$$

mit

$$\gamma_{ct,ges} = \gamma_{ct,Q} \cdot \gamma_{ct,S} \cdot \gamma_{ct,T}$$

### 5.1.2 Nachweis über die zulässige Betondehnung

Für den Nachweis der Rissvermeidung ist die rechnerisch zu ermittelnde vorhandene Betondehnung  $\varepsilon_{ct,vorh}$  der zulässigen Betondehnung  $\varepsilon_{ct,zul}$  gegen über zu stellen. Hierbei ist es sinnvoll, den Nachweis für Lastbeanspruchungen und Zwangsbeanspruchungen getrennt zu untersuchen. Eine Überlagerung ist nur dann erforderlich, wenn die Einwirkungen aus Last und aus Zwang sehr schnell einsetzen. Lasteinwirkungen können sowohl schnell einsetzen (z.B. durch Fahrverkehr), als auch langfristig wirken (z.B. Regallasten).

Zwangsbeanspruchungen können sehr früh wirksam werden (z.B. beim Abfließen der Hydratationswärme), aber sie werden meistens nur langsam gesteigert (z.B. durch Schwinden des Betons oder Temperatureinwirkungen). Daraus folgern folgende Nachweise [4]:

$$\varepsilon_{ct,H,vorh} \leq \varepsilon_{ct,H,zul}$$

$$\varepsilon_{ct,Q,vorh} \leq \varepsilon_{ct,Q,zul}$$

$$\varepsilon_{ct,S+T,vorh} \leq \varepsilon_{ct,S+T,zul}$$

Für Lastbeanspruchungen ergibt sich hieraus folgende zulässige Betondehnung,  $\varepsilon_{ct,Q,zul}$ :

$$\begin{aligned}\varepsilon_{ct,Q,zul} &= \varepsilon_{ct,Q,U} / \gamma_{ct,Q} \\ &= 0,10 \cdot 10^{-3} / 1,35 \\ &= 0,074 \cdot 10^{-3} = \mathbf{0,074 \text{ mm/m}}\end{aligned}$$

Für das Abfließen der Hydratationswärme, beträgt die zulässige Betondehnung  $\varepsilon_{ct,H,zul}$ :

$$\begin{aligned}\varepsilon_{ct,H,zul} &= \varepsilon_{ct,H,U} / \gamma_{ct,H} \\ &= 0,06 \cdot 10^{-3} / 1,30 \\ &= 0,046 \cdot 10^{-3} = \mathbf{0,046 \text{ mm/m}}\end{aligned}$$

Der Nachweis der Gebrauchstauglichkeit und der Rissvermeidung über das Dehnverhalten des Betons ist zuverlässiger als über übliche Spannungsnachweise.

## 5.2 Nachweis der Rissbreite bei bewehrten Platten

Wegen der geringen Dehnfähigkeit des Betons muss eine Bewehrung zum Vermeiden von Rissen wesentlich umfangreicher sein, als eine Bewehrung zur Begrenzung der Rissbreite bei entstehenden Rissen.

### 5.2.1 Bestimmung der Risschnittgrößen

Die ersten Längszugspannungen in den Betonbodenplatten entstehen beim Abkühlen des Betons während des Abfließens der Hydratationswärme. Durch das Abkühlen des beim Erhärten erwärmten Betons entstehen Zwangsspannungen. Für die Größe der entstehenden Zwangsbeanspruchungen sind maßgebend [4]:

- Eigenlast  $g$  der Betonbodenplatte,
- Reibungsbeiwert  $\mu$  zwischen Betonunterseite und Unterbau,
- halbe Plattenlänge  $L_F$  zwischen den Fugen.

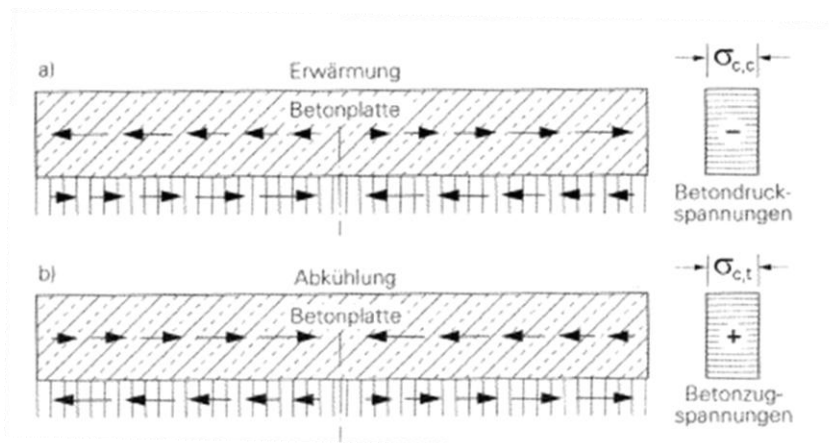


Abb.5.1 Bewegung der Betonbodenplatte bei Temperaturänderungen mit gleichmäßiger Verteilung über die Dicke der Betonbodenplatte [4]

Nach [4] ist die Größe der Zugkraft in der Betonbodenplatte gleichzeitig der Bemessungswert der Zugkraft  $F_{ct,d}$ :

$$F_{ct,d} = \gamma_{ct,ges} \cdot \mu \cdot \sigma_0 \cdot \frac{L_F}{2}$$



Hierbei sind:

$F_{ct,d}$  Bemessungsschnittgröße zur Bestimmung der Zugbeanspruchung in der Betonbodenplatte in MN

$\gamma_{ct,ges}$  Gesamt – Sicherheitsbeiwert im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit

$\mu$  Reibungsbeiwert

$\sigma_0$  Pressung unter der Bodenplatte aus Eigenlast und ggf. langwirkender Nutzlast in MN/m<sup>2</sup>

$L_F/2$  Verschiebungslänge der Betonbodenplatte auf dem Unterbau; im Allg. die halbe Plattenlänge zwischen den Fugen unter der Annahme eines Festpunktes in der Mitte der Plattenlänge in m

Daraus ergibt sich die Betonzugspannung  $\sigma_{ct,d}$ , für die der Betonquerschnitt nachzuweisen ist:

$$\sigma_{ct,d} = \frac{F_{ct,d}}{A_{ct}} = \frac{F_{ct,d}}{(h \cdot b)}$$

Hierbei sind:

$\sigma_{ct,d}$  vorhandene Betonzugspannung, die beim Verkürzen der Betonbodenplatte infolge Reibung auf dem Unterbau entsteht, z.B. beim Abfließen der Hydratationswärme oder beim Schwinden des Betons, in MN/m<sup>2</sup>

$A_{ct}$  Querschnitt der Betonbodenplatte, der unter mittig wirkender Zugbeanspruchung steht, zu berechnen aus der Plattendicke  $h$  in m und der Breite  $b = 1\text{m}$

Die vom Beton aufnehmbare (effektive) Zugkraft  $F_{ct,eff}$  wird als Längskraft ermittelt, die der Betonquerschnitt im ungerissenen Zustand rechnerisch aufnehmen kann.

$$F_{ct,eff} = k_c \cdot k \cdot f_{ct,eff} \cdot A_{ct}$$

Hierbei sind:

$F_{ct,eff}$  wirksame Betonzugkraft, die vom ungerissenen Beton kurz vor der Erstrissbildung rechnerisch aufgenommen werden kann, in MN

$k_c$  Beiwert zur Berücksichtigung des Einflusses der Spannungsverteilung innerhalb des Zugquerschnitts vor der Erstrissbildung, sowie zur Änderung des inneren Hebelarms beim Übergang in den Zustand II (gerissener Querschnitt)

$k_c = 1,0$  bei Zugbeanspruchung über den gesamten Querschnitt, z.B. infolge Abfließens der Hydratationswärme oder Schwinden des Betons

$k$  Beiwert zur Berücksichtigung von nicht linear verteilten Betonzugspannungen

$f_{ct,eff}$  wirksame Zugfestigkeit des Betons zum betrachteten Zeitpunkt

$f_{ct,eff} = f_{ctm}$  bei spätem Zwang

$f_{ct,eff} = 0,5 \cdot f_{ctm}$  bei Zwang während des Abfließens der Hydratationswärme

$A_{ct}$  Betonquerschnitt der Betonbodenplatte

Der Nachweis der Rissvermeidung kann durch die Gegenüberstellung der Bemessungsschnittkraft  $F_{ct,d}$  mit der wirksamen Betonzugkraft  $F_{ct,eff}$  abgeschlossen werden, wenn die Bemessungsschnittkraft  $F_{ct,d}$  nicht größer ist als die rechnerisch aufnehmbare Zugkraft  $F_{ct,eff}$ :

$$F_{ct,d} \leq F_{ct,eff}$$

- Bestimmung der Risschnittgröße an den Versuchsplatten

Bei allen Versuchsplatten wird für den Gesamt – Sicherheitsbeiwert im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit mit dem Wert  $\gamma_{ct,ges} = 1,0$  gerechnet. Die  $\mu$  - Werte der Bodenplatte 3 stammen aus Abb.1.5, Kapitel 1. Der Reibungsbeiwert bei Bodenplatte 1 und 2 wird im Bereich von 1,4 bis 2,1 angesetzt. Dies begründet sich aus dem oberen Reibbeiwert für eine Lagerung auf Unterbeton mit einer Lage PE – Folie ( $\mu = 0,8 - 1,4$ ) und den Reibungsbeiwert einer Bodenplatte die ohne Gleitschicht direkt auf eine Mineralgemisch betoniert wird ( $\mu = 1,4 - 2,1$ ).

#### **Bodenplatte 1 und 2:**

$\mu = 1,4$       *Bodenplatte liegt auf dem Unterbeton auf (untere Grenze)*

$$F_{ct,d} = 1 \cdot 1,4 \cdot 0,0075 \cdot 30 = 0,315 \text{ MN} < 0,348 \text{ MN}$$

$$\sigma_{ct,d} = \frac{0,315}{0,3} = 1,05 \text{ MN/m}^2$$

$$F_{ct,eff} = 1 \cdot 0,8 \cdot 1,45 \cdot 0,3 = 0,348 \text{ MN}$$

$\mu = 2,1$       *Bodenplatte liegt auf dem Unterbeton auf (obere Grenze)*

$$F_{ct,d} = 1 \cdot 2,1 \cdot 0,0075 \cdot 30 = 0,473 \text{ MN} > 0,348 \text{ MN}$$

$$\sigma_{ct,d} = \frac{0,473}{0,3} = 1,58 \text{ MN/m}^2$$

**Bodenplatte 3:**

$\mu = 0,1$       *Bodenplatten mit Luftkissen als Gleitlagerung*

$$F_{ct,d} = 1 \cdot 0,1 \cdot 0,0075 \cdot 30 = 0,023 \text{ MN} < 0,348 \text{ MN}$$

$$\sigma_{ct,d} = \frac{0,023}{0,3} = 0,077 \text{ MN/m}^2$$

$$F_{ct,eff} = 1 \cdot 0,8 \cdot 1,45 \cdot 0,3 = 0,348 \text{ MN}$$

**Bodenplatte 4:**

$\mu = 1,0$       *Bodenplatten mit 2 Lagen PE – Folie als Gleitlagerung*

$$F_{ct,d} = 1 \cdot 1,0 \cdot 0,0075 \cdot 30 = 0,23 \text{ MN} < 0,348 \text{ MN}$$

$$\sigma_{ct,d} = \frac{0,23}{0,3} = 0,77 \text{ MN/m}^2$$

$$F_{ct,eff} = 1 \cdot 0,8 \cdot 1,45 \cdot 0,3 = 0,348 \text{ MN}$$

Bei allen vier Bodenplatten zeigt sich, dass die Bemessungsschnittkraft  $F_{ct,d}$  kleiner als die Betonzugkraft  $F_{ct,eff}$  ist. Nur für den Reibbeiwert  $\mu = 2,1$  bei Bodenplatte 1 und 2 zeigt sich, dass die Bemessungsschnittkraft größer als die Betonzugkraft ist.

Wie die Versuche gezeigt haben, wurde die Risschnittgröße bei keiner der ausgeführten Platten erreicht. Selbst Bodenplatte 1 und 2 die direkt auf die Sauberkeitsschicht betoniert wurden zeigen keinerlei Risse.

Aus den verschiedenen Lagerungsbedingungen lässt sich sehr gut sehen, dass bei einer Gleitlagerung durch Luftkissen, die Größe der Zugkraft in der Bodenplatte, sich gegenüber den anderen Lagerungsbedingungen wesentlich verringern lässt.

### 5.2.2 Nachweis für den Risszustand

Das Bewehren üblich beanspruchter Betonbodenplatten kann nur dann einen Sinn haben, wenn bei der Bemessung vom Risszustand ausgegangen wird.

Beim Nachweis der Zwangsbeanspruchungen sollten nach Möglichkeit die häufig auftretenden Überfestigkeiten des Betons berücksichtigt werden. Bei Überfestigkeiten fällt auch die Zugfestigkeit des Betons größer aus, wodurch mehr Bewehrung zur Begrenzung der Rissbreite benötigt wird. Es ist daher empfehlenswert, mit dem 95 % - Quantilwert anstelle mit der mittleren Zugfestigkeit  $f_{ctm}$  zu rechnen. Andererseits kann bei langsamer Steigerung der Einwirkung – wie dies bei Zwangsbeanspruchung im Allgemeinen der Fall ist – von einem Abbau der Zugspannung durch Kriechen und Relaxation gerechnet werden. Zur Vereinfachung wird vorgeschlagen, die Beiwerte Kriechen  $\varphi_k$  und Relaxation  $\varphi_R$  zu einer gemeinsamen Beiwertkombination  $\varphi_k + \varphi_R = 0,7$  zusammenzufassen. Mit dieser Beiwertkombination für den Abbau des Zwangs durch Kriechen und Relaxation können die entstehenden Spannungen im Betonquerschnitt und im Stahlquerschnitt vermindert werden [4].

### 5.2.3 Berücksichtigung von Temperatureinwirkungen

Die Temperaturverhältnisse bei der Herstellung von Betonbodenplatten haben einen wesentlichen Einfluss auf die Größe von Zugspannungen, die schon während der Erhärtung des Betons entstehen. Daher ist der Zeitpunkt der Herstellung mit den dabei herrschenden Umgebungsbedingungen von wesentlicher Bedeutung für das Entstehen von Zugspannungen und somit für die Rissgefahr.

Kritischer als gleichmäßige Erwärmungen und Abkühlungen mit Längszugspannungen (z.B. beim Abfließen der Hydratationswärme) können sich Temperaturdifferenzen auswirken, die sich ungleichmäßig über die Dicke der Betonbodenplatten verteilen. Dadurch kann es zu Verwölbungen der Betonbodenplatten kommen.

Aufgrund des unterschiedlichen Temperaturgradienten sind bei Aufwölbungen die Biegezugspannungen an der Plattenoberseite größer als die Biegezugspannungen an der Plattenunterseite bei Aufschüsselungen [4].

### 5.2.3.1 Betonbodenplatten mit Sonneneinstrahlung

Betonbodenplatten im Freien sind der Sonneneinstrahlung ausgesetzt, und es findet eine Erwärmung der Oberseite statt. Dabei entstehen Temperaturverteilungen entsprechend Abbildung 5.2. Betonbodenplatten sind aber auch Abkühlungen ausgesetzt. Dies kann ebenfalls ungleichmäßig erfolgen, wenn schnelle Temperaturänderungen stattfinden. Besonders bei Gewittern mit plötzlichen Regen- oder Hagelschauern ist dies der Fall. Abb.5.2 zeigt die stattfindenden Temperaturverteilungen [4].

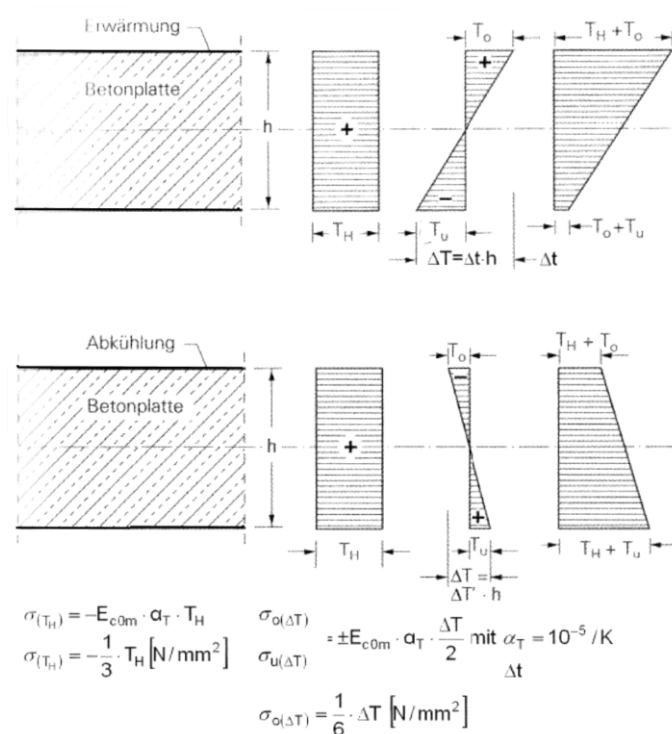


Abb.5.2 Betonbodenplatten bei schneller Abkühlung von oben [4]

5.2.3.2 Temperaturgradient  $\Delta t$ 

Nach [4] kann damit gerechnet werden, dass die Temperaturdifferenz bei Sonneneinstrahlung und Windstille aufgrund der Wärmeleitfähigkeit des Betons maximal 0,08 Kelvin je 1mm Bauteiltiefe beträgt. Dies ist der Temperaturgradient  $\Delta t$  des Betons.

$$\Delta t_{\text{Erwärmung}} \approx 0,08 \text{ K/mm}$$

Der Temperaturgradient ist bei Abkühlung etwa halb so groß.

$$\Delta t_{\text{Abkühlung}} \approx 0,04 \text{ K/mm}$$

- Vergleich des Temperaturgradienten nach [4] und den Versuchswerten

Nach [4] würde sich bei den Versuchskörpern (Bauteilhöhe = 30 cm), bei Sonneneinstrahlung und Windstille, ein maximaler Temperaturunterschied  $\Delta T$  von 24°C einstellen. Aus Abb.4.62 (Spitzentag im April) und Abb.4.38 (Hydratationswärmeentwicklung) zeigt sich bei den Bodenplatten ein deutlich geringerer Wert. Dieser Wert entspricht jedoch nach dem derzeitigen Stand der Aufzeichnungen dem Größtwert. Es ist jedoch anzunehmen, dass dieser bei den oben angeführten schlechten Witterungsbedingungen noch wesentlich größer werden kann, und durchaus in den Bereich, der in der Literatur angegeben maximalen Temperaturgradienten, liegen kann.

$\Delta T$  nach Literatur:                      24 °C                      Sonneneinstrahlung, Windstille

$\Delta T$  am Spitzentag im April:                      11 °C                      Außentemp.:  $\approx 29,5$  °C, Sonne

$\Delta T$  während der Hydratation:                      3,5 °C                      Außentemp.:  $\approx 7$  °C, Sonne

## 5.2.3.3 Aufwölbung bei Erwärmung

Nach [4] erfährt die Betonbodenplatte eine Verformung, die sich im Aufwölben des mittleren Bereichs zeigt. Dieser Aufwölbung wirkt die Eigenlast der Platte entgegen. Von einer bestimmten Plattenlänge an wird die Platte in der Mitte wieder auf der Unterlage aufliegen. Diese Länge wird als kritische Länge  $L_{krit}$  bezeichnet. Die beim Verwölben entstehenden Biegebeanspruchungen sind hierbei am größten. Das Verformungsbild und der Spannungsverlauf sind abhängig von der Plattenlänge (Abb.5.3).

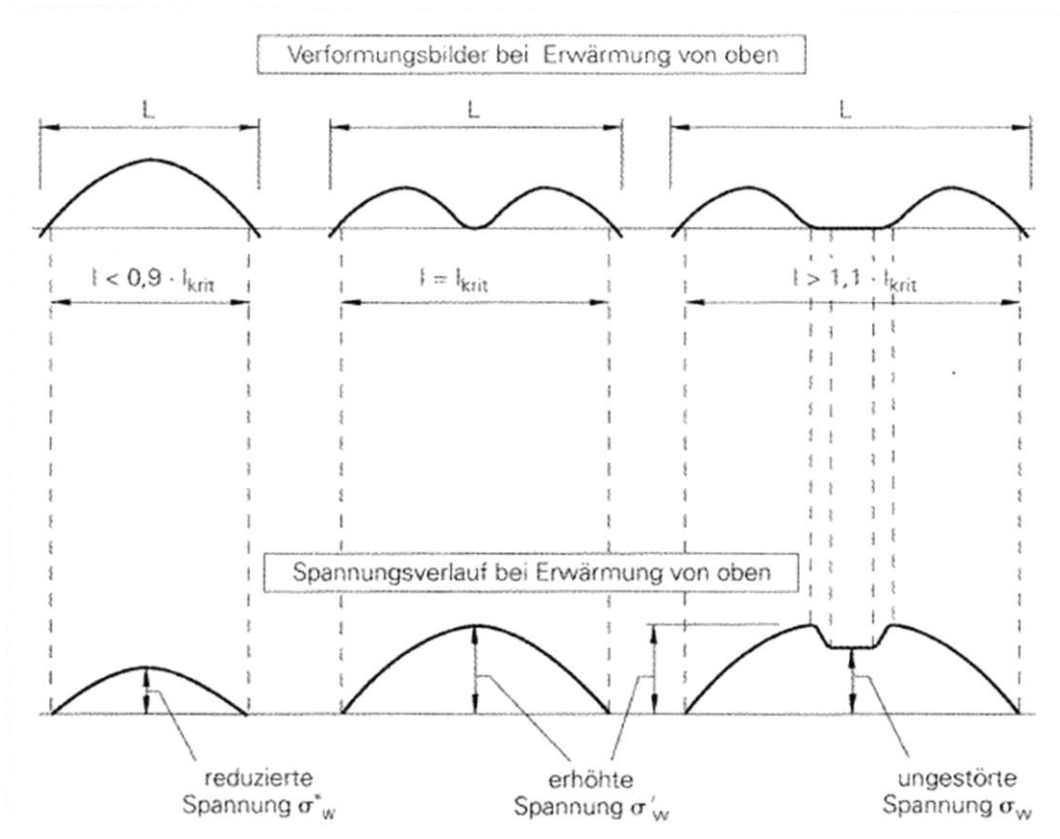


Abb.5.3 Verformungen von Betonbodenplatten und Spannungsverlauf bei Erwärmung von oben in Abhängigkeit von der Plattenlänge  $L_F$  in Bezug zur kritischen Plattenlänge  $L_{krit}$  [4]



5.2.3.4 Kritische Plattenlänge  $L_{krit}$ 

Bei Betonbodenplatten im Freien sollte daher die tatsächliche Plattenlänge  $L_F$  nicht im Bereich der kritischen Plattenlänge  $L_{krit}$  liegen, da hierbei die entstehenden Beanspruchungen durch Aufwölben am größten sind. Nach [4] sollten folgende Forderungen gelten:

$$L_F < 0,9 \cdot L_{krit}$$

oder

$$L_F > 1,1 \cdot L_{krit}$$

Nach [4] darf bei Plattenlängen  $L_F < 0,9 \cdot L_{krit}$  mit einer reduzierten Wölbspannung gerechnet werden, da die Biegezugspannungen an der Plattenoberseite einen geringeren Wert erreichen.

Für den Standardfall mit Beton C30/37 ergibt sich nach [4], für quadratische Platten mit dem Verhältnis,  $L_F/b_F \leq 1,25$ :

$$L_{krit} \approx 37 \cdot h[mm]$$

In gleicher Weise erhält man nach [4], für rechteckige Platten mit  $L_F/b_F \geq 1,25$  bis  $L_F/b_F \leq 1,5$ :

$$L_{krit} \approx 34 \cdot h[mm]$$

- Kritische Plattenlänge bei der Versuchsdurchführung

$$L_{krit} \approx 34 \cdot 300 \approx 10200 \approx \mathbf{10,2\ m}$$

$$L_F = 60\ m > 1,1 \cdot L_{krit} = 11,22\ m$$

Die kritische Plattenlänge ist somit auf jeden Fall überschritten.

5.2.3.5 Wölbspannungen  $\sigma_w$ 

Bodenplatten mit Abmessungen über der 1,1 – fachen kritischen Länge haben nach [4] im mittleren Bereich einen nicht gekrümmten Abschnitt der auf der Unterlage aufliegt (Abb.5.3). Die ungestörte Wölbspannung  $\sigma_w$ , lässt sich unter Berücksichtigung des vorhandenen zweiachsigen Spannungszustandes über die Querdehnungszahl  $\mu_c$  wie folgt berechnen:

$$\sigma_w = \frac{1}{1 - \mu_c} \cdot \frac{h \cdot \Delta t}{2} \cdot \alpha_T \cdot E_{c0m} \quad [N/mm^2]$$

Hierbei sind:

$\sigma_w$  ungestörte Wölbspannung im mittleren Längenbereich in  $N/mm^2$

$\mu_c$   $\mu_c = 0,2$  Querdehnungszahl

$\Delta t$  Temperaturgradient  $[K/mm]$

$\alpha_T$  Temperaturdehnzahl  $\alpha_T = 10^{-5}$

$E_{c0m}$  Elastizitätsmodul des Betons (zum jeweiligen Zeitpunkt)

- Vergleich der Wölbspannungen mit der Betonzugfestigkeit zum jeweiligen Zeitpunkt

*Wölbspannungen  $\sigma_w$  lt. Literatur:*

$$\sigma_w = \frac{1}{1 - 0,2} \cdot \frac{300 \cdot 0,08}{2} \cdot 10^{-5} \cdot 31900 = 4,78 \text{ N/mm}^2 \geq f_{ctm} = 2,9 \text{ N/mm}^2$$

→ Es zeigt sich, dass sich nach dem Bemessungsansatz lt. [4], mit einem Temperaturgradienten von  $\Delta t = 0,08 \text{ K/mm}$  bei Sonneneinstrahlung und Windstille, in der Bodenplatte Risse entstehen.

Wölbspannungen  $\sigma_w$  an einem Spitzentag im April:

$$\sigma_w = \frac{1}{1 - 0,2} \cdot \frac{11}{2} \cdot 10^{-5} \cdot 28200 = 1,93 \text{ N/mm}^2 \leq f_{ctm} = 2,9 \text{ N/mm}^2$$

Wölbspannungen  $\sigma_w$  zufolge Hydratation in Bodenplatte 1:

$$\sigma_w = \frac{1}{1 - 0,2} \cdot \frac{3,5}{2} \cdot 10^{-5} \cdot 22400 = 0,49 \text{ N/mm}^2 \leq f_{ctm} = 0,5 \cdot 2,9 = 1,45 \text{ N/mm}^2$$

Die oben angeführten Berechnungsansätze zeigen, dass es bei den bis jetzt aufgetretenen Temperaturgradienten zu keiner Rissbildung kommt. Dies wurde durch die Versuche bestätigt.

## 6 SCHLUSSFOLGERUNG UND AUSBLICK

### – Rissbildung

Sowohl bei Platte 1 und 2 als auch bei Platte 3 und 4 kam es aufgrund der kalten Witterungsbedingungen einerseits zu einem sehr geringen Anstieg der Hydratationswärme und andererseits zu einer sehr langsamen Festigkeitsentwicklung. Wie die Versuche gezeigt haben kam es dadurch zu keinerlei Rissbildung. Entgegen den Erwartungen kam es auf Grund von Schwinden, bisher aufgetreten Temperaturschwankungen und Temperaturgradienten ebenfalls zu keiner Rissbildung. Dies ist ebenfalls auf die kalten Witterungsbedingungen bei der Herstellung (Stichwort Winterbeton) zurückzuführen. Im Zuge der nächsten Versuche ist daher eine künstliche Abkühlung der Bodenplatten mit Hilfe von Stickstoffpellets geplant, um den Lastfall eines extremen Wetterereignisses zu simulieren. Für die Herstellung der nächsten Plattenstreifen ist aus den oben genannten Gründen eine Herstellung bei ungünstigen Wetterbedingungen (heißer Sommertag) anzustreben.

### – Vorgespannte Bodenplatten

Durch die kalten Witterungsbedingungen kam es im Zuge der Versuchsdurchführung zu großen Reibungsverlusten in den Spanngliedern. Weiter führten verletzte PE – Ummantelungen der Monolitzen zu einem Blockieren mehrerer Litzen. Diese Tatsachen hatten zur Folge, dass keine genaue Aussage über die tatsächlichen Reibungsverhältnisse getroffen werden konnten. Deshalb wird ein Entspannen der vorgespannten Bodenplatten und ein neuerliches Vorspannen im Zuge der nächsten Versuchsreihe vorgesehen. Für diesen Vorgang ist des Weiteren ein erweitertes Messprogramm, welches die Dehnungen über die gesamte Plattenlänge misst, geplant. Genauere Aussagen über die tatsächlichen Reibungsverhältnisse sollten dadurch getroffen werden können. Die nahezu verlustfreie Lagerung mittels Luftkissen konnte jedoch anhand des zeitlichen Verlaufs und der gemessenen Dehnungsunterschiede durchaus gezeigt werden.

– Neuartige Gleitlagerung mittels Luftkissen

Die baupraktische Umsetzbarkeit der neuartigen Gleitlagerung konnte durch die Versuche gezeigt werden. Einen großen Vorteil stellt hier sicherlich die einfache Erzeugung des Luftdrucks in Verbindung mit der simplen Steuerung dar. Die nahezu vollkommene Entkopplung vom Untergrund konnte ebenfalls erzielt werden. Dies zeigte sich allein schon durch das Einstellen geringer Dehnungen, bei geringer Erwärmung der Bodenplatte.

## 7 LITERATURVERZEICHNIS

- [1] *Schüttle, J.; Teutsch, M.; Falkner, H.:* Fugenlose Betonbodenplatten; TU Braunschweig – Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, Heft 121, 1996
- [2] *Ivanyi, G.; Sommer, R.:* Versuche zur gleitfähigen Lagerung von Behältersohlen; Bericht 1991
- [3] *Van der Poel, L.:* Allgemeines System zur Beschreibung des viskoelastischen Verhaltens von Bitumen; Kolloidzeitschrift 139
- [4] *Lohmeyer, G.; Ebeling, K.:* Betonböden für Produktions- und Lagerhallen; 2. überarb. Auflage; Düsseldorf; Verlag Bau +Technik GmbH; 2008
- [5] *Lohmeyer, G.; Ebeling, K.:* Weiße Wannen – einfach und sicher; 7. überarb. Auflage; Düsseldorf; Verlag Bau +Technik GmbH; 2006
- [6] VSL Job report; VSL Headquarters Switzerland 03.01.1996
- [7] Hänisch, L.; Hillemeier, B.: Die größte monolithische Bodenplatte der Welt, fugenlos und rissfrei; Kongressunterlagen 53. Betontage S:152; Neu – Ulm 2009
- [8] *Springenschmid, R.:* Betontechnologie für die Praxis; 1. Auflage; Berlin; Bauwerk; 2007
- [9] *Agatz, S.:* Herstellungszustand verformungsbehinderter Bodenplatten aus Beton; Dissertation TU Düsseldorf ; 2005
- [10] Röhling, S.: Zwangsspannungen infolge Hydratationswärme; Düsseldorf; Verlag Bau +Technik GmbH; 2005

- [11] Kollegger, J.: Betonbau 1; 1. Auflage; Wien; 2007
  
- [12] Friedrich, Th.: Risskontrolle durch Vorspannung und Glasfaserzusätze; Braunschweiger Bauseminar 1997 „Innovatives Bauen“; Heft 136 Braunschweig 1997
  
- [13] Bösche, Th.; Curbach, M.: Abbau von Zwangsspannungen durch die Verwendung von bituminösen Trennschichten; Beton – u. Stahlbau 92; Heft 5, und Fortsetzung in Heft 6; 1997
  
- [14] Peyerl, M.: Gleitlagerungen für Bodenplatten, Zwischenbericht; Wien 2009
  
- [15] Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1; Allgemeine Bemessungsregeln für den Hochbau; Österreichisches Normungsinstitut; 12 2004
  
- [16] ÖVBB – Richtlinie: Wasserundurchlässige Betonbauwerke – Weiße Wannen; Auflage März 2009; Wien