



Markus Bernhart, BSc

# **Temperaturkriterium für WU-Bauwerke nach ÖBV-Richtlinie Weiße Wanne**

## **MASTERARBEIT**

zur Erlangung des akademischen Grades

Diplom-Ingenieur

Masterstudium

Bauingenieurwissenschaften – Konstruktiver Ingenieurbau

eingereicht an der

**Technischen Universität Graz**

## **Betreuer**

Univ.-Prof. Dipl.-Wirtsch.-Ing. Dr.techn. Dirk Schlicke

Dipl.-Ing. Christina Krenn, BSc

Dipl.-Ing. Benjamin Schuler, BSc

Institut für Betonbau

Lessingstraße 25, 8010 Graz

Graz, September 2024

## **EIDESSTATTLICHE ERKLÄRUNG**

Ich erkläre an Eides statt, dass ich die vorliegende Arbeit selbstständig verfasst, andere als die angegebenen Quellen/Hilfsmittel nicht benutzt und die den benutzten Quellen wörtlich und inhaltlich entnommenen Stellen als solche kenntlich gemacht habe. Das in TUGRAZonline hochgeladene Textdokument ist mit der vorliegenden Masterarbeit identisch.

---

Datum, Unterschrift

## **Danksagung**

An dieser Stelle möchte ich mich bei all denjenigen herzlich bedanken, die zum Gelingen dieser Masterarbeit beigetragen haben.

Ich bedanke mich bei meinen Betreuern DI Christina Krenn und DI Benjamin Schuler, denn für eure unermüdliche Unterstützung während der gesamten Arbeit bin ich euch unendlich dankbar. Ohne eure fachliche Kompetenz und euer Durchhaltevermögen wäre diese Masterarbeit in dieser Form nicht möglich gewesen. Ein großer Dank gilt auch Herrn Univ.-Prof. Dipl.-Wirtsch.-Ing. Dr.techn. Dirk Schlicke, der bei allen Fragen stets eine fachliche Antwort wusste und sich immer ausreichend Zeit für meine Fragen genommen hat.

Ich möchte meiner ganzen Familie danken, besonders meinem Vater Hannes, der mich immer unterstützt und das Studium finanziell erst möglich gemacht hat. Weiters möchte ich mich bei all meinen Freunden und Studienkollegen bedanken, mit euch war die Studienzeit eine unvergessliche Zeit.

Ich möchte auch meiner Freundin Miriam danken, deren moralische Unterstützung und motivierenden Worte mir immer geholfen haben.

An dieser Stelle bedanke ich mich auch herzlich bei meinem Freund Efim Griniov. Dein unermüdlicher universitärer Beistand, dein konstruktives Feedback, und die gemeinsame Zeit fernab vom Studium wird werden mir ewig in Erinnerung bleiben.

## Kurzfassung

Diese Masterarbeit untersucht die Temperaturkriterien der ÖBV-Richtlinie Weiße Wanne anhand von Temperaturmessdaten einer Unterflurtrasse. Ziel ist es, die Eignung der Kriterien für die maximale Bauteiltemperatur und die maximale Frischbetontemperatur zu bewerten und Verbesserungsmöglichkeiten aufzuzeigen, mit besonderem Fokus auf der Wechselwirkung zwischen Frischbeton- und Umgebungstemperatur über alle Jahreszeiten.

Es werden die Problematiken der Rissbildung in Betonbauwerken aufgrund von Temperaturspannungen behandelt, welche die strukturelle Integrität und Dichtigkeit beeinträchtigen können. Hierfür wird die These aufgestellt, dass die bestehenden Temperaturgrenzen nicht optimal sind und saisonale Anpassungen sowie das Berücksichtigen eines „Delta-Kriteriums“- die Differenz zwischen maximaler Bauteil- und Umgebungstemperatur - erforderlich sind. Im Vergleich zu anderen Ländern, wie Deutschland, den USA und Dänemark, wo Temperaturdifferenzen bereits in den Richtlinien berücksichtigt werden, zeigt sich, dass dies zu einer signifikanten Reduktion der Rissbildung und Erhöhung der Dauerhaftigkeit führt.

Die Auswertung mit MATLAB zeigt, dass die maximale Bauteiltemperatur im Sommer bei der untersuchten Unterflurtrasse bis zu 53 °C erreicht und damit deutlich über dem Grenzwert liegt, während im Winter die maximalen Bauteiltemperaturen deutlich unter den geforderten Werten liegen. Im Vergleich dazu sind im Frühling und Herbst die Temperaturdifferenzen am größten, was zu den größten Zwangsspannungen im gesamten Jahreszeitraum führt.

Die Ergebnisse geben Aufschluss, dass eine Anpassung des Temperaturkriteriums, ähnlich wie in den anderen Ländern, notwendig ist, um die Rissbildung bzw. -vermeidung effektiver zu kontrollieren. Dies impliziert, dass die derzeitigen Kriterien für die maximale Bauteiltemperatur und die maximale Frischbetontemperatur überarbeitet und beispielsweise durch ein Delta-Kriterium wie in Deutschland, den USA und Dänemark ersetzt werden sollten.

## Abstract

This master's thesis investigates the temperature criteria of the “ÖBV-Richtlinie Weiße Wanne” using temperature measurement data from an underground section. The objective is to assess the suitability of the criteria for maximum component temperature and maximum fresh concrete temperature, and to identify potential improvements, with a particular focus on the interaction between fresh concrete and ambient temperature throughout all seasons.

The thesis addresses the issues of crack formation in concrete structures due to thermal stresses, which can compromise structural integrity and watertightness. It proposes the hypothesis that the existing temperature limits are not optimal and that seasonal adjustments, as well as the consideration of a "Delta Criterion" - the difference between the maximum component and ambient temperature - are necessary. Compared to other countries, such as Germany, the USA, and Denmark, where temperature differences are already taken into account in guidelines, it is evident that this approach significantly reduces crack formation and enhances durability.

The analysis using MATLAB shows that the maximum component temperature in summer for the examined underground section reaches up to 53 °C, which is significantly above the limit, while in winter, the maximum component temperatures are well below the required values. In contrast, temperature differences are greatest in spring and autumn, leading to the highest thermal stresses throughout the year.

The results indicate that an adjustment of the temperature criterion, similar to other countries, is necessary to more effectively control crack formation and prevention. This implies that the current criteria for maximum component temperature and maximum fresh concrete temperature should be revised and possibly replaced by a Delta Criterion, as is done in Germany, the USA, and Denmark.

# Inhaltsverzeichnis

<b>1</b>	<b>Einleitung .....</b>	<b>1</b>
1.1	Motivation & Zielsetzung.....	1
1.2	Aufbau der Arbeit .....	2
<b>2</b>	<b>Theoretische Grundlagen.....</b>	<b>4</b>
2.1	Zwangbeanspruchung.....	4
2.1.1	Allgemeines .....	4
2.1.2	Eigenspannungen .....	6
2.1.3	Bauteiltypisches Verhalten .....	7
2.1.4	Arten von Zwang.....	9
2.2	Rissbildung in Betonbauteilen .....	10
2.2.1	Rissbildung Allgemein .....	10
2.2.2	Rissbildung in dicken Bauteilen.....	12
2.3	Weißer Wanne nach ÖBV-RL .....	13
2.3.1	Allgemeines .....	13
2.3.2	Konstruktions- und Anforderungsklassen.....	14
2.3.3	Betontechnologische Anforderungen .....	16
2.3.4	Nachbehandlung des Betons .....	17
2.4	Bemessungsmodelle zur Berücksichtigung der Zwangbeanspruchung.....	21
2.4.1	Begrenzung der Rissbreite .....	21
2.4.2	Rissvermeidung.....	24
2.5	Ansätze zur Bestimmung der maximalen Bauteiltemperatur.....	25
2.5.1	Vorausberechnung der Temperaturentwicklung gem. ÖBV-RL [17] .....	25
2.5.2	Abschätzung der maximalen Bauteiltemperatur nach BAW [20] .....	25
2.6	Temperaturkontrolle nach ÖBV-RL [1] .....	27
2.7	Temperaturkontrolle von WU-Bauwerken in anderen Ländern .....	28
2.7.1	Temperaturkriterium in Dänemark [22] .....	28
2.7.2	Nationale Dokumente in Deutschland [23].....	30
2.7.3	Temperaturkriterien anhand einer Studie in Indien [24]: .....	32
2.7.4	Temperaturkontrolle in den USA, Alabama [25]:.....	32
2.7.5	CIRIA - Control of cracking caused by restrained deformation in concrete [26] .....	35
<b>3</b>	<b>Untersuchungsobjekt – Unterflurtrasse .....</b>	<b>36</b>
3.1	Konstruktion und Aufbau .....	36
3.2	Verwendeter Beton.....	38
3.3	Abschätzung der maximalen Bauteiltemperatur .....	39

<b>4</b>	<b>Methodik zur Messdatenerhebung &amp; -auswertung.....</b>	<b>40</b>
4.1	Datenerfassung.....	40
4.2	Auswahl und Beschreibung der Messinstrumente im Bauwerk.....	41
4.3	Analyseverfahren mit MATLAB und Vorsortierung.....	41
4.4	Plausibilisierung der Umgebungstemperaturmessung.....	42
<b>5</b>	<b>Auswertung .....</b>	<b>46</b>
5.1	Analyse anhand zweier Referenzdateien .....	46
5.1.1	Winterszenario .....	46
5.1.2	Sommerszenario.....	49
5.2	Datenbasis über den Jahresverlauf .....	51
5.3	Auswertung der Umgebungstemperatur.....	52
5.4	Auswertung Decke .....	53
5.4.1	Maximale Bauteiltemperatur und Frischbetontemperatur .....	53
5.4.2	Differenz zwischen maximaler Bauteil- und Umgebungstemperatur.....	54
5.4.3	Differenz zwischen maximaler Bauteil- und Ausgleichtemperatur.....	55
5.4.4	Vergleich der realen und theoretischen Temperaturentwicklung.....	56
5.4.5	Vergleich zwischen realer- und theoretischer maximaler Bauteiltemperatur	57
5.4.6	Dauer der Erwärmungsphase .....	58
5.5	Auswertung Wand.....	59
<b>6</b>	<b>Ergebnisdiskussion.....</b>	<b>62</b>
<b>7</b>	<b>Zusammenfassung.....</b>	<b>64</b>
	<b>Literaturverzeichnis.....</b>	<b>66</b>
	<b>Abbildungsverzeichnis.....</b>	<b>68</b>
	<b>Tabellenverzeichnis.....</b>	<b>70</b>

# 1 Einleitung

## 1.1 Motivation & Zielsetzung

In der Erhärtingsphase des Betons entsteht aufgrund der chemischen Reaktion des Wassers mit dem Zementklinker, bzw. Bindemittel zur Substitution, eine signifikante Temperaturzunahme. Diese Temperaturen können je nach Bauteilgeometrie, Dicke und den Umgebungsbedingungen unterschiedlich sein. Je dicker das Bauteil, desto stärker ist die Wärmeentwicklung aufgrund einer Konzentration der anfallenden thermischen Energie und der unzureichenden Abfuhr der Wärme an die Umgebung. Diese Temperaturerhöhung kann in Zusammenhang mit der sich erst entwickelnden Bauteilsteifigkeit zu Zwangsspannungen führen, die beim Überschreiten der Zugfestigkeit des Betons zu Rissen führen. Weiterführend entstehen bei sehr hohen Temperaturdifferenzen über den Querschnitt v.a. in dicken Bauteilen Eigenspannungen, welche ebenfalls zu Rissen führen können.

Speziell für Tunnelbauten oder auch für Infrastrukturbauwerke bspw. Unterflurtrassen wird aus Anforderungen an die Dichtigkeit der Konstruktion und an die bessere Wartungsfreiheit auf eine Betonage nach der ÖBV-Richtlinie Weiße Wanne [1] gesetzt. Die Abdichtung erfolgt ausschließlich durch den Beton, der nach den hohen Ansprüchen der ÖBV-RL [1] hergestellt wird. Neben den Anforderungen an die Betonrezeptur und an die Bauwerksherstellung gibt es in dieser ÖBV-RL allerdings auch Kriterien an die maximale Bauteiltemperatur und die maximale Frischbetontemperatur. Der Grenzwert für die maximale Bauteiltemperatur liegt je nach Konstruktionsklasse und Bauteiltyp zwischen 45 °C und 55 °C. Die Frischbetontemperatur ist abhängig vom Bemessungsmodell und der Konstruktionsklasse und wird beispielsweise im Bemessungsmodell „weiße Wanne optimiert“ mit 22 °C begrenzt.

Generell gilt, dass im Sommer bei der Betonage eine niedrigere Frischbetontemperatur zum Einsatz kommt, um die maximale Bauteiltemperatur einzuhalten, hierbei ist das Delta zwischen maximaler Bauteil- und Umgebungstemperatur gering. Im Vergleich dazu werden im Winter Betonagen mit erhöhter Frischbetontemperatur durchgeführt, um die Hydratation des Betons vollständig umzusetzen. Im Winter ist das Delta zwischen maximaler Bauteil- und Umgebungstemperatur deutlich größer, wohingegen die maximale Bauteiltemperatur keinen kritischen Wert erreicht.

Die Umgebungstemperatur wird in dem laut ÖBV-RL [1] definierten Temperaturkriterium nicht berücksichtigt. Bei hohen Umgebungstemperaturen wird das Kriterium von der maximalen Bauteiltemperatur  $T_{\max, BT}$  deutlich schneller erreicht, führt aber in den meisten Fällen trotzdem zu keinen Bauwerksschäden aufgrund dem geringeren spannungswirksamen Temperaturunterschied, welcher sich aus der Differenz zwischen der maximalen Bauteil- und Umgebungstempe-

ratur ergibt. In der aktuellen Auflage der ÖBV-RL [1] werden lediglich maximale Bauteiltemperaturen vorgeschrieben und es wird nicht zwischen Winter- und Sommer unterschieden. Beispielsweise bleiben die Temperaturen im Sommer bei höherer Umgebungstemperatur länger auf einem höheren Niveau. Im Gegensatz dazu kann im Winter, durch den großen Unterschied zwischen Bauteil- und Umgebungstemperatur, die Wärme bereits während der Erhärtung deutlich schneller abfließen, sodass sich im Bauteil keine derartige hohe Temperatur einstellt. Im Winter beginnt die Hydratation von einem niedrigeren Temperaturniveau, was zusätzlich dazu beiträgt, dass die Bauteiltemperaturen geringer ausfallen. Ein anderes Kriterium, das in der Forschung häufiger diskutiert wird, ist das Kriterium die Differenz zwischen maximaler Bauteil- und Umgebungstemperatur zu begrenzen, um Zwangsspannungen zu reduzieren. Wenn dieses Delta einen gewissen Grenzwert unterschreitet, ist das Risiko von Schäden aufgrund von frühzeitiger Rissbildung infolge Zwangsspannungen geringer.

In der vorliegenden Masterarbeit werden die Temperaturkriterien der ÖBV-RL [1] anhand von Messdaten einer Unterflurtrasse überprüft. Bei diesen Messdaten handelt es sich um reine Temperaturmessungen. Die Messdaten werden systematisch ausgewertet, um Zusammenhänge zwischen der maximalen Bauteiltemperatur, der Umgebungstemperatur und der Frischbetontemperatur herzustellen. Die Entstehung von Verformungen und Zwangsspannungen infolge der Betonhärtung ist nicht ausschließlich vom Materialverhalten abhängig, sondern wird auch durch die Wechselwirkung zwischen der Umgebungstemperatur und der Frischbetontemperatur bestimmt. Dieses Zusammenspiel ist in der Wissenschaft noch nicht gänzlich erforscht und wird deshalb mit Erfahrungswerten abgeschätzt. Basierend auf den vorliegenden Messdaten wird dieses Zusammenspiel untersucht, welches den Schwerpunkt dieser Arbeit bildet. Im weiteren Verlauf wird ein Vergleich angestellt, wie Temperaturgrenzen in anderen Ländern definiert sind, basierend auf Regelwerken und spezifischen Studien aus diesen Ländern. Diese Zusammenhänge und Aufstellungen zeigen, dass das Kriterium der maximalen Bauteiltemperatur kritisch zu hinterfragen ist.

## **1.2 Aufbau der Arbeit**

Die vorliegende Arbeit gliedert sich in sieben Kapitel. In Kapitel 2 werden alle relevanten theoretischen Grundlagen, die zur Bearbeitung dieser Masterarbeit notwendig sind, erläutert. Dazu zählen die Grundlagen der Zwangbeanspruchung, die Grundlagen zur Rissbildung, sowie deren Vermeidung im Hinblick auf die ÖBV-RL [1]. Zusätzlich werden in diesem Teil der Arbeit die Grundlagen der Weißen Wanne nach der ÖBV-RL erläutert. In Unterkapitel 2.7 wird ein Vergleich mit anderen Ländern gezogen. Die beinhaltenden Länder für die betrachteten Temperaturkriterien sind Deutschland, Dänemark, die USA sowie ein Beispiel aus Indien. Das Untersuchungsobjekt „Unterflurtrasse“ wird in Kapitel 3 näher beschrieben. In Kapitel 4 beginnt die ei-

gentliche Messdatenaufbereitung. Hierfür werden in diesem Kapitel grundlegende Eingangsgrößen der Messdaten erläutert und mögliche Adaptierungen vorgenommen. Beispielsweise werden die Umgebungstemperaturen nicht aus den Baustellendaten, sondern von einer ZAMG-Messstation herangezogen, um exaktere Ergebnisse und fehlerhafte Messdaten aussortieren zu können. Des Weiteren wird an zwei beispielhaften Messungen im Winter und Sommer anhand von Diagrammen erläutert, wie die Daten gesammelt ermittelt wurden und wo mögliche Probleme zu erwarten sind. Die Auswertung erfolgt im Hintergrund mit MATLAB um die Ergebnisse der rd. 80 Messdaten gesammelt ausgeben zu können. In Kapitel 5 werden die bereinigten und aufbereiteten Messdaten ausgewertet, und der Zusammenhang zwischen Frischbetontemperatur, spannungswirksamer Temperatur, sowie der Rissbildung analysiert. Des Weiteren wird in Kapitel 5.4 die Zeit, welche der Beton im Laufe der Aufzeichnung zu hydratisieren benötigt, und der Unterschied zur theoretischen Temperaturberechnung beschrieben. Im Kapitel 6 dieser Arbeit werden die zuvor ermittelten Ergebnisse interpretiert, diskutiert und es wird der abschließende Vergleich mit den Regelungen in anderen Ländern durchgeführt. Im letzten Kapitel wird anhand der ermittelten Berechnungen und Ergebnisse eine Empfehlung ausgesprochen, ob das Temperaturkriterium in dem Sinne nach ÖBV-RL [1] noch sinnvoll ist und inwiefern dieses Kriterium einer Überarbeitung bedarf.

## 2 Theoretische Grundlagen

Im folgenden Kapitel werden allgemeine Grundlagen zu Betonbauwerken und die theoretischen Aspekte des WU-Betons, sowie seine Eigenschaften, die im Rahmen der Temperaturkontrolle und essenziell sind, dargelegt. Zudem wird in diesem Kapitel die große Bedeutung von Zwangsspannungen, die aufgrund einer unzureichenden Temperaturkontrolle während der Ausführung entstehen können, erläutert. Da das wesentliche Ziel der WU-Bauweise das Vermeiden von Rissen ist, werden in diesem Kapitel Grundlagen zur Rissbildung erläutert. Diese Grundlagen sind unerlässlich, da auch in WU-Bauwerken bei kritischen Rand- und Umgebungsbedingungen Risse auftreten können. Ziel eines WU-Bauwerks ist es daher, diese Risse möglichst zu vermeiden bzw. gering zu halten, um eine ausreichende Dichtigkeit zu gewährleisten und wasserführende Risse zu vermeiden. Neben den Grundlagen zur ÖBV-RL [1] werden auch die Bemessungsmodelle zur Rissbreitenbegrenzung, bzw. Rissvermeidung beschrieben. Um einen Vergleich der Ergebnisse zu erhalten, werden in diesem Abschnitt zusätzlich die theoretische Wärmeentwicklung anhand der zwei Berechnungsformeln erläutert. Am Schluss des Kapitels werden die Temperaturkontrolle in Österreich sowie in anderen Ländern detailliert beschrieben.

### 2.1 Zwangbeanspruchung

#### 2.1.1 Allgemeines

Ingenieurbauwerke bestehen nicht nur aus einem einzigen Bauteil, sondern aus einer Vielzahl an verschiedenen Körpern, die Starr oder verschieblich miteinander verbunden sind. Die Verbindungen zwischen den verschiedenen Ebenen Körper müssen Kräfte und Momente übertragen, sodass diese in einem Fundament sicher abgeleitet werden können. Um Zwangkräfte definieren zu können, muss zunächst die „statische Bestimmtheit“ definiert werden. Diese gibt an, dass alle Reaktionen, Momente und Kräfte eindeutig mit drei Gleichgewichtsbedingungen bestimmt werden können. Sobald mehr als drei Gleichungen benötigt werden, ist das System statisch unbestimmt. Bei statisch unbestimmten Systemen kann sich eine Verformung nicht frei einstellen. Infolgedessen resultieren aus den behinderten Verformungen Zwangkräfte bzw. Zwangsspannungen. [2]. Im zeitlichen Verlauf der Betonerhärtung, auch Hydratation genannt, erwärmt sich der Beton aufgrund der chemischen Reaktion zwischen dem Zementklinker und dem Wasser. Während dieser Reaktion kommt es auf Grund der Temperaturzunahme zu einer Volumenausdehnung, welche zu Spannungen führt, wenn sie sich nicht frei einstellen kann. Nach Abkühlen des Bauteils kehrt sich dieser Prozess um und das Bauteil verkürzt sich. Durch diese Spannungsgeschichte entstehen im Beton Zugspannungen, die zu Rissen führen, wenn sie nicht vom Beton aufgenommen werden können. [3]

Um diese auftretenden Zwangsspannungen genauer zu untersuchen, muss der Zeitpunkt der Verformungseinwirkung betrachtet werden. Die Verformungseinwirkung  $\varepsilon_0$ , der Behinderungsgrad

$a$  und der Elastizitätsmodul  $E_c$  unterliegen während der Erhärtung des Betons einer starken Veränderung, somit muss die Zwangsspannung zeitdiskret definiert werden. Für die Zwangsspannung gilt:

$$\sigma_{beh}(t) = \int_0^t \varepsilon_0(t) * a(t) * E_c(t) dt \quad 2.1$$

$\sigma_{beh}(t)$  Zwangsspannung [N/mm<sup>2</sup>]

$\varepsilon_0(t)$  Verformungseinwirkung [ $\Delta l/l_0$ ]

$E_c(t)$  Elastizitätsmodul [N/mm<sup>2</sup>]

$a(t)$  Behinderungsgrad [-]

Die Spannungsgeschichte des Bauteils ist wesentlich und direkt an die Temperaturgeschichte und Festigkeitsentwicklung des Betons gebunden. Zwang tritt auf, wenn Verformungseinwirkungen behindert werden und kann in folgende fünf Kategorien gegliedert werden:

- Hydratationswärme
- Klimatische Temperaturänderungen
- Schwinden
- Brand
- Setzungen

Die Hydratationswärme ist stark von der gewählten Zement- bzw. Bindemittelart, sowie im hohen Maße von der Menge an Bindemittel abhängig. In Tabelle 2.1 ist ein Überblick über die spezifische Hydrationswärme von unterschiedlichen Zementarten zu finden. Speziell bei dicken Bauteilen ist die Verwendung einer Zementsorte mit einer niedrigen Wärmeentwicklung entscheidend. Andernfalls kann es zu einer erhöhten Temperaturentwicklung kommen, die wiederum zu einer erhöhten Verformung führen kann. Hierfür werden oft C<sub>3</sub>A-freie Zemente verwendet, die eine geringe Wärmeentwicklung besitzen. Wenn eine Auswahl einer derartigen Zementsorte nicht möglich ist, kann die Reduktion des Bindemittelgehalts einen positiven Einfluss auf die Wärmeentwicklung des Bauteils aufweisen. [4]

Zementart	max $Q_{\text{csp}}$ [kJ/kg]
CEM I	375 - 525
CEM II/A-S	355 - 470
CEM II/B-S	355 - 440
CEM III/A	365 - 415
CEM III/B	355 - 365

Tabelle 2.1: Überblick über die spezifische Hydrationswärme typischer Zemente [4]

Ein wesentlicher Teil der Faktoren, die Zwang hervorrufen sind klimatische Temperaturveränderungen. Wird der Beton während der Hydratation zunehmend von einer kalten Umgebungstemperatur belastet, können sich große Temperaturdifferenzen ausbilden. Bei zu großen Differenzen ergeben sich Spannungen, die nicht vom jungen Beton aufgenommen werden können. Da die Anfangszugspannung des Betons nur etwa ein Zehntel der tatsächlichen Zugfestigkeit ausmacht, ist es besonders wichtig, in diesem Stadium auf die Temperaturkontrolle, mit speziellem Augenmerk auf die Nachbehandlung, zu achten. In diesem Sinne muss ein ausreichender Schutz vor großen Temperaturunterschieden durchgeführt werden. Beispielsweise zeigt Abbildung 2.1 das zeitliche Verhalten der Zugfestigkeit für Betongüte C25/30. Es ist ersichtlich, dass die Entwicklung der Zugfestigkeit erst nach 12 Stunden beginnt, und sich der Wert nach neun Tagen nur noch gering ändert. Ähnlich wie bei der Druckfestigkeit, wird die Zugfestigkeit, die laut ÖNORM B-4710 [5] erforderlich ist, erst nach ca. 28 Tagen erreicht.

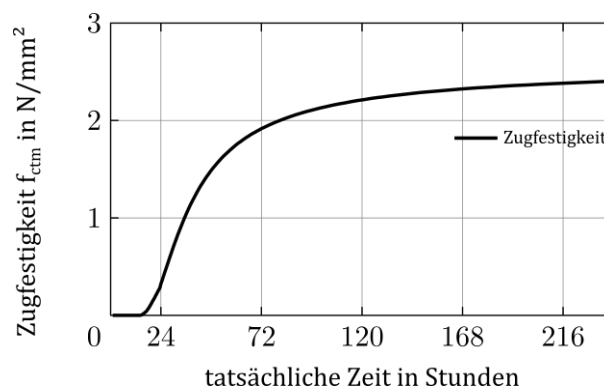


Abbildung 2.1: Zugfestigkeitsentwicklung Beton [6]

### 2.1.2 Eigenspannungen

Eine andere Form der Zwangsspannungen ist Innerer Zwang bzw. sogenannte Eigenspannungen. Diese werden durch eine nichtlineare verteilte Verformungseinwirkung im Querschnitt ohne eine

äußere Belastung erzeugt. Sie können beispielsweise bei einer nichtlinearen Temperaturgradienten infolge der Hydratationswärme unter der Voraussetzung von einem Ebenbleiben des Querschnitts (Bernoulli Hypothese) entstehen. Im Hinblick auf eine Bodenplatte ergeben sich große Temperaturdifferenzen zwischen dem Randbereich und dem Querschnittsinneren. Da die Bodenplatte an der Unterseite wärmer ist als an der Oberseite ergeben sich an der Unterseite Zugspannungen und an der Oberseite Druckspannungen. Da das Eigengewicht gegen das Aufwölben wirkt, entstehen an der Unterseite Risse. Bei den Eigenspannungen gilt, je dicker das Bauteil ist, umso größer sind auch die erwartbaren Spannungen wie Abbildung 2.2 nach TUE [7] zeigt.

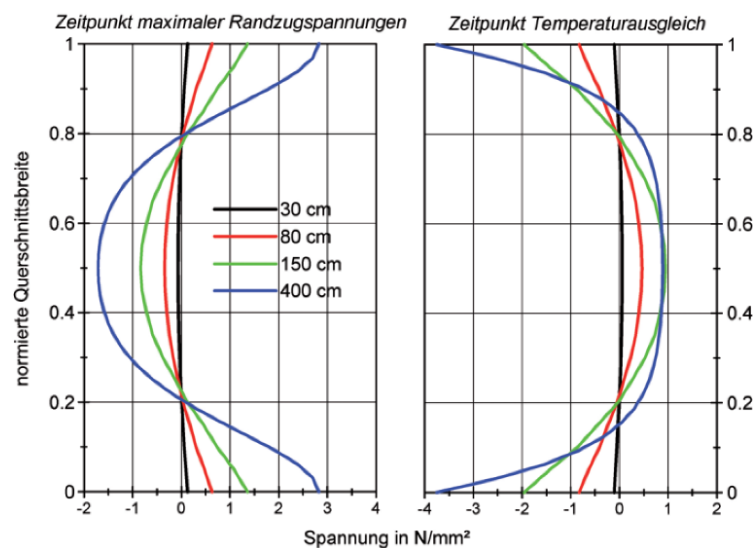


Abbildung 2.2: Eigenspannungen in Abhängigkeit der Querschnittsbreite und zugeh. Temperatursgleich [7]

### 2.1.3 Bauteiltypisches Verhalten

#### Bodenplatte

Da Bodenplatten flächig auf den Baugrund aufliegen, stehen sie in enger Wechselwirkung mit dem Baugrund. Im Bauteil wird das Temperaturprofil maßgeblich von verschiedenen Faktoren beeinflusst. Da die Platte an der Unterseite, insbesondere bei sehr dicken Betonbauteilen, durch die Speicherwirkung des Bodens eine hohe Erwärmungsphase erfährt, wird die obere Seite vorwiegend von klimatischen Bedingungen und der Nachbehandlungsmaßnahmen beeinflusst. Der Biegezwang resultiert aus der linearen Temperaturdifferenz über die Höhe der Bodenplatte, die zu einer Aufwölbung bzw. Aufschüsselung führt, wodurch das Eigengewicht aktiviert wird, und Biegespannungen entstehen, welche letztlich zur Rissbildung führen können. In Abbildung 2.3 ist das Abheben der Ränder mit einer anschließenden Biegerissbildung an der Oberseite dargestellt, wohingegen es bei einem Aufwölben, wie in Abbildung 2.4 zu sehen, an der Unterseite zu einer Rissbildung kommt. [6] Biegezwang und Zwangnormalkraft werden sowohl in Längs- und

auch in Querrichtung aufgebaut, wobei die Ausdehnung der Bodenplatte in die jeweilige Richtung maßgebend ist für die Größe der Zwangsbeanspruchung.

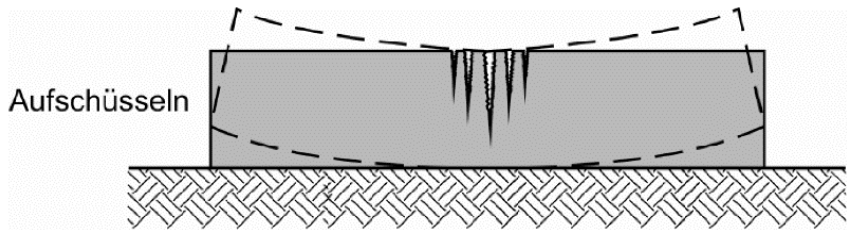


Abbildung 2.3: Biegerissbildung an der Oberseite [8]

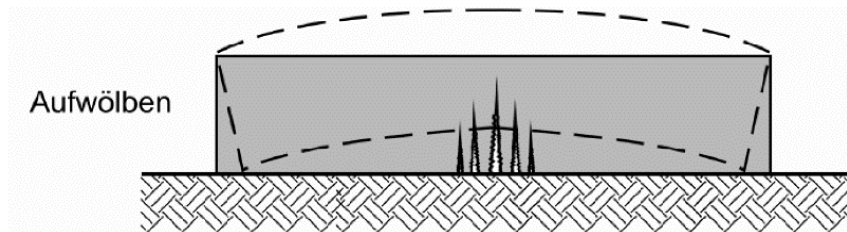


Abbildung 2.4: Biegerissbildung an der Unterseite [8]

### Wand auf Fundament

Die betonierte Wand erfährt eine größere Verformungseinwirkung, da sie in einem späteren Betonierabschnitt betoniert wurde, während die Fundamentplatte bereits erhärtet ist und somit keine Hydratationswärme mehr entwickelt. Durch die Hydratationswärme in der Wand kommt es zunächst zu einer Ausdehnung, gefolgt von einem Zusammenziehen während der Bauteilabkühlung. Diese entstehenden Verformungen werden jedoch durch die bereits fertiggestellte Bodenplatte behindert. In weiterer Folge führt dies zu Zwangsschnittgrößen die sich aus der Kompatibilität der Querschnitte ergeben. Beim Zusammenziehen der Wand aktiviert sich das Eigengewicht, wodurch ein äußeres Moment  $M_g$  entsteht. Bei längeren Bauteilen entsteht so eine konstante Spannungsverteilung im Querschnitt. Die Zwangsspannungen und das äußere Moment  $M_g$ , ist in Abbildung 2.5 ersichtlich. [7]

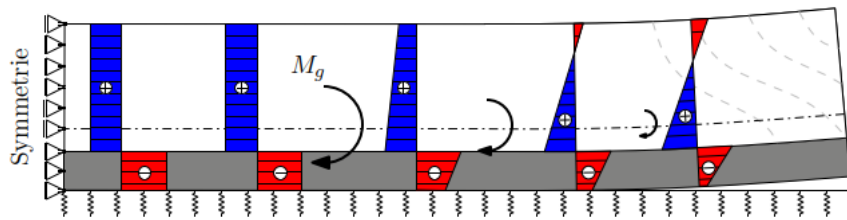


Abbildung 2.5: Aktivierung des Eigengewichts [6]

### 2.1.4 Arten von Zwang

#### - Früher Zwang

Der frühe Zwang beschreibt die Zwangskraft, die während der Erhärtungsphase des Betons aufgrund von Hydrationswärme und Schwindverkürzungen auftritt. Diese Spannung hängt erheblich von der Massigkeit des Bauteils und von der sich erst entwickelnden Steifigkeit ab. Da der junge Beton in dieser Phase noch nicht in der Lage ist, diese Spannungen vollständig aufzunehmen, können sich Verformungen einstellen. Insbesondere massive Bauwerke entwickeln aufgrund ihrer Größe eine höhere Temperatur während der Erhärtung, die zu größeren Verformungen führen können.

In Abbildung 2.6 wird die adiabatische Temperaturerhöhung eines Betons mit der Klasse C25/30 mit einer normalen Festigkeits- und Hydrationswärmeentwicklung abgebildet. Ersichtlich ist, dass nach etwa fünf Stunden die Hydratation beginnt und, dass sich die maximale Temperatur im Aufzeichnungszeitraum erst nach rund 40 Tagen einstellt. Die gesamte Aufzeichnungsdauer beträgt 1170 h, was 49 Tagen entspricht. Anzumerken gilt, dass es bei diesen Versuchsergebnissen keine Wärmeverluste gibt, und es sich somit um Ergebnisse unter Laborbedingungen handelt. [6]

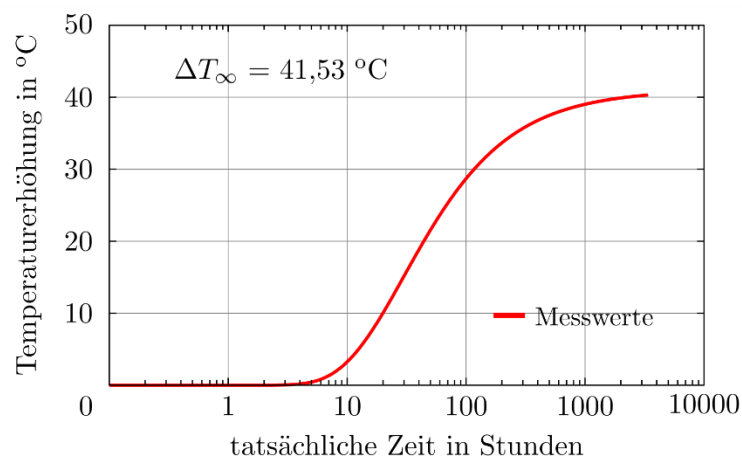


Abbildung 2.6: adiabatische Temperaturerhöhung eines Normalbetons [6]

### - Später Zwang:

Beim späten Zwang liegt bereits eine vollständige Hydratation, und somit auch eine voll entwickelte mechanische Betonfestigkeit vor. Während der Nutzungsphase spielen zwei wesentliche Faktoren eine Rolle für den späten Zwang: Zum einen das Trocknungsschwinden und zum anderen klimatische Temperaturschwankungen. Das Trocknungsschwinden tritt auf, sobald Feuchtigkeit aus dem Beton verdunstet und das Volumen des Betons sich somit verkleinert. Ein weiteres Beispiel wäre das Bauteilverhalten im Spätsommer, denn hier wird die Betonoberfläche noch von der Sonne aufgeheizt, während die Umgebungstemperatur am Abend schnell abkühlt. Die Folge sind große Temperaturgradienten, die im Bauteil Spannungen hervorrufen. [6] Die Visualisierung derartiger Temperaturdifferenzen werden im Kapitel 5.4 gezeigt.

## 2.2 Rissbildung in Betonbauteilen

### 2.2.1 Rissbildung Allgemein

Die Rissbildung und vor allem Rissbreitenbegrenzung sind eines der fundamentalen Themen im Stahlbetonbau. Risse sind im Stahlbetonbau unvermeidlich, sie sollen jedoch aus gebrauchstauglicher Hinsicht möglichst klein gehalten werden, damit sie zu keinen Bauwerksschäden führen. Sobald der Beton eine einwirkende Spannung erfährt, die größer ist als seine Zugfestigkeit, kommt es zur Rissbildung. Für Stahlbeton gilt, dass der Beton im ungerissenen Bereich alle auftretenden Spannungen aufnimmt. Daraus folgt, dass die Dehnung zwischen Stahl und Beton ident ist.  $\varepsilon_s(x) = \varepsilon_c(x)$  Dieser Zustand wird als Zustand I, dem ungerissenen Zustand, definiert. [9] In Abbildung 2.7 ist der Dehnungsverlauf des ungerissenen Zustands dargestellt.

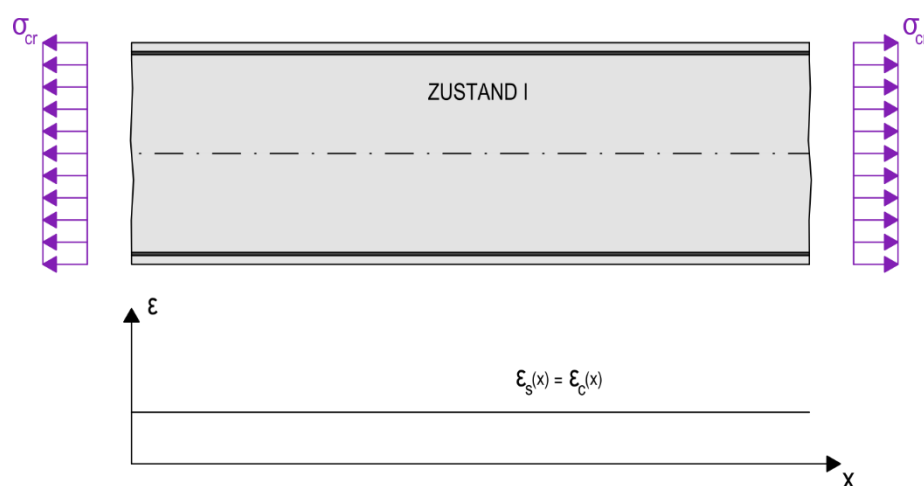


Abbildung 2.7: Dehnungsverlauf Stahl und Beton im ungerissenen Zustand [9]

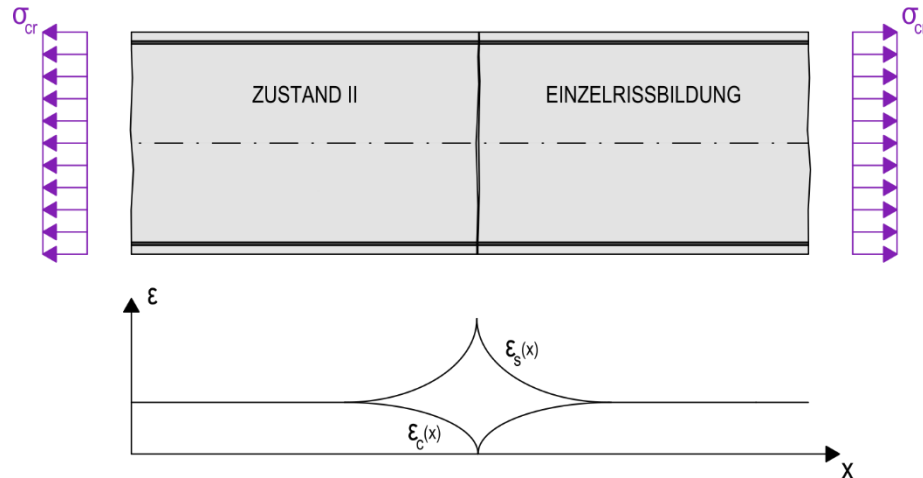


Abbildung 2.8: Dehnungsverlauf beim Einzelriss [9]

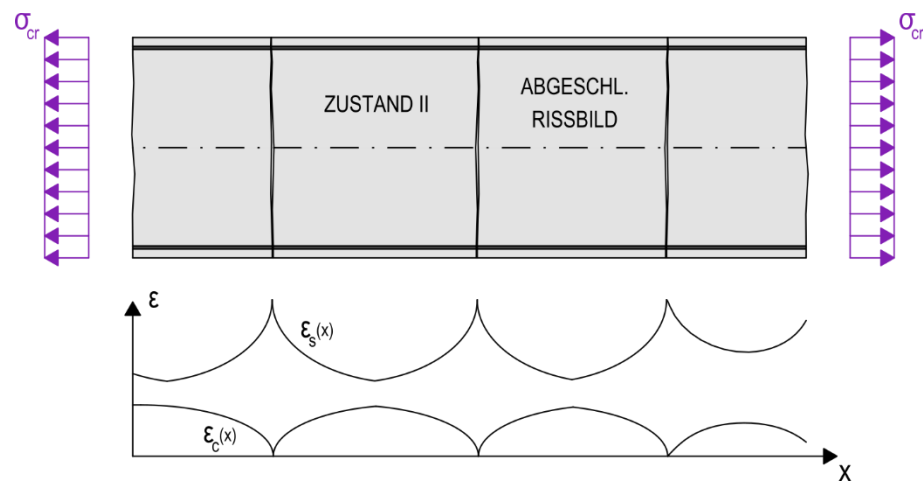


Abbildung 2.9: Dehnungsverlauf bei abgeschlossener Rissbildung [9]

Sobald ein Riss auftritt, wird die auftretende Kraft nur vom Stahl aufgenommen und es gilt  $\epsilon_c = 0$  im Riss. Die Stahldehnung ist im Riss maximal und die des Betons verringert sich kurz neben den Riss, bis sie schließlich im Riss zu 0 wird. In Abbildung 2.8 ist ersichtlich, dass die Stahl- und Betondehnung außerhalb des Risses gleich groß ist und sie nur, wie zuvor erwähnt, im Riss zu einer Dehnung im Beton zu  $\epsilon_c = 0$  und die Dehnung im Stahl ein Maximum erreicht ( $\epsilon_s = \max.$ ). Bei steigender Belastung und Verformung entstehen kontinuierlich neue Einzelrisse im Bauteil. Dies geschieht so lange, bis keine Bereiche mehr vorhanden sind, in denen die Betonspannung weiter erhöht werden kann. Ab diesem Punkt spricht man von einer abgeschlossenen Rissbildung, bei der nur noch die Rissbreite und nicht mehr die Rissanzahl zunehmen kann. Im Riss gilt eine maximale Stahldehnung, wobei diese immer der globalen Kraft für das Gleichgewicht  $\epsilon_s = \frac{F}{(E_s \cdot A_s)}$  unterliegen muss. Im gesamten Bauteil ist bei der abgeschlossenen Rissbildung

die Dehnung des Betons und des Stahls unterschiedlich und es gilt folgende Beziehung: ( $\varepsilon_s(x) \neq \varepsilon_c(x)$ ) [9]

### 2.2.2 Rissbildung in dicken Bauteilen

Der Hauptunterschied in der Rissbildung von dicken Bauteilen liegt darin, dass die Bewehrung nicht mehr den gesamten Querschnitt abdeckt, sondern nur noch bestimmte Bereiche. Durch die randnahe Anordnung der Bewehrung zur Bewehrungseinsparung und zur Verhinderung von Oberflächenrissen reduziert sich ebenfalls der Wirkungsbereich der Stahlbewehrung. Die Zugfestigkeit kann im Wirkungsbereich der Bewehrung erreicht werden und daher entstehen Sekundärrisse, veranschaulicht in Abbildung 2.10. Sobald der erste Riss entsteht, sinkt zugleich die Zwangskraft deutlich durch die Rissöffnung ab. Der Bewehrungsgrad beeinflusst hier wesentlich den Abbau, denn je höher der Bewehrungsgrad, umso geringer fällt der Zwangkraftabbau aus. Die noch resultierende Zwangskraft wird durch die Bewehrung im Primärriss übertragen und wieder über die Verbundspannung in den Beton eingeleitet. Der Randbereich wird von der Oberflächenbewehrung beeinflusst, welche die maximale erforderliche Rissbreite begrenzt. Durch die Bildung von Sekundärrissen im nahen Umfeld des Primärrisses wird die Rissbreite des Primärrisses zusätzlich begrenzt, bzw. sinkt sodass ein kontinuierliches verteiltes Rissbild entsteht. Primärrisse verlaufen im Allgemeinen im rechten Winkel zum Bauteilrand, wohingegen Sekundärrisse sich im rechten Winkel zur Bewehrung ausbreiten, wobei sie sich danach in Richtung des Primärrisses bewegen. Es sei darauf hingewiesen, dass in einem Primärriss keine Schubspannungen übertragen werden, da die Beanspruchung, die zur Entstehung des Primärrisses notwendig ist, in Normalrichtung auf den Riss wirkt und keine Querverschiebungen auftreten. Dahingegen überträgt der Sekundärriss Schubspannungen, aber auch Zugspannungen. Die maximale übertragbare Schubspannung für den Sekundärriss hängt von der Neigung des Risses ab. Je flacher er geneigt ist, umso mehr Schubspannung kann abgeleitet werden. In Abbildung 2.10 sind ein Primärriss und exemplarische Sekundärrisse, die wie zuvor erwähnt, rechtwinkelig von der Bewehrung hin zum Primärriss verlaufen, abgebildet. [9]

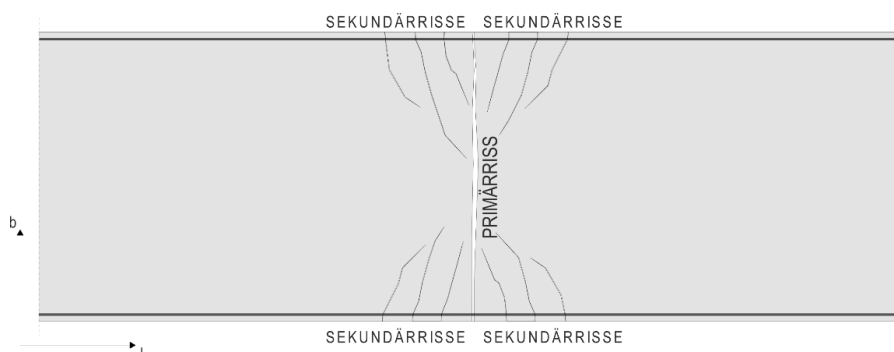


Abbildung 2.10: Primär- und Sekundärrisse bei dicken Bauteilen [9]

## 2.3 Weiße Wanne nach ÖBV-RL

### 2.3.1 Allgemeines

Die Weiße Wanne verzichtet grundsätzlich auf eine äußere Abdichtung und der Beton übernimmt neben der tragenden auch die abdichtende Funktion des Bauwerks. Da für die konventionelle Abdichtung eine große Menge an äußeren Abdichtungsbahnen notwendig wären und das Aufbringen dieser mit einem sehr großen zeitlichen Aufwand verbunden ist, wird oft auf eine Betonage mittels weißer Wanne zurückgegriffen. Ein weiterer Vorteil ist, dass bei weißen Wannen, im Gegensatz zur braunen oder schwarzen Wanne, keine Wartung benötigt wird. In den späten 90er Jahren wurde speziell für den Einsatz von weißen Wannen erstmals eine Richtlinie der österreichischen Bautechnik Verordnung entwickelt, die bis heute ständig überarbeitet wurde. Inzwischen bildet die ÖBV-RL Weiße Wanne aus dem Jahr 2021 den aktuellen Stand der Technik.

Die ÖBV-RL beinhaltet Regelungen zu: [1]

- Dichtigkeit des Betongefüges: Mit dem Betonstandard BS1 oder BS1 Plus wird die Dichtheit bestmöglich sichergestellt.
- Rissvermeidung: Rissbildung sollte möglichst vermieden werden
- Rissverteilung: Wenn Risse auftreten, dann sollen diese möglichst gleichmäßig verteilt werden und klein gehalten werden. Dafür wird ein geeignetes Bewehrungskonzept benötigt.
- Rissanierung: Falls wasserführende Risse auftreten, müssen im Nachhinein Sanierungskonzepte umgesetzt werden, um die Dauerhaftigkeit des Bauwerks zu gewährleisten.

Ziel dieser Punkte ist es, ein wirtschaftliches Konzept für jede „Weiße Wanne“ zu erstellen. Vorab muss festgelegt werden, ob eine Einwirkung mit Oberflächenwasser, Grundwasser oder drückenden Wasser auf das Bauwerk vorliegt und wie viele Wasseraustritte im Bauwerk auftreten dürfen. Im Anschluss muss ein genaues Konzept abgegeben werden. Die notwendige Bewehrung muss die maximal auftretenden Zugkräfte, die u.a. aufgrund von Schwinden und Zwang hervorgerufen werden, aufnehmen können. In der Planung muss eine genaue Untersuchung durchgeführt werden, wann die größten Zug- und Zwangsspannungen auftreten werden. Hierfür müssen die Bedingungen am späteren Einsatzort sowie die tatsächlich auftretenden Spannungen, die durch Schwinden, Kriechen, äußere Belastungen und sonstige klimatische Einflüsse entstehen, genau berechnet werden. Für eine gute Aussagekraft empfiehlt es sich, computerunterstützte FE-Simulationen über die gesamte Lastgeschichte durchzuführen, um die tatsächlich benötigte Bewehrungsmenge bestmöglich abzubilden. Dieser Punkt verdient besondere Beachtung, da die Bewehrungsmengen erheblich variieren können. Eine präzise Berechnung führt zu einer adäquaten Bewehrungsmenge und verhindert Überschätzungen, die sowohl Verzögerungen in der Bauzeit als auch die Wirtschaftlichkeit negativ beeinträchtigen.

Höher bewehrte Bauteile führen aufgrund des größeren Zeitaufwands auch zu steigenden Baukosten. Abgesehen von den wirtschaftlichen Aspekten, muss auch eine einwandfreie Ausführung ohne Betonierfehler gewährleistet werden. Um schadhafte Bauwerksteile zu vermeiden müssen beispielsweise eine ordentliche Verdichtung nach ÖNORM B 4710-1 [5], maximale Fallhöhen des Betons, und Nachbehandlungszeiten eingehalten werden. Die Nachbehandlungsarten und deren Wichtigkeit werden in Kapitel 2.3.4 erläutert. [1]

### **2.3.2 Konstruktions- und Anforderungsklassen**

In der ÖBV-RL [1] werden verschiedene Konstruktionsklassen, je nach Anforderungsklasse und Wassersäule, zu Grunde gelegt. Die Zuordnung in eine Konstruktionsklasse ist zum einen von der Anforderungsklasse abhängig bei der zwischen  $A_s$ , vollständig trocken, bis hin zu  $A_4$ , rinnende Wasseraustrittsstellen zugelassen, unterschieden wird. Zum anderen hängt die Einteilung von der zutreffenden Wassersäule ab. Je größer der vorhandene Wasserdruck, umso schwieriger wird es, das Betonbauwerk in der Klasse  $A_s$  bzw.  $A_1$  auszuführen. Eine Übersicht der Konstruktionsklassen findet sich in Abbildung 2.11. Diese Abbildung zeigt auf der horizontalen Achse die Anforderungsklassen  $A_s$  und  $A_{1-4}$  und auf der vertikalen die Wassersäule. Diese gibt den zu erwartenden Wasserdruck auf das Bauwerk an.

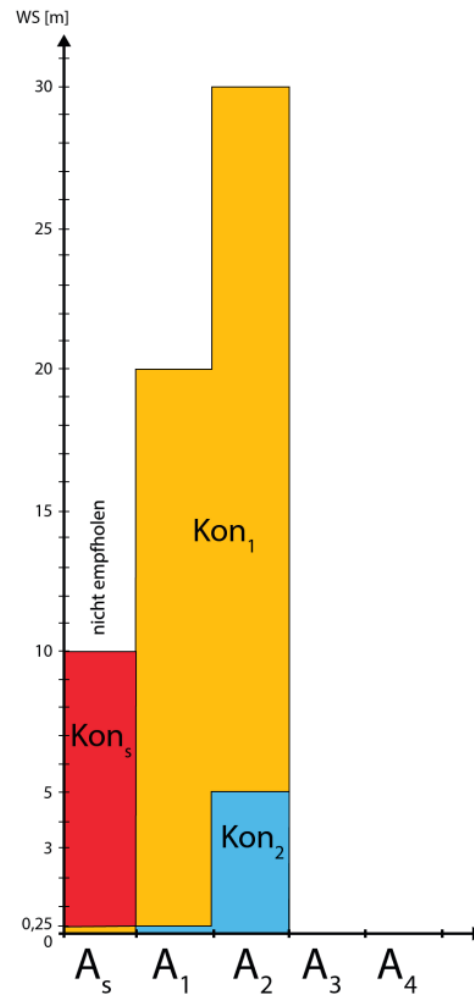


Abbildung 2.11: Zusammenhang zwischen Anforderungsklasse, Wassersäule und Konstruktionsklasse

[1]

Es ist erkennbar, dass mit zunehmender Wassersäule es schwieriger wird gewisse Konstruktionsklassen technisch umzusetzen. Bei erhöhten Anforderungen werden ebenfalls größere Bauteildicken erforderlich, die zu einer schlechten Wirtschaftlichkeit führen. Deshalb ist eine genaue Kalkulation welche Anforderungen notwendig sind, unerlässlich. Hierbei wird in der Praxis oftmals eine niedrigere Anforderungsklasse angenommen, die mit Zusatzmaßnahmen wieder vertretbar bleibt, um die Wirtschaftlichkeit zu erhöhen. [1]

Anford. Klasse	Kurzbezeichnung	Beschreibung der Oberfläche	Anwendung
A <sub>s</sub> Sonderklasse	vollständig trocken	Keine optischen Feuchtstellen wie Dunkelfärbungen erkennbar	Lagerraum für besonders feuchtigkeitsempfindliche Güter
A <sub>1</sub>	weitgehend trocken	Einzelne feststellbare Feuchtigkeitsstellen (max. matte Dunkelfärbung)	Aufenthaltsräume, Hauskeller, Verkehrsbauwerke
A <sub>2</sub>	leicht feucht	Optisch feststellbare einzelne glänzende Feuchtigkeitsstellen	Garagen, Haustechnikräume
A <sub>3</sub>	feucht	Tropfenweiser Wasseraustritt	Garagen mit Entwässerungsrinnen
A <sub>4</sub>	nass	Einzeln rinnende Wasseraustrittsstellen	Außenschale einer zweischaligen Bauweise

Tabelle 2.2: Anforderungsklassen WU-Bauweise [1]

Wie in Tabelle 2.2 ersichtlich, gibt es je nach Nutzung und Bauteil unterschiedliche Anforderungen an die „Dichtigkeit“. Je niedriger die Klasse, umso genauer muss gearbeitet und auch kalkuliert werden.

### 2.3.3 Betontechnologische Anforderungen

Um Temperaturspannungen zu verringern werden laut ÖBV-RL [1] Zementsorten empfohlen, die frei von Tricalciumaluminat ( $C_3A$ ) sind. Diese werden verwendet, da das Tricalciumaluminat zu einer höheren Wärmeentwicklung neigt und somit für massige Bauteile ungeeignet ist. Zusätzlich wäre es möglich einen Teil des Bindemittels mit aufbereiteten hydraulisch wirkenden Zusatzstoffen (AHWZ) zu ersetzen, um Zement einzusparen. In der ÖBV-RL ist eine ausreichende Korngrößenverteilung gefordert, die eine möglichst große Packungsdichte bildet. Dies ist notwendig, um einen dauerhaft dichten Beton zu erhalten.

Der Ortbeton muss gemäß der ÖBV-RL [1] zunächst der Frischbetonkontrolle unterzogen werden, um sicherzustellen, dass der Ortbeton auch die technischen Eigenschaften aufweist, die gefordert sind. Dies geschieht unter anderem mit einem Ausbreitversuch, in dem die Konsistenzklasse bestimmt wird. Weiters wird die Frischbetontemperatur gemessen und dokumentiert, um

später eine genaue Dokumentation über die Temperaturen zu haben. Der Beton muss nach Einbringen in die Schalung ausreichend verdichtet werden, da es sonst zu Fehlstellen oder Igelbildungen kommen kann, welche die Dichtigkeit beeinträchtigen. Weiters beeinträchtigt eine fehlerhafte Verdichtung die Dauerhaftigkeit, die für den WU-Beton essenziell notwendig ist.

### **Betonstandard in der ÖBV-RL**

In der ÖBV-RL werden zwei Betonsorten spezifiziert, die als BS1 und als BS1 Plus klassifiziert sind. Grundsätzlich müssen die Anforderungen an die Festigkeit und der Expositionsklasse möglichst niedrig gehalten werden, da eine höhere Festigkeit, oder eine spezielle Expositionsklasse (zum Beispiel XA: chemischer Angriff), eine nachteilige Auswirkung auf die Betoneigenschaften, wie Wärmeentwicklung und Schwinden, hat. Demnach kann bei höheren Betonstandards die Rissicherheit maßgeblich erhöht werden. Für Betone mit Expositionsklassen XA3, XM3 sowie Hochleistungsbetone kann die ÖBV-RL [1] nicht angewendet werden. Betone mit der Klasse XD3 können nur durch Zusatzmaßnahmen berücksichtigt werden.

Der Betonstandard BS1 Plus unterscheidet sich im Vergleich zum normalen BS1 im geringeren Anstieg der Bauteiltemperatur. Im BS1 Plus wird ein höherer Anteil (< 40 %) an hydraulisch wirksamen Zuschlagstoffen (AHWZ) verwendet, die eine deutlich geringere Wärmefreisetzung aufweisen. Für den BS1 Plus ist es zudem vorgeschrieben eine niedrigere Frischbetontemperatur einzuhalten. Für die maximale Bauteiltemperatur gilt ein Grenzwert von 45 °C.

### **2.3.4 Nachbehandlung des Betons**

Die Nachbehandlung von Betonbauwerken, jedoch speziell von WU-Bauwerken, ist entscheidend, da sie sich direkt auf die Qualität und die Dauerhaftigkeit des Bauwerks auswirkt. Zum Zweck der Nachbehandlung gehören der Schutz gegen:

- Vorzeitiges Austrocknen
- Extreme Temperaturen
- Mechanische und chemische Beanspruchungen

Generell gilt den Beton möglichst lange in der Schalung zu belassen, um ihn vor den genannten Einflüssen zu schützen. Übermäßige Sonneneinstrahlung, geringe Luftfeuchtigkeit und erhöhte Windgeschwindigkeiten können den Beton rasch austrocknen und somit die Gefahr von Rissbildung erhöhen. Der Schutz des vorzeitigen Austrocknens gilt vor allem für die folgenden Punkte:

- Auftreten von Fröhschwindrissen
- Neigung zum Absanden
- Verringerte Dichtigkeit und Dauerhaftigkeit
- Geringerer Verschleißwiderstand
- Verminderte Druckfestigkeit in der Betonrandzone

Das Belassen des Betons in der Schalung als Nachbehandlungsvariante ist in der Regel mit erheblichen wirtschaftlichen Nachteilen verbunden, weil die Schalung nicht für andere Bauteile verwenden werden kann. Eine mögliche Variante wäre den Beton mit einer dampfdichten Kunststoffolie abzudecken, sodass das Wasser, welches durch den Beton diffundiert, nicht verdampfen kann und somit der Beton ständig feucht bleibt. In Abbildung 2.12 links ist eine derartige Folie, und dessen Aufbringung ersichtlich. Eine ebenfalls wirksame Methode ist es, den Beton mit einem Verdunstungsschutz zu besprühen, oder auch eine Kombination aus Abdecken und Benetzen. Ein Verdunstungsschutz besteht im Allgemeinen aus einem paraffinhaltigen Wachs, welches die Oberfläche aufgrund ihrer Mikrostruktur verschließt. Dieses Mittel muss so früh als möglich vollflächig auf das ausgeschaltete Bauwerk aufgetragen werden um austrocknen zu verhindern. [10] Das vollflächig aufgetragene Mittel ist in Abbildung 2.12 rechts abgebildet.



Abbildung 2.12: Nachbehandlungsmaßnahmen:

links: Folienabdeckung [11] ; rechts: Verdunstungsschutz [12]

Häufig wird auch ein Sprühnebel aus Wasser verwendet, der den Beton immer wieder mit Flüssigkeit benetzt. Hierbei ist darauf zu achten, dass durch zu frühe und übermäßige Bewässerung keine Ausblühungen entstehen. Des Weiteren muss darauf geachtet werden, dass der Beton nicht austrocknet, sondern ständig mit Wasser bedeckt bleibt. Sobald es zu einem Nass-Trocken Wechsel kommt entstehen hohe Spannungen, die den Beton im jungen Alter reißen lassen und seine Dichtheit, im schlimmsten Fall nicht mehr gewährleistet werden kann. Bei sehr kalten Umgebungstemperaturen um 0 °C darf diese Variante nicht verwendet werden, da zwar eine Folie den Wasserverlust des Betons verhindert, aber den Beton nicht vor Auskühlung schützt. Bei besonders gefährdeten Bauteilen wie etwa Bauteilen mit einer XW2 (erhöhte Wasserundurchlässigkeit) Expositionsklasse muss der Beton sieben Tage eingeschalt bleiben, um die Dichtheit zu gewährleisten. Für kalte Temperaturen wird eine Wärmedämmung auf den Beton angebracht, um den Temperaturunterschied zwischen Oberfläche und Querschnittsinneren möglichst gering zu halten. Laut der ÖBV-RL [1] werden an WU-Bauteile besondere Anforderungen gesetzt:

Grundsätzlich gilt, dass Bauteile möglichst lange eingeschalt bleiben sollen, um ein Austrocknen zu verhindern, jedenfalls 36 Stunden, und dass Stahlschalungen bei niedrigen Temperaturen mit einer Wärmedämmung versehen werden. Da eine Aufbringung einer Wärmedämmung mit großen Zeit- und Kosten verbunden wäre, wird in der Praxis meist darauf verzichtet. Falls eine unzureichende Nachbehandlungsdauer- und Intensität erfolgt, kann es wie in Abbildung 2.13 zu einer Rissbildung an der Oberfläche kommen.



Abbildung 2.13: Spannungsrisse an der Oberfläche [13]

#### **Umgebungstemperaturen über 0 °C:**

Falls es vorgesehen ist vor 36 Stunden nach Betonage auszuschalen, muss die Umgebungstemperatur über 0 °C liegen und eine alsbaldige Nachbehandlung, mit den zuvor genannten Varianten, ist notwendig. Zudem muss nachgewiesen werden, dass nach einer Stunde die Nachbehandlungen durchgeführt wurden und auch, dass mögliche Temperaturgradienten zu keinen Frührissen im Bauteil führen. Der Nachweis lautet wie folgt:

- Der Abfall der Bauteiltemperatur  $\leq 0,3 \text{ °C/h}$ , bei der geringsten Bauteilabmessung
- Der Gradient der Bauteiltemperatur  $< 0,7 \text{ °C/h}$

#### **Umgebungstemperaturen unter 0 °C:**

Wenn die Umgebungstemperaturen ein Niveau von unter 0 °C erreichen, muss eine Ausschallfrist von mindestens 72 Stunden eingehalten werden. Des Weiteren werden folgende Kriterien an die Nachbehandlungsmaßnahmen gesetzt:

- Eine Bauteiltemperatur von mindestens 5 °C bis zum Erreichen einer Mindestdruckfestigkeit von 5 N/mm<sup>2</sup>
- Der Temperaturabfall darf nicht größer als 0,3 °C/h im Bereich der geringsten Bauteilabmessung
- Gradient der Bauteiltemperatur  $< 0,7 \text{ °C/cm}$

Zudem muss gewährleistet sein, dass bei einer Umgebungstemperatur unter  $-3\text{ °C}$  stets eine Bauteiltemperatur  $\geq 10\text{ °C}$  vorliegt. Dies kann am besten mit einem Monitoring abgebildet werden. Zusätzlich muss nach dem Ausschalen bei größeren Windgeschwindigkeiten die Austrocknungsgeschwindigkeit kontrolliert werden. [1] Die Austrocknungsgeschwindigkeit einer Betonoberfläche wird im Wesentlichen von der Umgebungstemperatur, der relativen Luftfeuchtigkeit, der Windgeschwindigkeit und der Bauteiltemperatur beeinflusst. [14] Um die Wichtigkeit der Nachbehandlung zu verdeutlichen, wird im folgenden Abschnitt die Berechnung der Austrocknung einer ungeschützten Betonoberfläche durchgeführt. Zunächst wurden folgende Annahmen getroffen:

1. Umgebungstemperatur:  $28\text{ °C}$
2. Relative Luftfeuchtigkeit:  $50\text{ %}$
3. Bauteiltemperatur:  $28\text{ °C}$
4. Wassermenge im Beton:  $165\text{ kg/m}^3 = \frac{1,65\text{ kg}}{\text{cm}^3}$
5. Windgeschwindigkeit:  $20\text{ [km/h]}$

Mit diesen Annahmen kann nun aus dem Diagramm die Austrocknungsrate bestimmt werden.

Diese beträgt  $0,8 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{m}^2 \cdot \text{h}}$

$$\frac{1,65\text{ kgm}^2\text{h}}{0,8\text{ kgm}^2\text{cm}} = 2,1\frac{\text{h}}{\text{cm}}$$

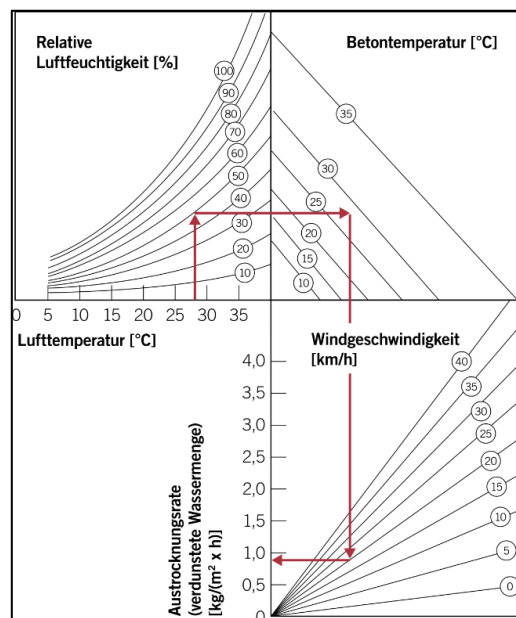


Abbildung 2.14: Diagramm zur Abschätzung der Austrocknungsrate einer ungeschützten Betonoberfläche [14]

Demnach trocknet gemäß Abbildung 2.14 eine ungeschützte Betonoberfläche nach zwei Stunden ca. 1,0 cm tief aus, was große Trocknungsschwindspannungen mit sich führt und die Geschwindigkeit der Austrocknung ohne wirksame Nachbehandlung darlegt. [14]

## 2.4 Bemessungsmodelle zur Berücksichtigung der Zwangbeanspruchung

### 2.4.1 Begrenzung der Rissbreite

Im Allgemeinen wird bei zwangbeanspruchten Bauteilen eine Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreite gefordert. Diese Mindestbewehrung wird auf Basis der Risschnittgröße des Bauteils ermittelt. In der aktuellen Auflage des Eurocodes 2 [15] gilt, dass die Zwangsschnittgröße bei normalen Verformungseinwirkungen (bis 0,8 ‰) aufgrund der sukzessiven Rissbildung auf die Risschnittgröße begrenzt bleibt. Da eine Verkürzung von 0,8 ‰ einer Temperaturbeanspruchung von rd. 80 °C bedeutet, ist hier genügend Reserve vorhanden, denn 80 °C treten weder bei der Hydratation noch bei der späteren Nutzung auf.

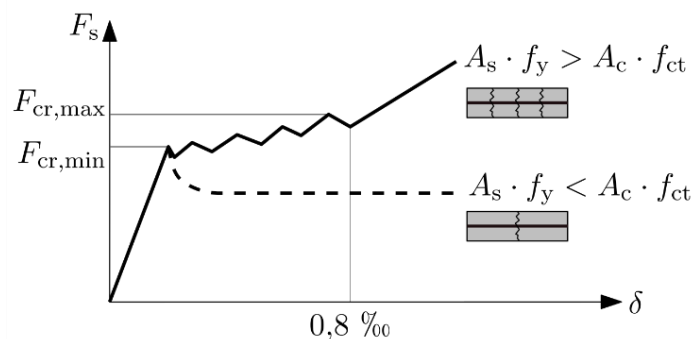


Abbildung 2.15: Begrenzung der Zwangkräfte durch sukzessive Rissbildung [6]

### Mindestbewehrung

Für die Berechnung der Mindestbewehrung soll die Bewehrung die Betonzugspannungen, die unmittelbar vor einer Rissbildung in der ungerissenen Betonzugzone  $A_{ct}$  auftreten, aufnehmen. Bei dem vorliegenden Ansatz entspricht  $(A_{s,min} \cdot \sigma_s)$  der Zugkraft, die durch die Mindestbewehrung aufgenommen werden muss, wobei diese von der geplanten Rissbreite abhängt und mit einer nutzbaren Stahlspannung in Verbindung steht, während  $(k_c \cdot k \cdot f_{ct,eff} \cdot A_{ct})$  die Risschnittgröße als Zugkraft für den Primärriss darstellt, die als obere Grenze für den Zwang fungiert. Für die Ermittlung der Mindestbewehrung gilt der Ansatz nach dem nationalen Anwendungsdokument in Österreich [15]:

$$A_{s,min} \cdot \sigma_s = k_c \cdot k \cdot f_{ct,eff} \cdot A_{ct} \quad 2.2$$

$\sigma_s$  maximal zulässige Stahlspannung

$k$	Beiwert zur Berücksichtigung der Eigenspannungen, die zum Abbau der Zwangkräfte führen
$k_c$	Beiwert zur Berücksichtigung der Spannungsverteilung im Querschnitt vor Erstrissbildung und Änderung des inneren Hebelarms <ul style="list-style-type: none"> <li>- zentrischer Zwang: <math>k_c = 1.0</math></li> <li>- Biegezwang: <math>k_c = 0.4</math></li> </ul>
$f_{ct,eff}$	Mittelwert der wirksamen Zugfestigkeit
$A_{ct}$	Fläche der Betonzugzone vor dem ersten Riss

Die Formel 2.2 führt im Allgemeinen jedoch zu sehr großen Bewehrungsmengen, welche in der Praxis so nicht bestätigt wurden. [15]

Nachstehende Formel 2.3 wurde entwickelt, da bei dickeren Bauteilen mit randnaher Bewehrungsanordnung Rissbildung bei einer viel geringeren Kraft möglich ist als der Risskraft des Gesamtquerschnitts. Dies wird über die effektive Betonzugfläche  $A_{c,eff}$  berücksichtigt und kann wie folgt beschrieben werden:

$$A_s = \frac{f_{ct,eff} * A_{c,eff}}{\sigma_s} \geq \frac{k * f_{ct,eff} * A_{ct}}{f_{yk}} \quad 2.3$$

$$A_{c,eff} = b * h_{c,ef} \quad 2.4$$

$A_{c,eff}$  Wirkungsbereich der Bewehrung

$h_{c,ef}$  Minimum aus  $[k_2(h-d); h/2]$

- für  $h \leq 5(h-d)$ :  $k_2 = 2.5$
- für  $h \geq 30(h-d)$ :  $k_2 = 5.0$
- Zwischenwerte dürfen interpoliert werden

Die maximale Stahlspannung  $\sigma_s$  kann aus dem nationalen Anwendungsdokument [15] entnommen werden, und ist von der geforderten Rissbreite und dem Bewehrungsdurchmesser abhängig, wie in Tabelle 2.3 dargestellt.

Stahlspannung <sup>a</sup> N/mm <sup>2</sup>	Grenzdurchmesser der Stäbe, in mm		
	$w_k = 0,4$ mm	$w_k = 0,3$ mm	$w_k = 0,2$ mm
160	54	41	27
200	35	26	17
240	24	18	12
280	18	13	9
320	14	10	7
360	11	8	5
400	9	7	4
450	7	5	3

<sup>a</sup> Unter der maßgebenden Einwirkungskombination.

Tabelle 2.3: Grenzdurchmessertabelle gemäß Eurocode 2 [15]

$$\sigma_s^* = \frac{6 * w_k * f_{ct,eff} * E_s}{\sigma_s^2} \quad 2.5$$

Mit Gleichung 2.5 kann in Abhängigkeit des Bewehrungsdurchmessers und einer zulässigen Rissbreite  $w_k$  direkt die Stahlspannung  $\sigma_s$  berechnet werden.

Für die genaue Betrachtung der WU-Bauwerke ist dahingehend der  $k$ -Wert relevant. Dieser gibt den Einfluss der Eigenspannungen auf die Risskraft an und ist abhängig von der Bauteildicke

- Bauteildicke < 30 cm:  $k = 1.0$
- Bauteildicke > 80 cm:  $k = 0.65$

Für etwaige Zwischenwerte dürfen die  $k$ -Werte interpoliert werden.

Laut ÖBV-RL [1] gibt es zur Begrenzung der Rissbreiten für unterschiedliche Betondeckungen und Festigkeitsklassen unterschiedliche Diagramme, mit denen die erforderliche Mindestbewehrung ermittelt werden kann. In Abbildung 2.16 ist beispielhaft ein Diagramm mit der Rissbreite  $w_k=0,15$  mm und einer Betondeckung von  $c_{nom}=4,0$  cm angeführt.

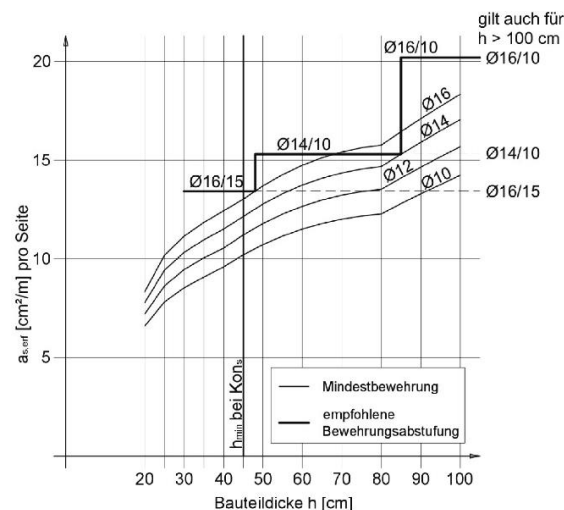


Abbildung 2.16: Mindestbewehrung für überwiegende Zwangsbeanspruchung (Frührissbildung) [1]

### 2.4.2 Rissvermeidung

Im Gegensatz zum klassischen Bemessungsmodell wird beim „Weiße Wanne optimiert“ auf eine aktive Rissbreitenbegrenzung verzichtet. Im Detail bedeutet dies, dass mit betontechnologischen und geometrischen Maßnahmen Rissbildung infolge frühen Zwangs ausgeschlossen wird. Hierfür muss allerdings der Betonstandard BS1 Plus verwendet werden und es werden Betonierabschnittslängen  $\leq 15$  m empfohlen, um auch den späten Zwang zu vernachlässigen. Somit wird im Zuge dieses Nachweises eine Trennrissbildung infolge Zwangs, entstehend durch das Abfließen der Hydratationswärme, rechnerisch ausgeschlossen. Mit Erfüllung dieses Nachweises, reicht es wenn lediglich eine Oberflächenbewehrung eingelegt wird: [15]

$$A_{s,min} = 0,07 * A_c * \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \quad 2.6$$

$A_{s,min}$  konstruktive Mindestbewehrung pro Richtung und Bauteiloberfläche

$A_c$  Gesamtfläche des Bruttoquerschnitts

$f_{ctm}$  mittlere Zugfestigkeit aus der Erstprüfung abgeleitet

Für das Bemessungsverfahren „Weiße Wanne optimiert“ gelten folgende Anforderungen:

- Betonstandard BS1 Plus
- Frischbetontemperatur  $\leq 22$  °C
- Anordnung von Fugenstäben gemäß ÖBV-RL

#### Nachweis Makrorissindex:

Das Merkblatt für den Makrorissindex beschreibt das analytische Bemessungsverfahren inklusive aller Bestimmungsgleichungen und erläutert deren Hintergründe. Für den Einfluss des zeitabhängigen Verhaltens des hydratisierenden Betons wird mit einer äquivalenten Temperatureinwirkung ( $\Delta T_{eq}$ ) und einer zugehörigen Zugfestigkeit ( $f_{ct,zugh}$ ) zum maßgebenden Zeitpunkt die Gefahr von Rissbildung abgeschätzt. Diese Parameter werden im Vorhinein unter Berücksichtigung des Bauteiltyps und der Querschnittsdicke ermittelt und für die Bemessung aufbereitet. [16]

Um zu überprüfen, ob erhärtungsbedingte Makrorissbildung auftritt, wird der Vergleich zwischen den Spannungen infolge Zwangsschnittgrößen mit der mittleren Zugfestigkeit durchgeführt. Wenn die Sicherheit von 1,0 erbracht wird, gilt der Nachweis als erfüllt. Unabhängig vom Bauteiltyp gilt: [16]

$$\frac{\sigma_{ZW,N+M}(t)}{f_{ctm}(t)} \leq 1.0 \quad 2.7$$

Für die mittlere Zugfestigkeit wird der Laborwert  $f_{ctm}$  verwendet. Hiermit können Schwankungen durch lokale Umlagerungen abgefangen werden. Ein Grund dafür ist, dass der Beton eine deutliche Verformungszunahme von 80 % der Zugfestigkeit aufweist. In diesem Zustand können 15 % der Zugbruchdehnung aufgenommen werden, ohne dass die Zwangbeanspruchung steigt oder ein Makroriss entsteht. Eine detaillierte Berücksichtigung dieses Verhaltens würde zu komplizierten Berechnungen führen, weshalb hier die volle Zugfestigkeit für den Nachweis verwendet wird. Bei Bodenplatten muss die zweiachsigale Zugbeanspruchung nicht gesondert betrachtet werden, da keine zusätzlichen Schubbeanspruchungen entstehen und die maximalen Normalspannungen bereits das Spannungsmaximum in der Platte darstellt. Eine Reduktion der Zugfestigkeit bei zweiachsigaler Beanspruchung ist demnach nicht notwendig. [16]

## 2.5 Ansätze zur Bestimmung der maximalen Bauteiltemperatur

### 2.5.1 Vorausberechnung der Temperaturentwicklung gem. ÖBV-RL [17]

Für die Temperaturentwicklung in Bauteilen und zum Abschätzen der maximalen Temperatur, werden laut ÖBV-RL folgende Aspekte empfohlen:

- Software zur instationären Wärmeentwicklung (z.B. HEAT2)
- Tabellenkalkulationsprogramm, um die Beschleunigung bzw. Verzögerung der Hydrationswärme mittels Ansatz nach Arrhenius zu bestimmen.

Die Hydrationswärmeentwicklung und der zugehörige Temperaturverlauf des Bindemittels sind gemäß Langavant nach ÖNORM EN 196-3 [18] zu bestimmen und anschließend nach ÖNORM B 4710-3 [19] zu berechnen. Für die Wärmeleitfähigkeit  $\lambda$  kann ein Wert von  $\lambda = 2,5 \text{ W/(mK)}$  und für die Wärmekapazität  $C$  kann ein Wert von  $C = 2,5 \text{ MJ/(m}^3\text{K)}$  angenommen werden. Für die Berücksichtigung der Schalung in der Rechnung muss eine Stahlschalung nicht näher betrachtet werden, wohingegen eine Holzschalung mit einem  $\lambda = 1,5 \text{ W/(mK)}$  und  $C = 1,3 \text{ MJ/(m}^3\text{K)}$  berücksichtigt wird. Das angrenzende Erdreich kann mit einer Wärmeleitfähigkeit  $\lambda = 2,3 \text{ W/(mK)}$  und Wärmekapazität von  $C = 2,0 \text{ MJ/(m}^3\text{K)}$  angenommen werden. [1]

### 2.5.2 Abschätzung der maximalen Bauteiltemperatur nach BAW [20]

Laut BAW (Bundesanstalt für Wasserwirtschaft) wird eine Gleichung vorgeschlagen, die für dicke Bauteile angewendet werden kann. Die Auswertung zeigt, dass die maximale Bauteiltemperatur vor allem vom Wärmepotential und der Frischbetontemperatur abhängig ist. Die Bauteildicken und auch der Bauteiltyp spielen ebenso eine wesentliche Rolle für die Wärmeentwicklung. Laut der Gleichung 2.8 wirkt sich jedoch die Umgebungstemperatur auf die maximale Bauteiltemperatur kaum aus. Die Frischbetontemperatur stellt hierbei das grundlegende Temperaturniveau dar, von der die Hydratation startet. Die maximale Bauteiltemperatur ermittelt sich mit Gleichung 2.8:

$$\max T_{BT} = T_{FB} + k_{T_{BT}} * \Delta T_{\text{adiab},7d} \quad 2.8$$

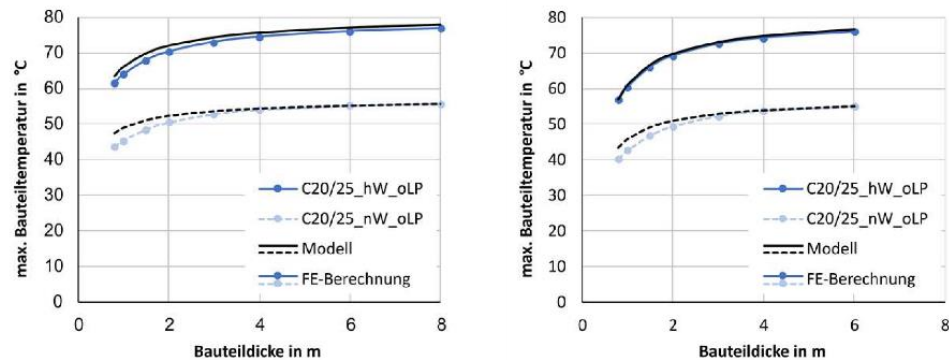
$\Delta T_{\text{adiab},7d}$       adiabatische Temperaturänderung nach 7 Tagen

$T_{FB}$       Frischbetontemperatur

$k_{T_{BT}}$       Faktor für den Bauteildickeneinfluss

- für Bodenplatten mit der Dicke  $h_{pl}$        $k_{T_{BT}} = 1,1 - 0,4/h_{pl}^{0,8}$
- für Wände mit der Dicke  $b_w$        $k_{T_{BT}} = 1,1 - 0,3/b_w^{0,7}$

Der Faktor  $k_{T_{BT}}$  gibt in der Gleichung 2.8 in Kombination mit der adiabatischen Temperaturänderung ( $\Delta T_{\text{adiab},7d}$ ) die freiwerdende Hydratationswärme in Abhängigkeit der Bauteildicke wieder. In der Gleichung 2.8 findet der Wärmeabfluss infolge niedriger Umgebungsbedingungen (Winter) keinen Eingang. In Abbildung 2.17 ist ein Vergleich zwischen der Gleichung 2.8 und einer FE-Berechnung dargestellt. Es ist ersichtlich, dass sich die, laut dem Abschlussbericht von Schlicke [21] entwickelte Formel 2.8 nur gering von den errechneten maximalen Bauteiltemperaturen unterscheiden.



a) Wand

b) Bodenplatte

Abbildung 2.17: Vergleich zwischen Gleichung 2.8 nach BAW und der FE-Berechnung [21]

## 2.6 Temperaturkontrolle nach ÖBV-RL [1]

In WU-Bauwerken spielt die Rissbildung bzw. Rissvermeidung eine entscheidende Rolle. Hierfür werden in unterschiedlichen Regelwerken meist verschiedene Ansätze aufgelistet. In der ÖBV-RL werden mit maximalen Frischbetontemperaturen und maximalen Bauteiltemperaturen Grenzwerte gesetzt, um eine mögliche Bildung von Frührissen zu reduzieren. Diese Temperaturen unterscheiden sich je nach Konstruktionsklasse, Betonstandard und Bemessungsmodell. Je höher die Anforderungen an die Dichtheit des Bauwerks, desto größer ist auch die Reglementierung der Temperaturen. Für eine Kon<sub>s</sub>, welche die höchste Anforderung entspricht, dürfen beispielsweise die Bauteiltemperaturen während der Festigkeitsentwicklung 45 °C nicht überschreiten. Im Gegensatz dazu erlaubt die Kon<sub>2</sub> eine maximale Bauteiltemperatur von 55 °C.

Konstruktionsklasse	Kon <sub>s</sub>		Kon <sub>1</sub>		Kon <sub>2</sub>	
Maximal zulässige Bauteiltemperatur						
Allgemein	45 °C		45 °C		55 °C	
Bodenplatte mit Gleitschicht	50 °C		50 °C		55 °C	
Maximal zulässige Frischbetontemperatur abhängig von Betonstandard und Bemessungsmodell						
	BS 1	BS 1 PLUS	BS 1	BS 1 PLUS	BS 1	BS 1 PLUS
Weiße Wanne klassisch	22 °C	25 °C	22 °C	25 °C	27 °C	27 °C
Weiße Wanne optimiert	-	22 °C	-	22 °C	-	22 °C

Tabelle 2.4: maximale Bauteil- und Frischbetontemperatur lt. ÖBV-RL [1]

In der ÖBV-RL werden zusätzlich zur maximalen Bauteiltemperatur auch die maximalen Frischbetontemperaturen begrenzt. Die maximale Frischbetontemperatur ist abhängig vom Bauteiltyp und der Konstruktionsklasse und darf beispielsweise bei Kon<sub>2</sub> und dem Bemessungsmodell „Weißer Wanne Optimiert“ 22 °C nicht überschreiten. Laut ÖBV-RL wurde anhand von Erfahrungswerten ermittelt, dass bei einer Frischbetontemperatur von  $\leq 22$  °C und einer maximalen Bauteiltemperatur von 45 °C deutlich weniger Risse auftreten. Bei höheren Frischbetontemperaturen sinkt zudem die Verarbeitbarkeit, auch eine Gefahr für die Betongüte besteht, denn bei zunehmender Temperatur neigt der Beton auszubluten.

## 2.7 Temperaturkontrolle von WU-Bauwerken in anderen Ländern

Um Rissbildung in WU-Bauwerken zu vermeiden, werden nicht nur in Österreich gemäß der ÖBV-RL [1] Temperaturgrenzwerte gesetzt, sondern diese Thematik wird auch in anderen Ländern behandelt. Hierbei spielt die Rissvermeidung eine wesentliche Rolle. Beispielsweise forscht u.a. Deutschland im Hinblick auf die Temperaturentwicklung des Betons, und deren genaue Kontrolle während der Ausführung. In den vereinigten Staaten wird großflächig mit maximalen Temperaturdifferenzen gearbeitet, die eine maximale Differenz zwischen Bauteil- und Umgebungstemperatur zulassen. Die genaue Nachbehandlung des Betons wird in allen untersuchten Ländern vorausgesetzt und bildet die Basis einer umfassenden Temperaturkontrolle. Zusätzlich wird sowohl in Europa an sogenannten Model Codes geforscht als auch an Internationalen Regelwerken, die im folgenden Kapitel anhand von zwei Ländern in Europa und zwei nicht-europäischen Ländern beschrieben werden.

### 2.7.1 Temperaturkriterium in Dänemark [22]

Um eine Oberflächenrissbildung zu vermeiden, wurde in Dänemark ein Grenzwert für die Differenz zwischen maximaler Bauteil- und Umgebungstemperatur für symmetrische Wandbauwerke von 15 °C entwickelt, die als sicheres Limit gilt. Laut Lykke [22] treten Oberflächenrisse meist auf, wenn die Temperatur im Querschnitt sein Maximum erreicht hat. Bei einem zu großen Temperaturunterschied von Bestand und einem zu betonierenden Abschnitt, kann es zu sogenanntem Durchreißen des Bauteils führen. Diese Risse, die große Probleme hinsichtlich der Dichtigkeit mit sich bringen, entstehen typischerweise wenn der neue Beton auf Umgebungstemperatur abgekühlt ist. Für große Strukturen werden Wärmeentwicklungs-Spannungsberechnungen durchgeführt, um die maximale Hauptzugspannung zu ermitteln, um Frürrissbildung zu vermeiden. Für die Rissbildung, und wie sie sich in Abhängigkeit der Differenz der Temperaturen verhält, wurden weitere, speziell für dieses Bauwerk zutreffende, Messungen durchgeführt.

Diese 350 Temperaturmessungen, die in das Bauwerk eingelegt worden sind, wurden anschließend ausgewertet und zeigen, dass sich bei zunehmenden  $\Delta T$  [°C] die Risse prozentual gesehen stark ansteigen. Während sich bei einem  $\Delta T$  [°C] welches weniger als 5 °C beträgt, sich um 60 % weniger Risse gebildet haben. Anzumerken gilt, dass diese Differenzen, gezeigt in Abbildung 2.18, die Differenz zwischen der maximal zulässigen Temperatur und der vorhandenen Temperatur darstellen. [22]

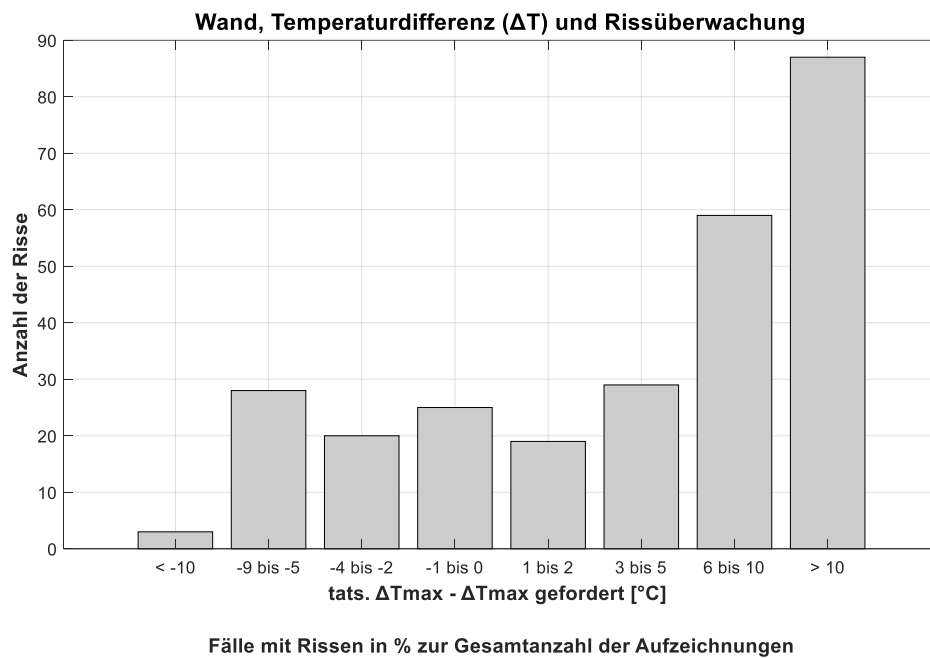


Abbildung 2.18: Ergebnisse des Messversuchs in Dänemark [22]

Laut den Ergebnissen der Forschungsarbeit, in Tabelle 2.5 ersichtlich, ergeben sich je nach Bauteil unterschiedliche  $\Delta T$ . Für Tunnelbauwerke dürfen maximal 20 °C Unterschied zur Umgebungstemperatur auftreten. Für wasserrückhaltende bzw. sensible Bauwerke darf lediglich ein maximales  $\Delta T$  von 15 °C auftreten.

Location/structure	Maximum allowable crack width $w_k$ , * mm (in.)	Maximum allowable probability of cracking $p_k^\dagger$	Maximum allowable temperature difference $\Delta T_{max}$ , § C (F)
<i>Tunnel Tube</i>			
Water-retaining parts	†	0.70	15 (27)
Other parts	0.2 (0.008)	1.00	20 (36)
<i>Ramps</i>			
Water-retaining parts	†	0.70	15 (27)
Other parts	0.2 (0.008)	1.00	20 (36)
<i>Portal buildings</i>			
Water-retaining parts	†	0.70	15 (27)
Other parts	0.2 (0.008)	1.00	20 (36)

Tabelle 2.5: maximale zulässige Temperaturdifferenz [ $\Delta T$ ] in Dänemark [22]

### 2.7.2 Nationale Dokumente in Deutschland [23]

#### Temperaturkontrolle nach Heft 7 [23]

Im Heft 7 nach Rostasy [23] werden zunächst allgemeine Grundlagen der Hydratation und der Zwangkraftbildung erläutert. In weiterer Folge sollen, um Risskontrolle durchzuführen, ingenieurmäßige Planungswerkzeuge verwendet werden die Temperatur, Hydratationsgrad, Verformungen sowie Spannungen und Betoneigenschaften abbilden sollen.

In vielen nationalen- als auch internationalen Regelwerken für Betonbauteile werden Minima- und Maxima Temperaturen gesetzt, um die Rissvermeidung zu erfüllen. Diese sind laut Heft 8 [23] zwar meist ausreichend, allerdings nicht für Bewertungen der Wirksamkeit von Maßnahmen, die der Risskontrolle obliegen. Wenn dies erforderlich ist, ist eine Berechnung des Temperaturfelds mittels FE-Programme unerlässlich. Für jede Art von Berechnungsverfahren müssen sowohl der Bauteil als auch die Umgebung geometrisch und thermisch abgebildet werden. Um Spannungskriterien, die mit einem hohen zeitlichen Aufwand verbunden sind, zu ersetzen, werden Temperaturkriterien definiert. Diese geben einen Temperaturgrenzwert an, der eingehalten werden muss. Sie dienen sowohl zur Kontrolle von Trennrissen als auch von Oberflächenrissen. Im Endbericht des Heft 12 [23] wird folgendes Temperaturkriterium empfohlen:

Bei Wand-Fundament-Systemen werden zur Temperaturkontrolle die Differenz  $\Delta\Delta T_z(t)$  zwischen der mittleren Sohltemperatur  $T_{fm}(t)$  und der mittleren Wandtemperatur  $T_m(t)$  mit Hilfe von Gleichung 2.9 berechnet.

$$\Delta\Delta T_z(t) = (\max T_m - T_m(t)) - (\max T_{fm} - T_{fm}(t)) \quad 2.9$$

Nach einsetzen der Gleichung wird das Ergebnis von  $\Delta\Delta T_z(t)$  begrenzt, wenn einzelne Trennrisse vertretbar sind.

$$\Delta\Delta T_z(t) \leq \lim \Delta\Delta T_z(t) = 15 \text{ K} \quad 2.10$$

In Abbildung 2.19 ist die zeitliche Entwicklung der Temperatur in der Wand  $T_m$  und der Fundamentsohle  $T_{fm}$  abgebildet. Deutlich zu erkennen ist, dass die Frischbetontemperatur sich bei rund 15 °C befindet und nach rund 24 bzw. 48 Stunden die Bauteiltemperatur deutlich steigt bis sie für die Wand ein Maximum von ca. 43 °C aufweist. In der Graphik zeigt sich auch, dass die Sohltemperatur geringere Bauteiltemperaturen aufweist als die mittlere Wandtemperatur. Im unteren Bild ist der Grenzwert  $\Delta\Delta T_z(t)$  mit 15 °K abgebildet. Es ist erkennbar, dass der Grenzwert aufgrund einer zu großen Bauteiltemperatur überschritten wurde und ggf. weitere Maßnahmen zur Sicherstellung der Dauerhaftigkeit notwendig wären.

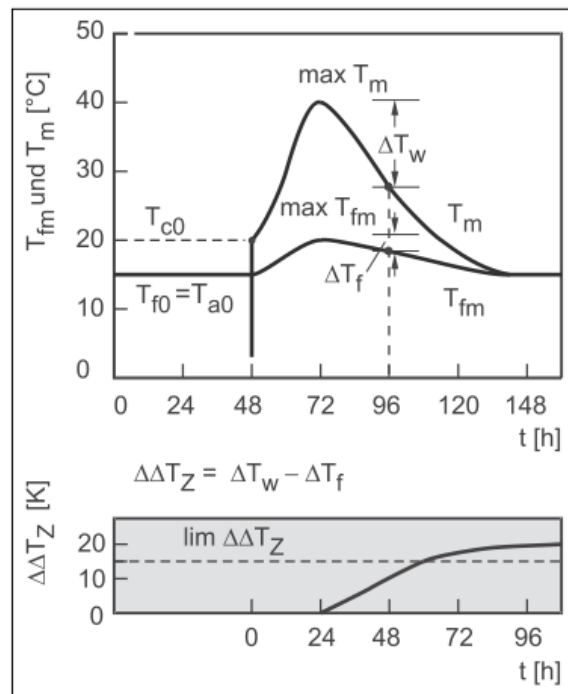


Abbildung 2.19: Bauteiltemperatur Wand und Fundament [23]

Laut dem Heft 12 [23] darf somit das Temperaturkriterium nicht alleine zur Rissvermeidung verwendet werden. Die Kenntnis zwischen der Spannung am maßgebenden Punkt und der Bauteiltemperatur ist unerlässlich, um korrekte Aussagen treffen zu können.

### Temperaturkontrolle nach Heft 8 [23]

Zur wirksamen Vermeidung von Oberflächenrissen wurde mit dem Heft 8 [23] ein weiteres Dokument veröffentlicht indem die Temperaturen in dicken Betonbauteilen begrenzt wird. Die Abwehr von Rissen, speziell bei wasserundurchlässigen Betonkonstruktionen, ist einer der wesentlichen Forschungsthemen der WU-Bauweise. So führen Trennrisse in Unterwasser Betonsohlen zu sehr aufwendigen und kostenintensiven Sanierungen. Zunächst fordert meist der Bauherr bereits eine maximale Bauteiltemperatur oder auch eine maximale Differenz der Temperatur zwischen Alt- und Neubau. Obwohl die Temperaturentwicklung im Beton meist gemessen wird, werden meist die Temperaturverteilungen innerhalb des Querschnitts nicht näher betrachtet. Die Folge sind nicht aussagekräftige Ergebnisse, die zu großen Unsicherheiten führen. Das Risstemperaturkriterium wird folgendermaßen definiert:

$$\frac{f_{ct}}{E_e \alpha_T R_a} = \frac{10}{R_a} = \text{crit} \Delta T [K] \quad 2.11$$

Mit diesem Kriterium wird die kritische Temperatur, ab der ein Trennrisse bei einem Betonbauteil auftritt, beschrieben. Hierbei ist  $E_e$  der E-Modul unter Einschluss der Relaxation und  $R_a$  ist der Dehnungsbehinderungsgrad der für verschiedene Versuche angepasst werden kann.

### 2.7.3 Temperaturkriterien anhand einer Studie in Indien [24]:

Da die Temperaturkontrolle nicht nur in europäischen Ländern mit hohen Standards, sondern auch in Indien durchgeführt werden muss, wird im folgenden Kapitel deren Vorgangsweise nach Norm [24] dargelegt. Für „mass concrete“ fallen in diese Kategorie Bauteile, die eine Stärke von mindestens 1,22 m haben. In diesem Fall haben frühe Temperaturschwankungen einen großen Einfluss auf Rissbildung. Für massige Bauwerke gilt, dass diese stark von der Hydratationswärme des verwendeten Zements abhängig sind. In dem nationalen Regelwerk wird die maximale Bauteiltemperatur auf 70 °C begrenzt und ein maximales Delta zwischen Bauteiltemperatur und Umgebungstemperatur von 20 °C definiert. Speziell in Delhi, wo die Tagestemperaturen bis zu 50 °C erreichen können, werden Temperaturmessungen durchgeführt, die diese Grenzwerte dokumentieren. Für die Betonage gilt, dass es notwendig ist in der Nacht zu betonieren, da hier die Temperaturen etwas niedriger sind und somit die Temperaturgradienten am Tag geringer bleibt. In der Richtlinie wird ebenfalls die Notwendigkeit der Nachbehandlungsmaßnahmen beschrieben. [23] Diese lauten:

- Belassen in der Schalung
- Thermocol → Wärmedämmung die nach dem Betonieren aufgebracht wird
- Curing Compound → Aufsprühen eines Verdunstungsschutzes
- Sand → nach der Betonage wird Sand aufgebracht, der die Temperaturgradienten zwischen Oberfläche und Kern gering zu halten
- Wassergefüllte Rohre, die die Temperatur des Betons regulieren können

Um das Regelwerk in Indien kurz zusammenzufassen, lässt sich sagen, dass aufgrund der sehr hohen klimatischen Umgebungsbedingungen, spezielle Maßnahmen notwendig sind, um die Gradienten im geforderten Maß von maximal 20 °C, und die maximale Bauteiltemperatur von maximal 70 °C einzuhalten. [24]

### 2.7.4 Temperaturkontrolle in den USA, Alabama [25]:

In den USA sind die Temperaturregelungen für Beton, vor allem für WU-Beton sehr unterschiedlich und bringen andere Grenzwerte mit sich. In diesem Abschnitt wird gemäß einer Forschungsarbeit „Temperature Control Requirements for the construction of mass concrete Members“ die Vorgehensweise für die Temperaturkontrolle in massigen Beton näher beschrieben. Wie in anderen Richtlinien und Normen werden auch in dieser Forschungsarbeit die theoretischen Mechanismen zur Hydratisierung erläutert. Für die Temperaturberechnung ist es wichtig, welche Gesteinskörnung verwendet wurde, da zum Beispiel eine Betonmischung mit Kalkstein eine niedrigere Temperaturentwicklung hat als mit Quarz-Gestein. In Abbildung 2.20 ist die Darstellung des thermischen Ausdehnungskoeffizienten des Betons, je nach Gesteinskörnung zusammengefasst.

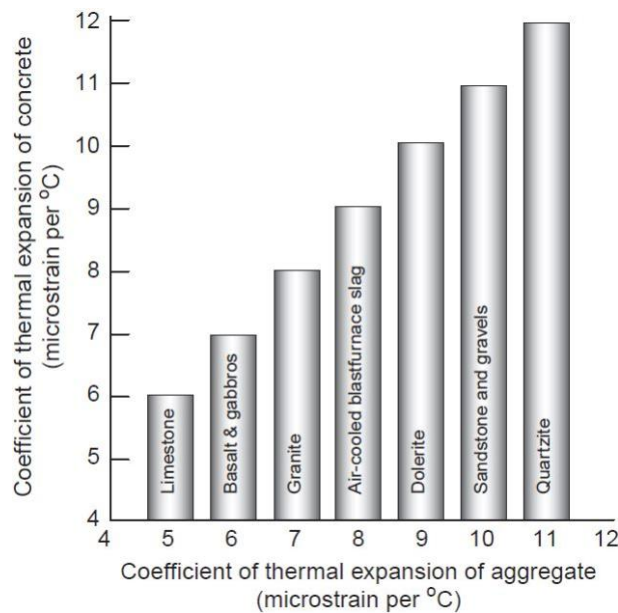


Abbildung 2.20: Einfluss der Gesteinskörnung auf den Wärmeausdehnungskoeffizienten des Betons [25]

Aufgrund der verzögerten Ettringitbildung kommt es bei Betonbauwerken immer wieder zu erheblichen Schäden. Dies ist ein Sulfatangriff, der zu einer Expansion des Zementsteins, aufgrund von erhöhter Bauteiltemperaturen im frühen Erhärungszeitraum, führt. Dieses Phänomen tritt meist in stark sulfathaltigen Gewässern auf. Diese Thematik wurde Ende des letzten Jahrhunderts massiv erforscht, da viele Betonfahrbahnen, WU-Bauwerke und auch Gebäude eine vorzeitige Degradation aufwiesen. Aufgrund dieser Ettringit Forschungsarbeiten wurde Anfang der 2000er Jahre ein Grenzwert von 90 °C für Fundamentbauwerke festgelegt, um diese Bildung zu verhindern. Für den Mass beton wurden Grenzwerte des TxDOT (Texas Department of Transportation) von 70 °C festgelegt. Für andere Bauwerke, wie beispielsweise einen Fertigteilträger gelten Temperaturen von 65 °C. In einem Bereich zwischen 70-85 °C muss die Rezeptur mit Zuschlagstoffen oder anderen Gesteinskörnungen so angepasst werden, dass sich in der Berechnung eine Temperatur unter dem Grenzwert ergibt. Temperaturen über 85 °C sind zu vermeiden. Für die Temperaturkontrolle werden neben den maximalen Grenzwerten des Betons auch weitere Anforderungen gestellt, um den Beton in bester Qualität ausführen zu können. Speziell die Ausschalzeiten stellen eine besondere Rolle dar. Anhand dieser längeren Ausschalzeit kann die Temperaturdifferenz zwischen Oberfläche und Kern signifikant beeinflusst und so die Rissbildung verhindert werden. Speziell in kalten Klimazonen, bzw. an kalten Wintertagen sind Betonoberflächen besonders anfällig für eine rasche Auskühlung, und damit einer hohen Temperaturspannung. Stahlschalungen sollten an diesen Tagen, wenn es die Konstruktion zulässt, vermieden werden. Denn bei einem massigen Betonbauteil können sich sog. Temperatursenken einstellen.

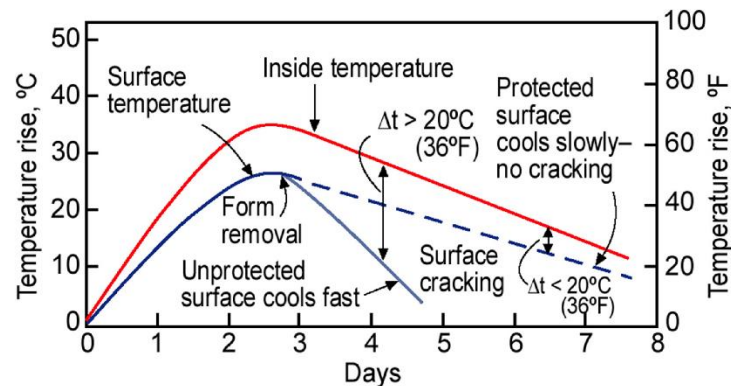


Abbildung 2.21: Einfluss des vorzeitigen Ausschalens auf den Beton [25]

Wie in Abbildung 2.21 erkennbar, tritt, sobald die Schalung entfernt wurde, und nicht weiter nachbehandelt oder gedämmt wird, ein extremer Temperaturabfall auf, was große Spannungen hervorrufen würde. Laut der Forschungsarbeit sollte demnach der Beton möglichst lange eingeschalt bleiben um das Delta zwischen Oberfläche und Kern  $< 20^{\circ}\text{C}$  zu halten. Demnach reißt der Beton bei einer langsamen Abkühlung auch nicht. [25]

In der Forschungsarbeit werden auch weitere Aspekte beschrieben, um die Temperatur des Bauwerks gering zu halten. Einer wäre die „Precooling“ Methode. Die beste Möglichkeit precooling anzuwenden wäre prinzipiell einen Zement zu verwenden der eine geringe Hydratationswärme besitzt. Weiters ist die Umgebungstemperatur zum Einbaupunkt relevant, so beeinflusst das Betonieren bei kühlen Temperaturen die Wärmeentwicklung positiv und fällt damit geringer aus als beim Betonieren bei zu heißen Temperaturen. Wenn diese Maßnahme nicht ausreicht können folgende Punkte laut [25] umgesetzt werden:

- Verdunstungskühlung
- Eiskühlung
- Wasserkühlung
- Flüssigstickstoff

Wenn „Precooling“ Methoden nicht ausreichen oder die Massigkeit des Bauteils zu groß wird, werden in der Forschungsarbeit „Postcooling“ Mittel eingesetzt. Für diese gilt es im Allgemeinen Stahlrohre in die Schalung miteinzulegen, durch die nach der Betonage kühles Wasser durchgepumpt wird, um einen Kühleffekt zu erzeugen. Damit kann sowohl die Temperatur während der Hydratation, speziell die maximalen Bauteiltemperaturen, verringert werden. Hierfür kann lt. Abbildung 2.22 ein Unterschied von rund  $10^{\circ}\text{C}$  erwartet werden. In dieser Abbildung wird der Unterschied rechnerisch zwischen ungekühltem und mit Wasserrohrgekühlten Beton deutlich gemacht und mit den tatsächlichen Temperaturen abgebildet. [25]

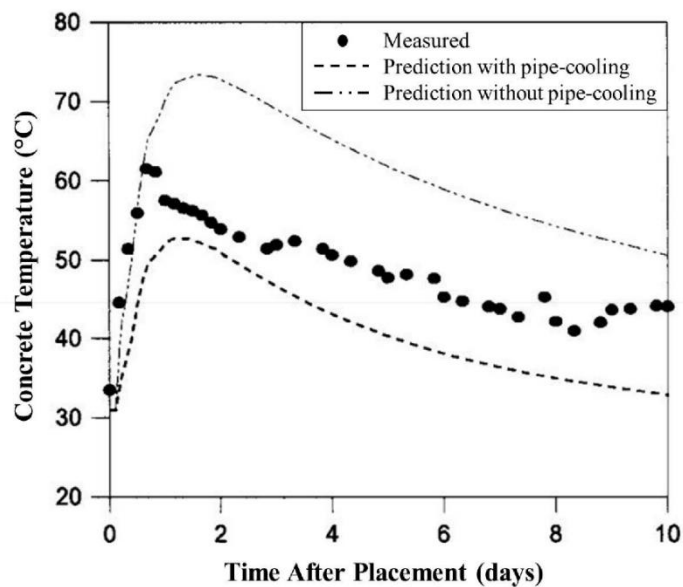


Abbildung 2.22: Effekt von wassergefüllten Rohren als Betonkühlung [25]

### 2.7.5 CIRIA - Control of cracking caused by restrained deformation in concrete [26]

Wie bei den Temperaturkontrollen in anderen Ländern soll laut dem Dokument in Großbritannien hier sowohl der frühe Zwang, das autogene Schwinden und auch der späte Zwang genau geprüft werden. Für die Analyse der Rissgefahr werden Dehnungen analysiert, die durch die eingeschränkte Verformung des Bauteils entstehen. Temperaturdifferenz, Behinderungsgrad und der Relaxationsbeiwert werden herangezogen, um den Anteil der behinderten Dehnungen zu berechnen. Die maximale Temperatur des Bauteils wird in dem Dokument abhängig von verschiedenen Festigkeitsklassen- und Bauteildicken festgelegt. Es werden zudem weitere Maßnahmen zur Reduzierung der Rissgefahr dargelegt, wobei insbesondere eine Minimierung der Behinderungssituation und zusätzliche Kühlungsmaßnahmen des Betons von besonderer Bedeutung sind. Hierbei wird folgendes Kriterium festgelegt: [26]

$$\frac{\varepsilon_r}{\varepsilon_{ctu}(t)} \leq 1 \quad 2.12$$

$\varepsilon_r$             Behinderte Dehnung im Beton

$\varepsilon_{ctu}(t)$     max. Zugdehnungsfähigkeit des Betons

Ausgehend von der Formel 2.12 zur Berechnung der maximalen zulässigen Dehnung kann die Bauteiltemperatur so gesteuert werden, dass eine Rissbildung ausgeschlossen ist. In der Richtlinie werden für einen Beton der Festigkeitsklasse C30/37 spezifische Grenzwerte für die Differenz zwischen maximaler Bauteil- und Umgebungstemperatur während des Hydratationsprozesses festgelegt, die wiederum abhängig vom Behinderungsgrad sind. [26]

### **3 Untersuchungsobjekt – Unterflurtrasse**

Basis der Auswertung in dieser Masterarbeit bildet eine Unterflurtrasse, die in der offenen Bauweise hergestellt wurde. Diese unterirdisch verlaufende Konstruktion wird eingesetzt, um Verkehrsstörungen zu minimieren und das Stadtbild sowie die natürliche Umgebung zu erhalten. Diese Trassen werden meist in städtischen und ökologisch sensiblen Bereichen genutzt, um eine umweltfreundliche und effiziente Konstruktion zu bieten. Das Bauwerk wurde in Österreich laut ÖBV-RL hergestellt und obliegt der Konstruktionsklasse 1, die eine maximale Bauteiltemperatur von 45 °C fordert. Für das Bauwerk wurde der Frischbeton im Sommer bei sehr heißen Temperaturen mit Scherbeneis gekühlt, um die notwendige maximale Frischbetontemperatur zu erreichen. Alle Bauteile wurden normgemäß mit Folienabdeckung oder ständigem Bewässern nachbehandelt, um Frührissbildung und Schwindrisse zu vermeiden.

#### **3.1 Konstruktion und Aufbau**

Die Bodenplatte wurde mit einer Stärke von 92 cm (ohne Aufbeton) hergestellt und in einem Durchgang betoniert. Die Wände wurden mit einer Dicke von 80 cm hergestellt und die Deckenstärke beträgt ebenfalls 80 cm. Diese Abmessungen sind erforderlich, um sowohl die statische- als auch die Anforderung an die Wasserundurchlässigkeit zu erfüllen. Zwischen der Bodenplatte und der aufgehenden Wandbauteile wurde ein Fugenblech mit Verpressschläuchen eingebaut, um die Arbeitsfuge zwischen Boden- und Wandkonstruktion gänzlich abdichten zu können. Für das gesamte Bauwerk wurde im ersten Schritt die Bodenplatte betoniert. Nach der Aushärtung der Bodenplatte wurden die Wände- und Decken im gleichen Arbeitsgang, mit Hilfe eines Schalwagens, betoniert. Der Einsatz eines Schalwagens, der auf Eisenbahnschienen geführt wurde, ist wirtschaftlich gesehen notwendig, um eine effiziente und vor allem schnelle Betonage zu ermöglichen und zugleich die Kosten gering zu halten. Wie in Abbildung 3.1 ersichtlich, wird das schnelle Versetzen des Schalwagens durch eine Schienenkonstruktion durchgeführt. Der Schalwagen hat große Vorteile gegenüber einer herkömmlichen Schalung, da er schnell versetzt und mit Hilfe der Schienen sehr genau platziert werden kann. Diese Art der Schalung gewährleistet somit eine gleichmäßige und hohe Qualität, die notwendig ist, um dieses WU-Bauwerk sowohl optisch als auch technisch einwandfrei zu realisieren.



Abbildung 3.1: Schalwagen [27]

Die Betonierabschnitte betragen maximal 15 m da sonst der späte Zwang in der Bemessung berücksichtigt werden muss. In Abbildung 3.2 ist das gegebene Bauwerk mit den Betonierabschnitten und den Bauwerksabmessungen dargestellt. Hierbei ist deutlich zu erkennen, dass nach dem Ausschalen des ersten Abschnittes, bereits die Bewehrungslegung im nächsten Betonierabschnitt abgeschlossen ist, sodass kurz darauf der nächste Abschnitt betoniert werden kann. Der Takt eines Abschnitts beträgt exakt 4 Tage.

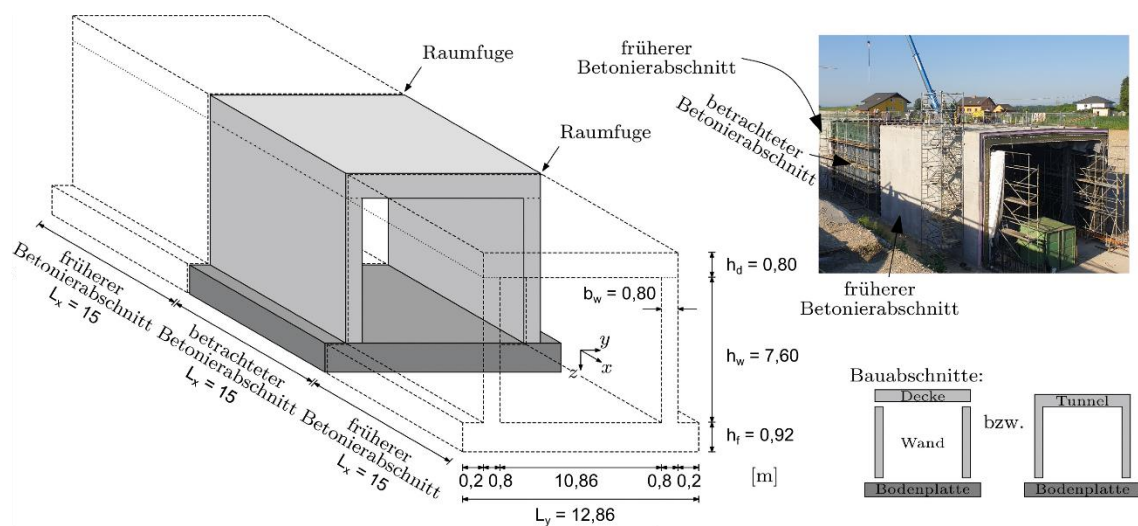


Abbildung 3.2: Bauwerksübersicht inkl. Abmessungen [28]

### 3.2 Verwendeter Beton

Für die Herstellung des Bauwerks wurden zwei Betonsorten verwendet:

- C25/30 (56) / BS1F Plus/ GK22/ F52 für die Bodenplatte, Wände und die ersten 25 cm der Decke
- C25/30 (56) / BS1C Plus/ GK22/ F52 für die restlichen 55 cm der Decke

Aufgrund der erhöhten Beanspruchung sowie der Anforderungen an die Dichtheit der horizontalen Decke, die später überschüttet wird, wurde für die oberen 55 cm der Decke der Beton C25/30 BS1C Plus gewählt. Der signifikanteste Unterschied der Beiden ist, dass der BS1C Plus ein deutlich dichteres Gefüge aufweist, somit unempfindlicher gegen Frost und äußeren Witterungseinflüssen ist. Neben den zwei Grundrezepturen wurde zudem zwischen einer Regel- und Sommerrezeptur unterschieden, da die Sommerrezeptur eine deutlich geringere Wärmeentwicklung aufweisen muss. Die genaue Zusammensetzung der Rezeptur kann Tabelle 3.1 entnommen werden. [29]

Parameter	Bezeichnung	C25/30 / BS1F Plus		C25/30 / BS1C Plus	
		Regelrezeptur	Sommer	Regelrezeptur	Sommer
		[kg/m <sup>3</sup> ]	[kg/m <sup>3</sup> ]	[kg/m <sup>3</sup> ]	[kg/m <sup>3</sup> ]
<b>Gesteinskörnung</b>	0/4	714	743	745	756
	4/8	278	289	290	294
	8/16	295	307	308	312
	16/32	451	470	471	477
<b>Zement</b>	CEM I 42,5 R-HS W&P	265	245	255	240
<b>AHWZ</b>	Supermix W&P	120	100	100	100
<b>ZM</b>	WTB Plast 100-3(FK)	2,31	2,07	1,95	1,87
<b>ZM</b>	WTB Air 102(FK)	0,62	0,45	1,24	1,02
<b>Wasser</b>	[-]	183	171	170	165
	SikaFiberPPM-6	1,32	1,32	[-]	[-]

Tabelle 3.1: Betonzusammensetzung Regel- und Sommerrezeptur [29]

### 3.3 Abschätzung der maximalen Bauteiltemperatur

Für die Abschätzung der maximalen Bauteiltemperatur wird Gleichung 2.8 verwendet. Für die Berechnung der adiabatischen Temperaturerhöhung, wird der Bindemittelgehalt von 385 kg/m³ für den Beton BS1F Plus der verwendeten Regelrezeptur verwendet. Um die Bauteiltemperatur berechnen zu können muss zunächst die adiabatische Temperaturerhöhung mit Gleichung 3.1 bestimmt werden:

$$\Delta T_{\text{adiab},7d} = \frac{Q}{S} = \frac{m_{\text{BM}} * Q_{\text{BM}}}{S_c} = \frac{385 * 250}{2400} = 40,1 \text{ °C} \quad 3.1$$

mit:

$\Delta T_{\text{adiab},7d}$	adiabatische Temperaturänderung [°C]
$Q$	spezifische Wärmemenge $\left[\frac{\text{kJ}}{\text{m}^3}\right]$
$S$	spezifische Wärmekapazität $\left[\frac{\text{kJ}}{\text{m}^3 \text{ °C}}\right]$
$m_{\text{BM}}$	Menge des Bindemittels $\left[\frac{\text{kg}}{\text{m}^3}\right]$
$Q_{\text{BM}}$	spezifische Wärmekapazität des Bindemittels $\left[\frac{\text{kJ}}{\text{kg}}\right]$
$S_c$	spezifische Wärmekapazität des Betons $\left[\frac{\text{kJ}}{\text{m}^3 \text{ °C}}\right]$

Anhand dieser Eingangsgröße können im nächsten Schritt die weiteren Berechnungen durchgeführt werden:

$$k_{\text{T}_{\text{BT}}} = 1,1 - \frac{0,3}{b_w^{0,7}} = 1,1 - \frac{0,3}{(0,8)^{0,7}} = 0,75$$

$T_{\text{FB}} = 22 \text{ °C}$  laut repräsentativem Wert im Sommer

Demnach ergibt sich durch Einsetzen in die Gleichung 2.8 nach BAW [21] folgender Zusammenhang:

$$\max T_{\text{BT}} = T_{\text{FB}} + k_{\text{T}_{\text{BT}}} * \Delta T_{\text{adiab},7d} = 22 + 0,75 * 40,1 = 52 \text{ °C}$$

Die theoretische zu erwartende maximale Bauteiltemperatur an einem Wintertag beträgt 52 °C.

## 4 Methodik zur Messdatenerhebung & -auswertung

### 4.1 Datenerfassung

Im vorliegenden Kapitel werden die Messdaten, die sich auf ein großes Infrastrukturbauwerk beziehen (siehe Kapitel 3), näher betrachtet und ausgewertet. Für die Überprüfung der Temperaturkriterien laut ÖBV-RL [1] wurde die Unterflurtrasse mit Messkörpern ausgestattet, die sowohl die Wand- und Deckentemperatur als auch die Bodenplattentemperatur im zeitlichen Verlauf aufzeichnet. In weiterer Folge wird das Temperaturkriterium der ÖBV-RL [1] anhand dieser Messdaten überprüft und ggfs. Verbesserungsvorschläge auf Basis der Ergebnisse in Kapitel 5 entwickelt. Im Vordergrund steht der Einfluss der klimatischen Randbedingungen auf den Zusammenhang der Frischbetontemperatur und der maximalen Bauteiltemperatur. Besonders wichtig ist hierbei der relative Unterschied zwischen den maximalen Bauteiltemperaturen und den mittleren Umgebungstemperaturen. Ziel ist es, Rissbildung zu vermeiden.

Die Messinstrumente werden in allen Bauteilen in Querschnittsmitte angeordnet, da sich hier immer die maximale Hydratationswärme und sich zugleich auch die maximale Bauteiltemperatur einstellt. In Abbildung 4.1 sind die genaue Messanordnung und die Querschnittsabmessungen des WU-Bauwerks ersichtlich.

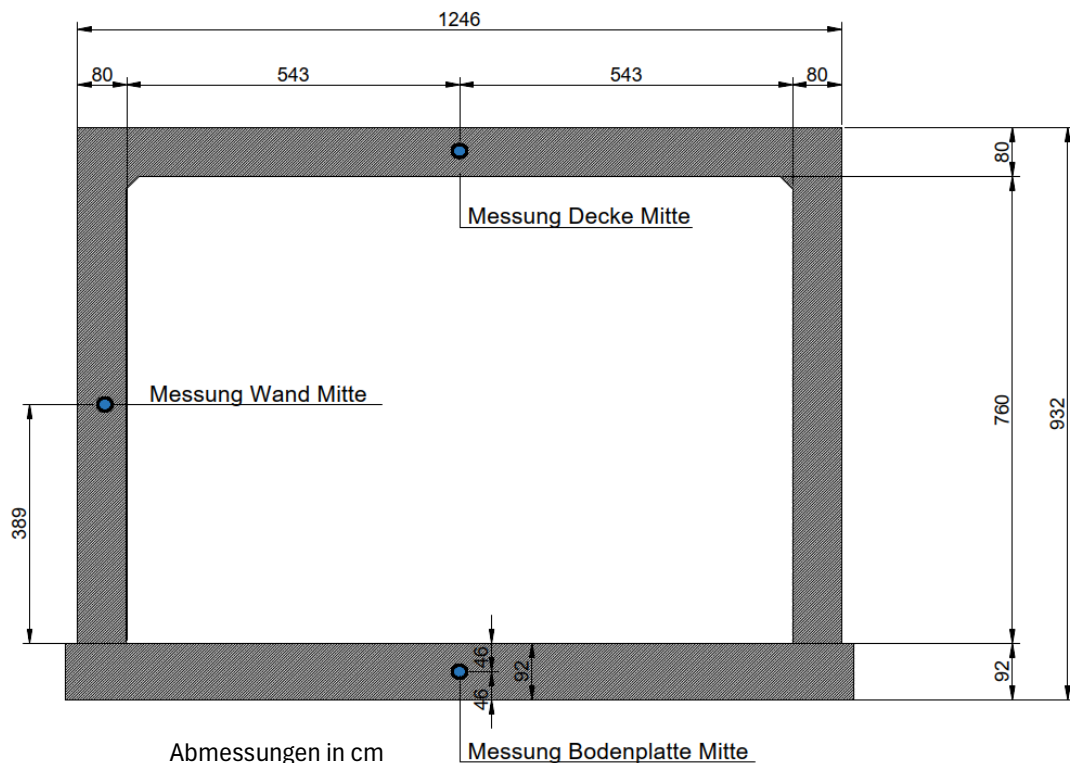


Abbildung 4.1: Messanordnung im Querschnitt und Querschnittsabmessungen

## 4.2 Auswahl und Beschreibung der Messinstrumente im Bauwerk

Für die Messinstrumente, die in den verschiedenen Bauteilen Anwendung finden, wurden sogenannte Temperaturlogger gewählt. Diese zeichnen über einen bestimmten Zeitraum sowohl die Tageszeit und das Datum sowie kontinuierlich die Bauteiltemperatur auf. Die Temperaturlogger können sowohl auf der Innenseite der Schalung fixiert, aber auch in Querschnittmitte an der Bewehrung befestigt werden, um die Temperaturen im Kern aufzuzeichnen. Diese werden wie in Abbildung 4.1 gezeigt, jeweils auf halber Höhe der jeweiligen Bauteile angebracht. Diese Logger können die erfassten Messwerte sowohl per Datenkabel als auch drahtlos an ein Endgerät senden. Für eine schnelle Auswertung sind diese Messsysteme nur bedingt verwendbar, da sie alle auftretenden Temperaturen ab Montage aufzeichnen und somit erst ausgewertet werden müssen, ob die aufgezeichnete Temperatur jenen des Betons oder der Temperatur in der Schalung entspricht. In weiterer Folge muss nach Abschluss der Temperaturaufzeichnung jede Messung sorgfältig überprüft werden, um genaue Erkenntnisse über die Temperaturentwicklung zu erhalten, da der Temperaturlogger nicht zwischen der Frischbetontemperatur und der Temperatur in der Schalung unterscheidet. Die Genauigkeit solcher Messsysteme liegt typischerweise bei  $\pm 0,1^\circ\text{C}$  für einem Temperaturbereich von  $-55^\circ\text{C}$  bis  $150^\circ\text{C}$ . Um eine hohe Genauigkeit zu gewährleisten, müssen diese Messsysteme regelmäßig kalibriert werden, um die Präzision über die Zeit aufrecht zu erhalten. [30]

## 4.3 Analyseverfahren mit MATLAB und Vorsortierung

Für die Auswertung der Temperaturdaten wurde die Software MATLAB zu Hilfe genommen. Anhand der gegebenen Aufzeichnungen von Zeit und Bauteiltemperatur der Bodenplatte, der Wände und Decken wurde die Auswertung durchgeführt. Die Analyse der über 100 Aufzeichnungen wurde automatisiert mit MATLAB durchgeführt, da dies im Vergleich zur manuellen Auswertung deutlich effizienter ist. Das Programm ermöglicht nicht nur die Verarbeitung großer Datenmengen, sondern auch eine präzise Ergebnisinterpretation, da mehrere unterschiedliche Parameter gleichzeitig gesucht werden können. Hierfür wurde ein Code implementiert, der alle benötigten Kennwerte automatisch berechnet und anschließend exportiert. Für die Bestimmung der Mittelwerte wurde der smoothing Befehl „*loess*“ verwendet, der mit Hilfe einer festgelegten Fensterbreite die Mittelwerte automatisch berechnet und exportiert.

Um aussagekräftige Daten zu bekommen, mussten die zur Verfügung stehenden Datensätze zunächst vorsortiert werden, um sowohl unvollständige als auch fehlerhafte Daten aussortieren zu können. Bei der Aussortierung der Messdaten wurde explizit darauf geachtet, extreme Ausreißer über mehrere Stunden hinweg und Messungen mit einer Aufzeichnung von weniger als 12 Stunden auszusortieren. Zusätzlich wurden Messdaten, bei denen keine Wand bzw. Deckenmessungen vorhanden sind, aussortiert. Nach der Sortierung der Dateien für den Schalwagen sind 61

Dateien vollständig und konnten für die weiteren Berechnungen herangezogen werden. Da 65 der Aufzeichnungen fehlerhaft, bzw. unvollständig sind, musste überprüft werden ob genügend Messdaten für die verschiedenen Jahreszeiten vorhanden sind. Nach der Analyse sind sowohl für die Sommermonate als auch für die übrigen Jahreszeiten und maßgebenden Umgebungstemperaturen mehr als 10 Messdaten vorhanden, damit gilt diese Bedingung als erfüllt.

Anzumerken gilt, dass sich diese Arbeit auf den Schalwagen (Decke, Wand) beschränkt, da aufgrund von unzureichenden Datensätzen keine genauen Aussagen zum Temperaturverhalten der Bodenplatte getroffen werden können.

#### **4.4 Plausibilisierung der Umgebungstemperaturmessung**

Die Aufzeichnung der Umgebungstemperatur erfolgte direkt auf der Baustelle, entweder direkt auf der Außenseite der Schalung oder in unmittelbarer Nähe ohne Schutz vor Sonneneinstrahlung. Hier besteht die Gefahr, dass bei direkter Sonnenbestrahlung die Messwerte verfälscht werden und eine höhere Umgebungstemperatur aufgezeichnet wird, als tatsächlich vorhanden ist. Diese fehlerhafte Temperaturmessung ergibt sich aus dem Schwingen des Messinstruments durch die thermische Strahlung, die bei direkter Sonnenstrahlung auftritt. Da diese Messungen keinen normierten Bedingungen entsprechen und gänzlich ungeschützt vor klimatischen Umgebungsbedingungen sind, mussten diese Messdaten zunächst mit Hilfe von anderen Messungen plausibilisiert werden. Die Messdaten der Baustelle konnten mit einer Wetterstation der „Zentralanstalt für Meteorologie und Geodynamik“ (ZAMG) überprüft werden, welche sich 2,0 km von der Baustelle entfernt befindet. Die Messdurchführung dieser Station ist international genormt nach DIN EN ISO 7726 [31]. Der verwendete Temperaturmesssensor wird in einem kleinen, vor Witterung geschütztem Gehäuse, das wiederum exakt zwei Meter über dem Boden platziert ist, montiert. Für eine ausreichende Belüftung nach Norm sorgen Lamellen an der Außenseite des Gehäuses wie in Abbildung 4.2 ersichtlich. Diese Anordnung gewährleistet eine korrekte Messung und einen ausreichenden Schutz vor äußeren Witterungsbedingungen.



Abbildung 4.2: Temperaturmessung ZAMG-Station [32]

Im ersten Schritt der Plausibilisierung werden einzelne mittlere Umgebungstemperaturen für 24 h verglichen und überprüft, ob die Werte der Baustelle große Unterschiede zur ZAMG-Station aufweisen. In Tabelle 4.1 wird der Unterschied der verschiedenen Messwerte der genormten Wetterstation, zu jenen der Baustelle vor Ort dargestellt.

Datum	ZAMG [°C]	Baustelle [°C]	Differenz [°C]
17.12.2020	0,19	7,19	<b>7,00</b>
13.11.2021	4,80	5,57	<b>0,77</b>
20.11.2021	2,07	3,70	<b>1,63</b>
07.05.2022	14,02	19,77	<b>5,75</b>
22.05.2022	18,11	26,05	<b>7,94</b>
24.07.2022	24,40	27,47	<b>3,07</b>

Tabelle 4.1: Differenz zwischen genormter Temperaturmessstation und Baustellenmessung

Wie in Tabelle 4.1 zu sehen, weisen die betrachteten Messungen deutliche Unterschiede auf und müssen daher berücksichtigt werden. Zusätzlich zu den Unterschieden in Hinblick auf die mittleren Temperaturen ergaben sich bei der Kontrolle der Ausgangsdaten einige Messwerte in denen die Umgebungstemperaturen im Tagesdurchschnitt bei rund 55 °C aufgezeichnet wurden.

Die Abbildung 4.3 soll den Unterschied zwischen den Umgebungstemperaturen im Tagesverlauf der Baustelle und jenen der genormten Station deutlich machen. Die Baustellenmessungen (blau) weisen wie zuvor erwähnt, große Schwankungen auf, die höchstwahrscheinlich auf eine Messstation, die nicht vor äußeren Witterungseinflüssen geschützt ist, zurückzuführen sind. Weiters

zu beachten ist der große Unterschied der maximalen Umgebungstemperaturen, die auf der Baustelle bis zu 31 °C betragen wohingegen sie bei der genormten Messstation (rot) nur 19 °C aufweisen. In weiterer Folge beeinflussen diese deutlich größeren Umgebungstemperaturen auf der Baustelle auch die Mittelwertberechnung und führen bei der Auswertung mit MATLAB letztendlich zu ungenauen Ergebnissen. Zusätzlich zu den Umgebungstemperaturen zeigt die Sonnenscheindauer (orange) deutlich, dass sich die maximalen Temperaturen bei der Messung bei großer Sonneneinstrahlung ergeben. Es ist zu sehen, dass nachdem der Sonnenschein wieder abnimmt, die Baustellentemperatur trotzdem ansteigt, was auf eine falsche Messung hindeutet.

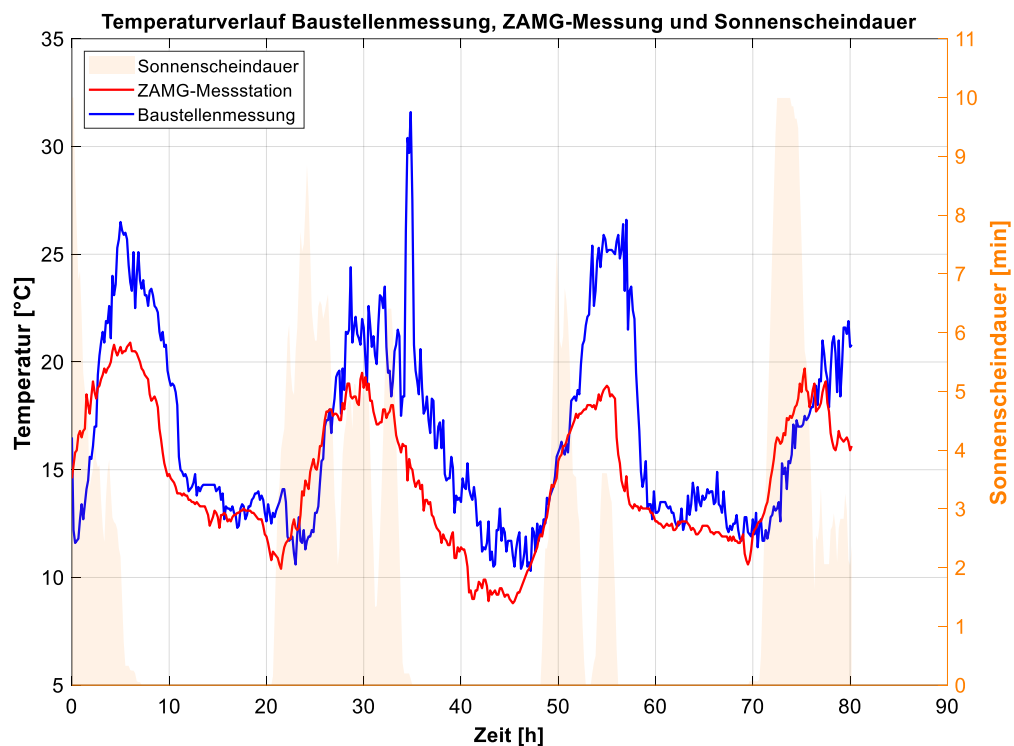


Abbildung 4.3: Vergleich der Baustellenmessung mit ZAMG-Messung

Aufgrund der großen Unterschiede zwischen der Baustellenmessung und jenen der genormten Messstation ist eine exakte und vergleichbare Messdatenauswertung nicht möglich. Da die Unterschiede sowohl bei den mittleren Umgebungstemperaturen als auch bei den maximalen Umgebungstemperaturen 10 °C und mehr erreichen können, werden in der weiteren Messauswertung die Umgebungstemperaturen der Baustelle verworfen und durch die der genormten Messstation ersetzt. Weiters wurden auch die ZAMG-Messdaten im 10-Minuten-Takt, wie jene der Baustelle, aufgezeichnet und ermöglichen somit einen exakten Austausch der Daten.

Ein Aspekt für die Unterschiede der Messungen ist, dass die Umgebungstemperaturen auf der Baustelle nicht durchgehend aufgezeichnet worden sind, da zwischen den einzelnen Aufzeichnungen oft mehrere Tage fehlen und demnach eine genaue Berechnung der Tages- und Wochenmittelwerte nicht möglich wäre. Dies könnte auf eine fehlerhafte Positionierung oder generell

fehlerhafte Auswertungen zurückzuführen sein, die im Nachgang von den Messtechnikern gelöscht wurden. Ein weiterer Grund, die Baustellenmessung mit den genormten Datensätzen zu ersetzen, ist die hohe Wahrscheinlichkeit, dass die Messstation immer an unterschiedlichen Positionen aufgestellt wurde, was eine genaue Auswertung zusätzlich nicht möglich macht.

## 5 Auswertung

### 5.1 Analyse anhand zweier Referenzdateien

Im vorliegenden Kapitel wird auf Basis der Messdaten eine repräsentative Sommer- und Wintermessung analysiert. Hierfür werden zunächst aus den Rohdaten verschiedene Eingangsgrößen ermittelt. Die maximale Bauteiltemperaturen  $T_{\max, BT}$ , Frischbetontemperaturen  $T_{FB}$  und mittlere Umgebungstemperaturen von einem-  $T_{m, a1d}$  bis hin zu 14 Tagen  $T_{m, a14d}$  werden ermittelt und anschließend ausgewertet. Ein weiterer Kennwert ist die Ausgleichstemperatur. Die Ausgleichstemperatur entspricht jener Temperatur, bei der die Bauteiltemperatur nach der Hydratation abkühlt und sich an die Umgebungstemperatur anpasst. Diese Ausgleichstemperatur kann, wie in Abbildung 5.1 ersichtlich, vereinfacht mit dem  $T_{m, a14d}$  gleichgesetzt werden. Die Differenz zwischen der Ausgleichstemperatur und der maximalen Bauteiltemperatur wird als spannungswirksames Delta bezeichnet. Dieses Delta ist eine Kenngröße die möglichst klein gehalten werden muss, da es sonst zu einer Rissbildung kommen kann. Dieses Delta wird anhand von der Sommer- und Wintermessung berechnet und Unterschiede zueinander dargelegt.

Um Aussagen hinsichtlich der Temperaturkriterien treffen zu können, musste jede vorhandene Datenstruktur analysiert werden. Im Folgenden wird eine Auswertung stellvertretend für die anderen Datensätze durchgeführt, um zu zeigen, wie die Auswertung im Hintergrund abläuft. In den Messdaten werden sowohl das Datum, die Umgebungstemperatur, die Wand- und Deckentemperatur über unterschiedliche Aufzeichnungsdauer jeder Datei, im 10-minütigen Intervall dargestellt. In Tabelle 5.1 ist die Struktur, wie die Baustellenmessdaten aufgebaut sind, erkennbar. Wie bereits in Kapitel 4.4 erläutert, werden hier bereits für die Umgebungstemperaturen jene Messdaten der ZAMG-Station verwendet.

Datum/Zeit	Typ	Umgebung [°C]	Decke [°C]	Wand [°C]
23.06.2021 11:40:05	Intervall	29,3	33,7	30,2
23.06.2021 11:50:05	Intervall	29,8	34,9	30,1

Tabelle 5.1: Struktur der Messdaten

#### 5.1.1 Winterszenario

Für die Berechnung der später maßgebenden Temperaturen, mussten zunächst die maximalen Bauteiltemperaturen von Betonwand- und Decke bestimmt werden. Im nächsten Schritt wurde die mittlere Umgebungstemperatur in 24 h ab dem Zeitpunkt des Maximums der Bauteiltemperaturen ermittelt. Hierbei zählt für  $T_{m, a1d}$  der Zeitpunkt des absoluten Maximums der Wand- und Deckentemperatur. Das  $T_{m, a3d}$  wurde ab dem gleichen Zeitpunkt ermittelt. Das  $T_{m, a7d}$  und  $T_{m, a14d}$  wird ebenfalls für die Bestimmung der Ausgleichstemperatur des Betons nach der Hydratation benötigt. Wie in Abbildung 5.1 ersichtlich wurden diese vier Werte als horizontale Linie, für die Bereiche, in denen sie berechnet wurden, eingefügt. Hierbei wird später analysiert wie sich die

Bauteiltemperatur im Vergleich zur Umgebungstemperatur und deren Tagesmittel, verhält und ab wann sie sich der Umgebungstemperatur, später definiert als Ausgleichstemperatur, anpasst. Für die gezeigte Referenzdatei ergibt sich eine maximale Bauteiltemperatur von 33 °C für die Decke, eine maximale Bauteiltemperatur der Wand von 34,7 °C und die maximale Umgebungstemperatur der gesamten Aufzeichnung beträgt 10,1 °C. Wohingegen sich die minimale Umgebungstemperatur auf -8,2 °C beläuft. Für die Frischbetontemperatur wurde eine Temperatur von 17,1 °C gemessen. Die mittleren Umgebungstemperaturen, die ab dem Zeitpunkt des absoluten Maximums, dem 19.12.2020 um 10:34 Uhr, berechnet wurden, ergeben sich wie folgt:

- $T_{m,1d} = 1,14\text{ °C}$
- $T_{m,3d} = 0,83\text{ °C}$
- $T_{m,7d} = 2,02\text{ °C}$
- $T_{m,14d} = 0,36\text{ °C}$

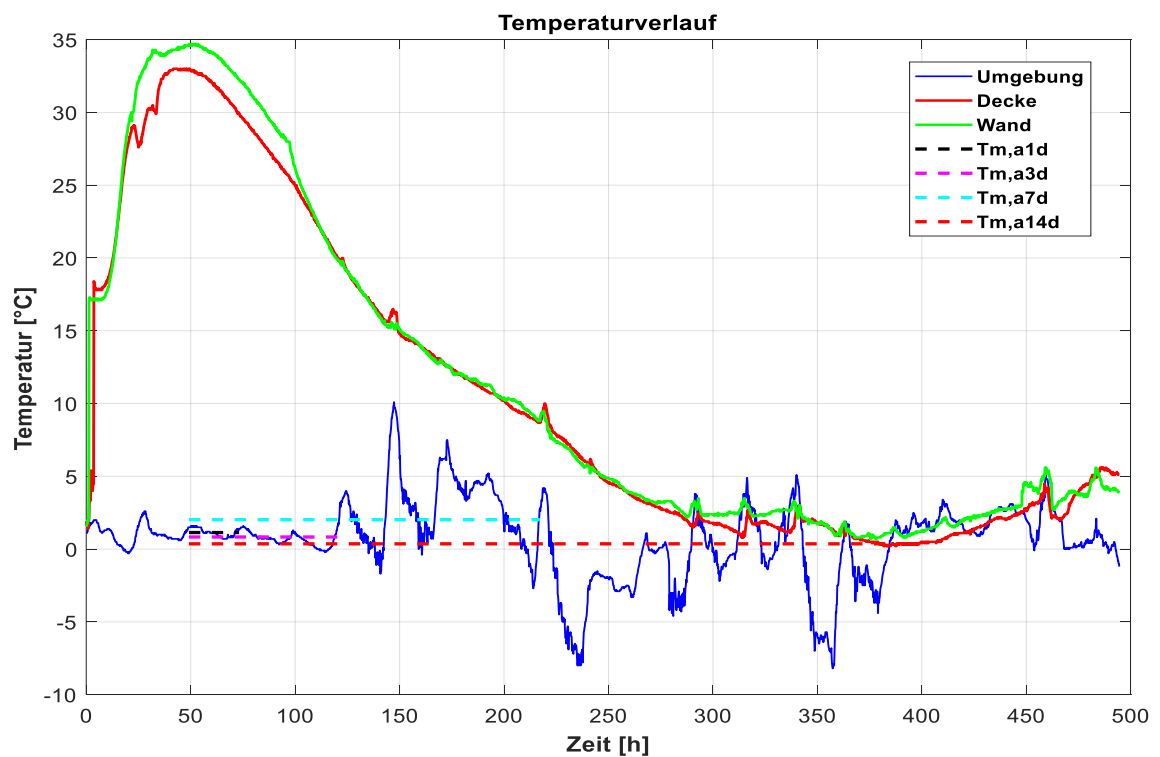


Abbildung 5.1: Darstellung des Temperaturverlaufs für den Winter

Der Aufzeichnungsbeginn in dieser Datei ist der 17.12.2020 um 09:24 Uhr. In der Grafik ist ersichtlich, dass die Betonage für die Wand eine Stunde nach Aufzeichnungsbeginn erfolgt. Die Betonage der Decke folgte zwei Stunden nach dem Beginn der Betonage der Wand. Der Betonagezeitpunkt lässt sich feststellen, da die Temperatur in der Schalung vor der Betonage bei ca. 2 °C liegt, sie somit annähernd der Umgebungstemperatur entspricht und sich unmittelbar nach

dem einbringen des Betons auf 17,1 °C erhöht, was gleichzeitig der Frischbetontemperatur entspricht. Da die Frischbetontemperatur gemäß ÖBV-RL < 22 °C sein muss, gilt dieser Nachweis als erfüllt. Erkennbar ist, dass direkt nach der Betonage die Bauteiltemperatur zunächst abnimmt, was auf die niedrigere Umgebungstemperatur zurückzuführen ist. Nach zehn Stunden ist ein deutlicher Anstieg der Temperatur, sowohl bei der Wand- als auch bei der Deckentemperatur erkennbar. In diesem Abschnitt beginnt der Beton zu erhärten und aufgrund der chemischen Reaktion während dieses Aushärtungsprozesses steigt auch die Temperatur kontinuierlich an.

Die während des Hydratationsprozesses freigesetzte Energie, führt zu einer maximalen Bauteiltemperatur von 33 °C für die Decke bzw. 34,7 °C für die maximale Bauteiltemperatur der Wand. Diese maximalen Temperaturen stellen sich nach rund 44 Stunden ab Beginn der Betonage ein. Zu erkennen ist, dass die Wandtemperatur einen geringfügigen Unterschied von knapp 3 °C zur Decke hat. Ein Grund wäre die bessere Belüftung der Decke im Vergleich zur Wand. Da die Wand im Verhältnis zur massiven Decke eine geringere Oberfläche aufweist, kühlt sie durch die Umgebungstemperatur nicht so schnell ab. Nach Erreichen der maximalen Bauteiltemperatur, sinkt die Bauteiltemperatur wieder, um sich im Anschluss an die Umgebungstemperatur anzupassen. Deutlich erkennbar ist, dass sich das 7-Tages Mittel  $T_{m,a7d}$  noch stark von der Bauteiltemperatur unterscheidet, wohingegen sich die Ausgleichstemperatur der beiden Baukörper an das 14-Tages Mittel  $T_{m,a14d}$  anpassen und somit die Umgebungstemperatur annähernd der Bauteiltemperatur entspricht. Während der Hydratation ergeben sich keine großen Temperaturunterschiede zwischen Decke und Wand, was auf keine Unterschiede im Hydratationsprozesses schließen lässt, da auch für beide Bauteile grundsätzlich die gleiche Rezeptur verwendet wurde. Um genaue Aussagen über die spannungswirksamen Temperaturen zu treffen, mussten im nächsten Schritt die Differenzen zwischen den maximalen Bauteiltemperaturen und den Mittelwerten der Umgebungstemperatur bestimmt werden. Hierzu wurde die Differenz zwischen der maximalen Bauteiltemperatur der Decke und der Wand mit den Mittelwerten der Umgebungstemperatur von 1, 3, 7 und 14 Tagen gebildet. Die Ergebnisse werden in Tabelle 5.2 dargestellt.

<b><math>\Delta T</math> für Decke in °C</b>		<b><math>\Delta T</math> für Wand °C</b>	
$T_{\max} - T_{m,a1d}$	31,86	$T_{\max} - T_{m,a1d}$	33,56
$T_{\max} - T_{m,a3d}$	32,17	$T_{\max} - T_{m,a3d}$	33,87
$T_{\max} - T_{m,a7d}$	30,98	$T_{\max} - T_{m,a7d}$	32,68
$T_{\max} - T_{m,a14d}$	32,64	$T_{\max} - T_{m,a14d}$	34,34

Tabelle 5.2: Darstellung der Differenzen des Winterszenarios zwischen maximaler Bauteiltemperatur  $T_{\max,BT}$  und mittlere Umgebungstemperatur  $T_{m,a1d}$  bis  $T_{m,a14d}$

### 5.1.2 Sommerszenario

Um einen Vergleich der Datensätze zwischen Winter und Sommer zu ermöglichen, zeigt das folgende Diagramm den Unterschied zum Winterszenario (siehe Abbildung 5.1). Die Aufzeichnung im Diagramm für den Sommer umfasst lediglich die ersten fünf Tage nach der Betonage, da die Datenerfassung auf der Baustelle nach diesem Zeitraum abgebrochen wurde. Daher liegt lediglich ein unvollständiger Datensatz vor, was jedoch für die nachfolgenden Kenngrößen keine Bedeutung hat. In der nachfolgenden Abbildung 5.2 wird deutlich, dass die maximalen Bauteiltemperaturen erheblich von der Umgebungstemperatur beeinflusst werden. Die maximale Bauteiltemperatur der Decke beträgt  $49,4\text{ °C}$  und ist demnach deutlich höher als beim Winterszenario. Das liegt daran, dass die entstehende Hydratationswärme im Sommer nicht so schnell abfließen kann wie im Winter, da eine größere Temperaturdifferenz zwischen der Umgebung und dem Bauteil das Abfließen der Wärme beschleunigt. Daher korreliert die maximale Bauteiltemperatur direkt mit der Umgebungstemperatur.

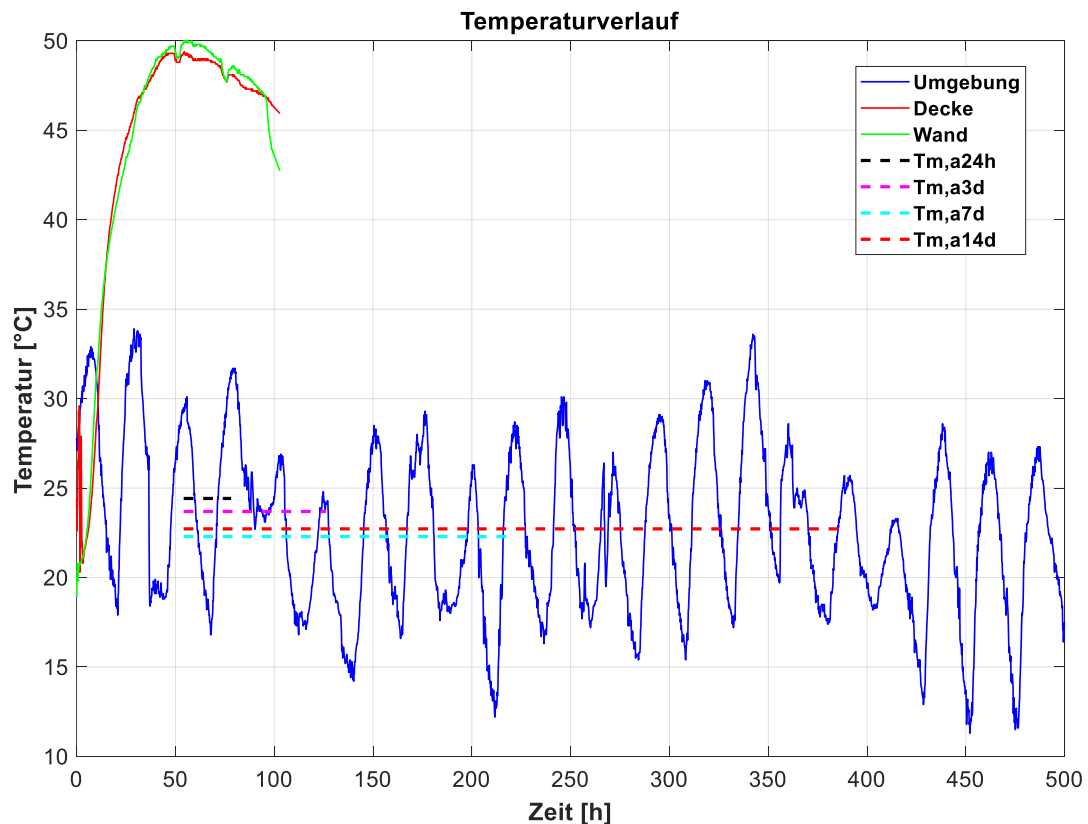


Abbildung 5.2: Darstellung des Temperaturverlaufs für den Sommer

Die maximale Bauteiltemperatur der Wand beträgt  $50\text{ °C}$  und weist somit nur einen geringen Unterschied zur maximalen Bauteiltemperatur der Decke auf. Es sei erwähnt, dass die maximale Bauteiltemperatur der Decke mit  $49,4\text{ °C}$  und der Wand mit  $50\text{ °C}$  die in der ÖBV-RL [1] festgelegte Obergrenze von  $45\text{ °C}$  für die maximale Bauteiltemperatur überschreiten. Die maximale Umgebungstemperatur beläuft sich auf  $33,9\text{ °C}$  wohingegen die minimale Umgebungstemperatur

bei 11,8 °C liegt. Die Frischbetontemperatur wurde mit 20,1 °C gemessen, die deutlich unter dem Grenzwert lt. ÖBV-RL [1] von 22 °C liegt. Die Betonage beginnt am 22.07.2021 und die maximale Bauteiltemperatur stellt sich am 24.07.2021 um 14:00 Uhr ein. Die mittleren Umgebungstemperaturen, die gleich wie im Winterszenario ab dem Maximum der Bauteiltemperaturen von Wand und Decke berechnet wurden, ergeben sich wie folgt:

- $T_{m,a1d} = 24,42 \text{ °C}$
- $T_{m,a3d} = 23,69 \text{ °C}$
- $T_{m,a7d} = 22,29 \text{ °C}$
- $T_{m,a14d} = 22,72 \text{ °C}$

Die Differenzen zwischen der maximalen Bauteiltemperatur und den mittleren Umgebungstemperaturen von 1, 3, 7 und 14 Tagen sind in Tabelle 5.3 dargestellt.

<b><math>\Delta T</math> für Decke in °C</b>		<b><math>\Delta T</math> für Wand °C</b>	
$T_{\max} - T_{m,a1d}$	24,98	$T_{\max} - T_{m,a1d}$	25,58
$T_{\max} - T_{m,a3d}$	25,91	$T_{\max} - T_{m,a3d}$	26,31
$T_{\max} - T_{m,a7d}$	27,11	$T_{\max} - T_{m,a7d}$	27,71
$T_{\max} - T_{m,a14d}$	26,68	$T_{\max} - T_{m,a14d}$	27,28

Tabelle 5.3: Darstellung der Differenzen des Sommerszenarios zwischen maximaler Bauteiltemperatur  $T_{\max,BT}$  und mittlere Umgebungstemperatur  $T_{m,a1d}$  bis  $T_{m,a14d}$

Hierbei ist zu sehen, dass die Differenzen der Bauteiltemperaturen sich für  $T_{m,a1d}$  und  $T_{m,a3d}$  vom Winterszenario nur gering voneinander unterscheiden. Betrachtet man  $T_{m,a3d}$  und  $T_{m,a14d}$  wird deutlich dass hierbei Unterschiede von bis zu 7 °C auftreten. Dies zeigt, dass die Differenz zwischen maximaler Bauteiltemperatur und mittlerer Umgebungstemperatur im Sommer deutlich geringer ausfallen können als im Winter. Das liegt daran, dass im Winter die Hydratation von einem über der Umgebungstemperatur liegenden Temperaturniveau gestartet wird, da Frischbeton wärmer als die Umgebungstemperatur auf die Baustelle kommt.

## 5.2 Datenbasis über den Jahresverlauf

Die zuvor gezeigte Auswertung gibt einen grundlegenden Überblick über die Messdaten, im Allgemeinen liefert sie aber keine eindeutigen Aussagen hinsichtlich des Temperaturkriteriums. Im nächsten Schritt werden die Zusammenhänge zwischen Frischbetontemperatur, maximalen Bauteiltemperaturen und der Umgebungstemperaturen in Abhängigkeit der Jahreszeit ermittelt. Die Datensätze der Baustelle belaufen sich auf den Zeitraum zwischen Oktober 2020 und August 2022. Nach dem Selektieren der Rohdaten sind speziell über die Wintermonate von November 2020 bis März 2021 kaum gültige Datensätze vorhanden. In den Sommermonaten von 2022 sind auch nur vereinzelte Datensätze brauchbar, die in Folge die Auswertung einschränken. In Abbildung 5.3 ist zu sehen, dass sich die meisten gültigen Datensätze im Jahr 2021 von Mai bis Oktober befinden.

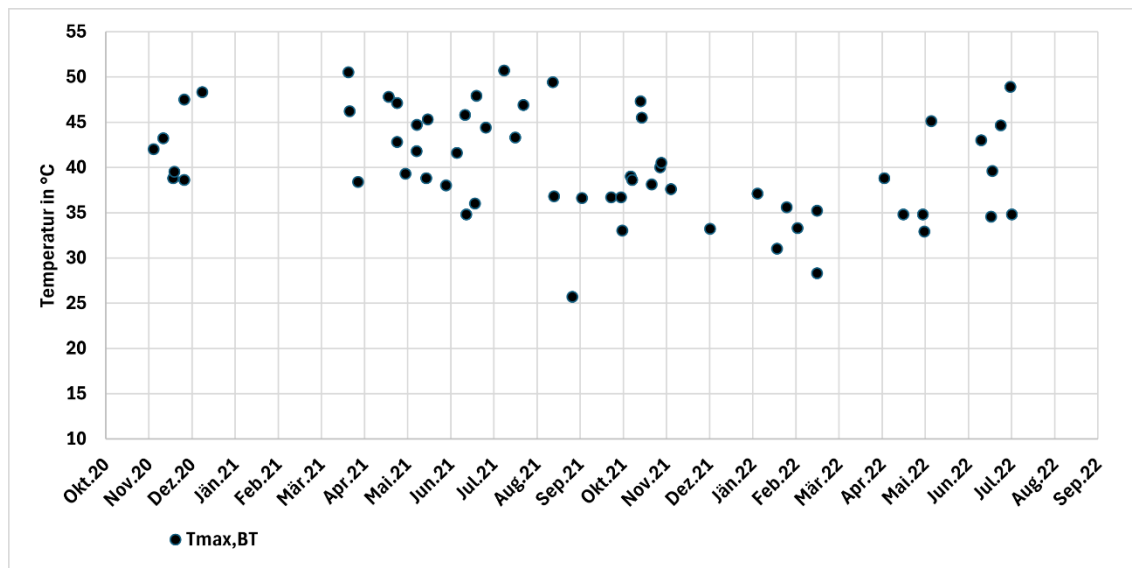


Abbildung 5.3: Darstellung der Messdaten über den gesamten Zeitraum

Um die Zusammenhänge zwischen Frischbetontemperatur, Bauteiltemperaturen und deren Korrelationen mit den mittleren Umgebungstemperaturen zu analysieren wurden die Messdaten zusammengefügt, dass sie repräsentativ ein Jahr abbilden. Demnach gibt es für die einzelnen Jahreszeiten mehr Messdaten, um die Zusammenhänge besser zu visualisieren. In Abbildung 5.4 sind die zusammengefügten Messdaten abgebildet, die repräsentativ einen Jahresverlauf abbilden. Hierbei ist deutlich zu erkennen, dass sich im März trotz der neuen Gliederung der Daten keine Messwerte befinden. Die meisten Messwerte treten zwischen April und November auf und liefern für die spätere Auswertung demnach die aussagekräftigsten Ergebnisse.

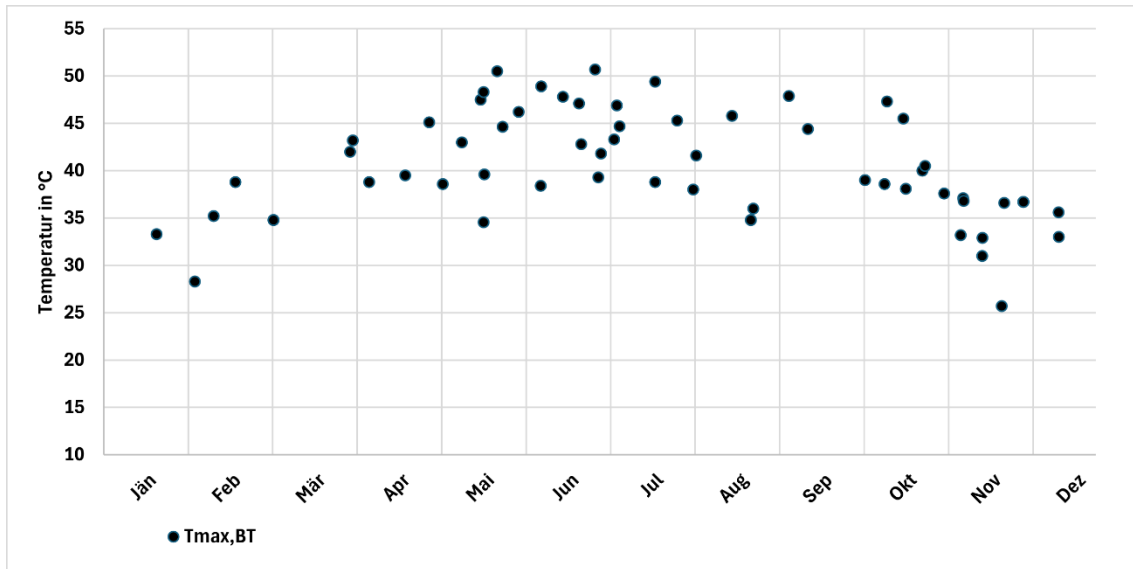


Abbildung 5.4: Vorhandene Messdaten abgebildet auf ein Jahr

### 5.3 Auswertung der Umgebungstemperatur

Anhand der ZAMG-Messungen für die Umgebungstemperaturen wurde die Abbildung 5.5 erstellt, welche die mittleren Umgebungstemperaturen von einem Tag  $T_{m,a1d}$  und drei Tagen  $T_{m,a3d}$  abbildet. Das  $T_{m,a3d}$  für den gesuchten Tag wurde als Mittelwert aus den Messwerten des vorangegangenen Tages, des gesuchten Tages und des folgenden Tages berechnet.

Anzumerken ist, dass die Baustellenmessungen in den Jahren 2020, 2021 und 2022 aufgenommen wurden und für die Auswertung zu einem repräsentativen Jahr zusammengefügt wurden. Der Verlauf der Umgebungstemperatur unterscheidet sich zwischen den Jahren 2020 bis 2022 nur geringfügig. Somit wird an dieser Stelle die Vereinfachung getroffen, dass für die Auswertung der Umgebungstemperatur das repräsentative Jahr 2021 herangezogen wird. Die minimale mittlere Umgebungstemperatur beträgt  $-6,84\text{ °C}$ . Die maximale mittlere Umgebungstemperatur liegt bei  $27,32\text{ °C}$ . Der Unterschied zwischen  $T_{m,a1d}$  und  $T_{m,a3d}$  beträgt lediglich 0,5 bis maximal  $2\text{ °C}$ . Die mittlere Umgebungstemperatur für die Monate Juni- August betragen  $20,7\text{ °C}$  und für die Monate Dezember-Februar  $0,6\text{ °C}$ .

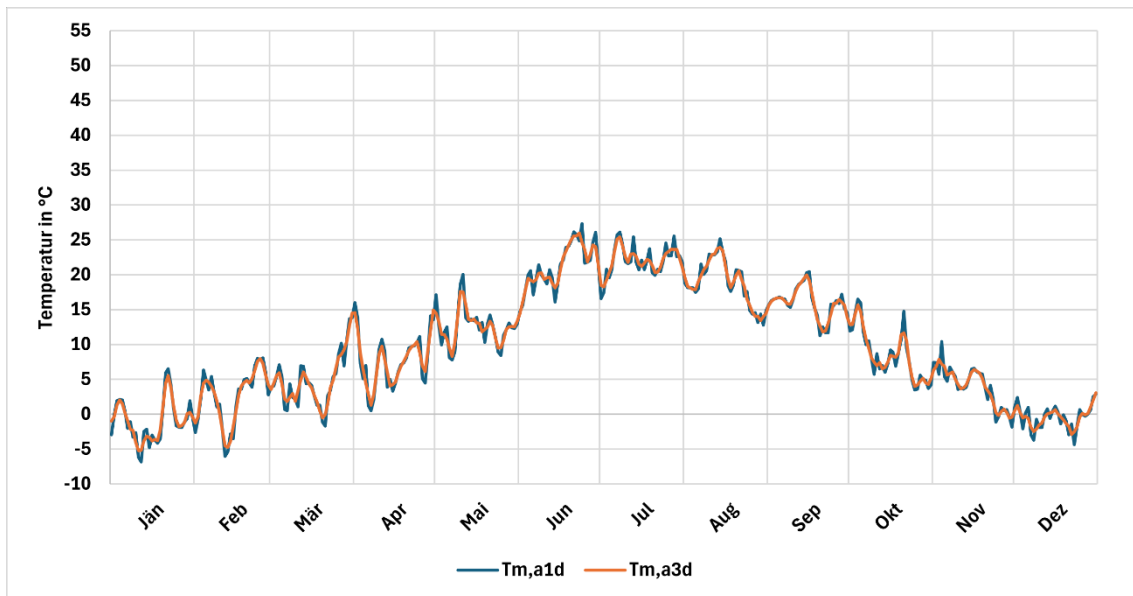


Abbildung 5.5: Mittlere Umgebungstemperaturen über ein Jahr

## 5.4 Auswertung Decke

Um den Zusammenhang zwischen den klimatischen Bedingungen, der Frischbetontemperatur und der maximalen Bauteiltemperaturen zu beschreiben wird im folgenden Abschnitt die Auswertung für die Decke anhand der Messergebnisse mit Unterstützung von Diagrammen durchgeführt, die die verschiedenen Zusammenhänge zwischen Frischbeton, Umgebungstemperaturen und maximalen Bauteiltemperaturen visualisieren.

### 5.4.1 Maximale Bauteiltemperatur und Frischbetontemperatur

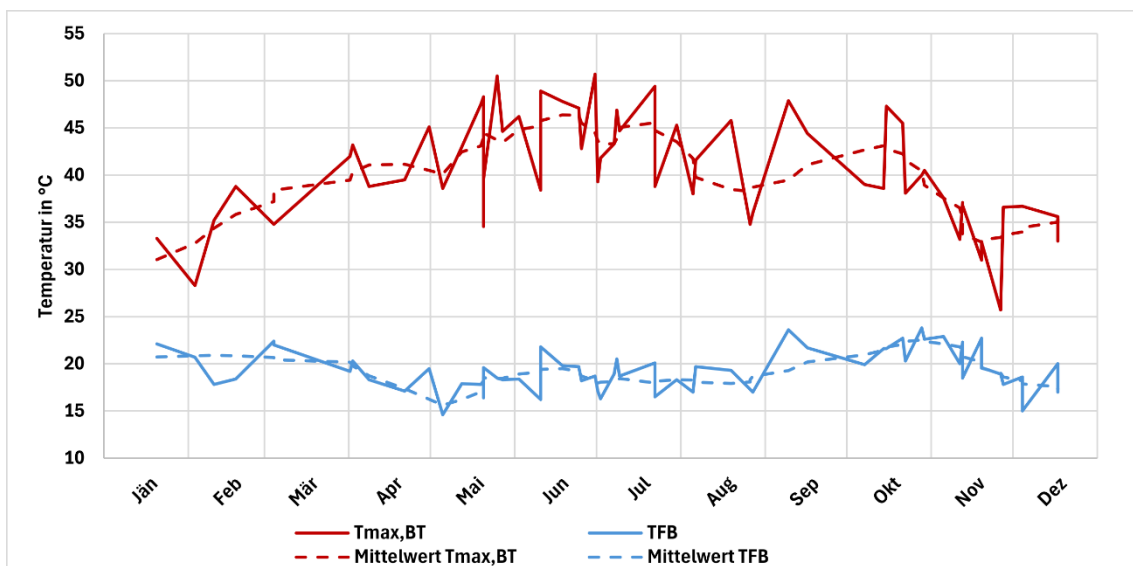


Abbildung 5.6: maximale Bauteil- und Frischbetontemperatur Decke

In Abbildung 5.6 sind die maximale Bauteiltemperatur  $T_{\max, \text{BT}}$  und die Frischbetontemperatur  $T_{\text{FB}}$  abgebildet. Betrachtet man den Graphen der maximalen Bauteiltemperatur (rot) lässt sich deutlich erkennen, dass der Graph im Jahresverlauf einer deutlichen Schwankung ausgesetzt ist. Im Januar ergeben sich die maximalen Bauteiltemperaturen bei rund 33 °C wohingegen die maximalen Bauteiltemperaturen in den Sommermonaten bis zu 51 °C erreichen. Dieses Maximum von 51 °C ergibt sich, da im Sommer deutlich höhere Umgebungstemperaturen auftreten als im Winter. Durch die höheren Umgebungstemperaturen wird auch die Bauteiltemperatur dementsprechend größer. Für die Frischbetontemperatur ergibt sich ebenso eine Abweichung zwischen den Sommer- und Wintermonaten. Anders als bei der maximalen Bauteiltemperatur liegt hier der Unterschied an der im Sommer durchgeführten Frischbetonkühlung. Um die besonderen Anforderungen der ÖBV-RL einzuhalten, wurde im Sommer der Frischbeton gekühlt, um eine geringere Anfangstemperatur und dementsprechend eine günstigere Ausgangslage hinsichtlich der Temperaturentwicklung zu erhalten. Des Weiteren wurde hier ein besonderer Fokus auf die Mischzeiten gelegt, da sich eine zu lange Mischzeit negativ auf die Frischbetontemperatur auswirken kann. Im Herbst und Winter wurde der Frischbeton auf ungefähr 18 °C erwärmt, um die Differenz zwischen Umgebungs- und Bauteiltemperatur möglichst gering zu halten. Obwohl der Beton im Sommer mittels Scherbeneis auf 12 °C gekühlt wurde, ergibt sich keine Frischbetontemperatur die unter 14 °C liegt. Dies liegt daran, dass es eine gewisse Zeitspanne in Anspruch nimmt, bis der Beton vom Mischwerk zur Einbaustelle transportiert wird. Demnach wird der Beton in der Mischtrommel und auch bei der Betonage selbst, wenn der Beton auf die aufgeheizte Schalung trifft, erwärmt. Der Unterschied zwischen der maximalen Bauteiltemperatur und der Frischbetontemperatur ist in den Sommermonaten am größten, wohingegen er im Winter den geringsten Unterschied aufweist.

#### 5.4.2 Differenz zwischen maximaler Bauteil- und Umgebungstemperatur

In Abbildung 5.7 ist die Differenz zwischen der maximalen Bauteiltemperatur  $T_{\max, \text{BT}}$  und der mittleren Umgebungstemperatur eines Tages  $T_{\text{m}, \text{a1d}}$  bzw. von drei Tagen  $T_{\text{m}, \text{a3d}}$  dargestellt. Dabei zeigt sich ein deutlicher Trend in den Sommermonaten. Von Mai bis August sind die Unterschiede sowohl für  $T_{\text{m}, \text{a1d}}$  als auch für  $T_{\text{m}, \text{a3d}}$  deutlich geringer als in den Herbst- und Wintermonaten. Im Oktober beträgt die maximale Differenz 40 °C und im Dezember 38 °C. Diese Werte sind die maßgebendsten im gesamten Aufzeichnungszeitraum und daher besonders relevant für die Beurteilung der Rissvermeidung. Im Vergleich dazu sind die Differenzen im Sommer, selbst bei den sehr hohen Umgebungstemperaturen, am geringsten und liegen bei 20 °C.

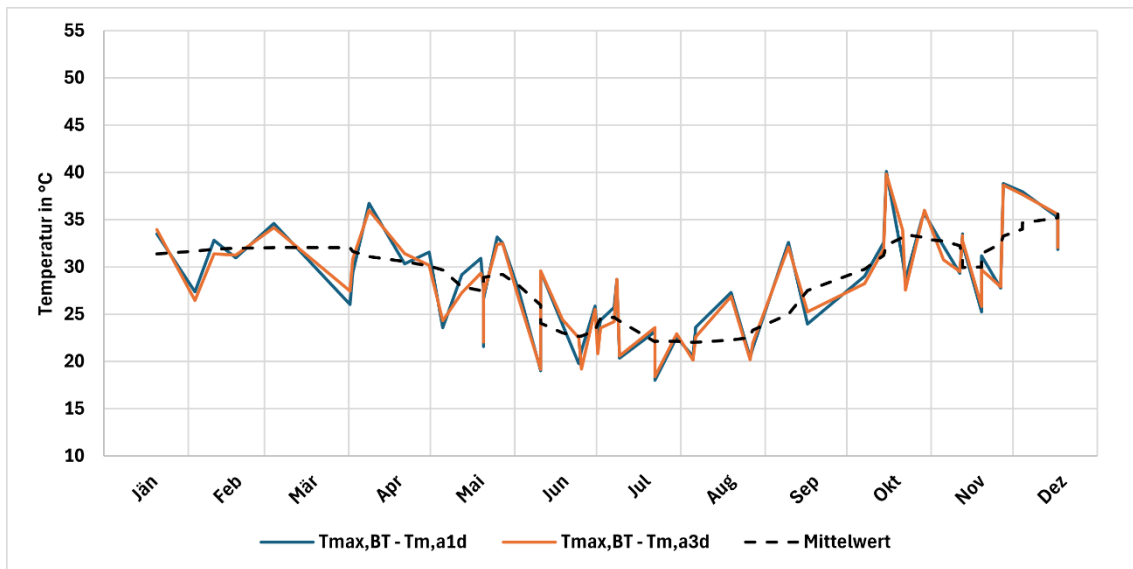


Abbildung 5.7: Differenz zwischen maximaler Bauteil- und mittlerer Umgebungstemperatur Decke

### 5.4.3 Differenz zwischen maximaler Bauteil- und Ausgleichtemperatur

Für das nächste Diagramm wird, ähnlich wie in Abbildung 5.7, die Differenz zwischen der maximalen Bauteiltemperatur und der Ausgleichstemperatur gebildet. Hierfür wird die mittlere Ausgleichstemperatur vereinfacht nach 14 Tagen  $T_{m,a14d}$  ab dem Zeitpunkt der Betonage gebildet. Dieser Wert wird herangezogen, da der Beton, wie in Kapitel 5.1.1 erläutert, beim genannten Untersuchungsobjekt nach rd. 14 Tagen seine Ausgleichstemperatur erreicht. In Abbildung 5.8 ist zu erkennen, dass die maßgebenden und demnach größten Differenzen sich zwischen Februar und April im Frühling bzw. zwischen Oktober und November im Herbst befinden. Die geringsten Differenzen befinden sich wie in den zuvor dargestellten Diagrammen zwischen Juni und Anfang September. Im Sommer betragen die geringsten Differenzen lediglich 17 °C, wohingegen die maximalen Differenzen im Herbst bei rd. 41 °C liegen.

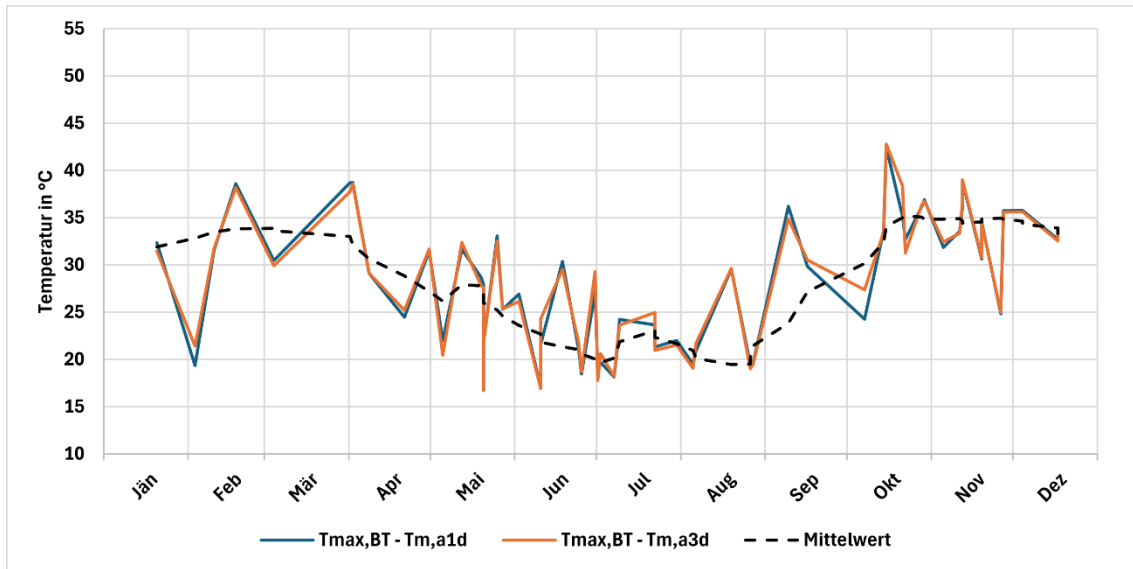


Abbildung 5.8: Differenz maximale Bauteil- und Ausgleichstemperatur nach 14d Decke

#### 5.4.4 Vergleich der realen und theoretischen Temperaturentwicklung

Die reale Temperaturentwicklung, welche sich infolge des Hydratationsprozesses im Bauteil einstellt, kann aus der Differenz zwischen der maximalen Bauteiltemperatur  $T_{\max, BT}$  und der Frischbetontemperatur  $T_{FB}$  berechnet werden und ist in der Abbildung 5.9 dargestellt. Zusätzlich wurde mithilfe der Regelrezeptur des Betons die theoretische Temperaturentwicklung, die sich bei einer Bauteildicke von 80 cm gemäß Gleichung 2.8 auf 30 °C ergibt, geplottet. Es ist erkennbar, dass im Sommer die reale und theoretische Temperaturentwicklung gut übereinstimmen. Demgegenüber besteht im Winter ein großer Unterschied zwischen der realen und theoretischen Temperaturentwicklung. In der Theorie müsste die Temperaturentwicklung durch die Hydratation aufgrund der gleichen Bauteildicke und des gleichen Materials im ganzen Jahr gleich verlaufen. In der Realität wird diese aber durch zwei unterschiedliche Faktoren beeinflusst. Im Winter ist der Unterschied zwischen der Umgebungs- und Bauteiltemperatur größer, wodurch die entstehende Hydratationswärme schneller an die Umgebung abfließt. Im Sommer findet neben dem langsameren Wärmeabfluss eine Selbstbeschleunigung des Betons statt. Diese tritt auf, da die durch die chemische Reaktion freigesetzte Wärme die Bauteiltemperatur erhöht und dadurch die Hydratationsreaktionen weiter beschleunigt.

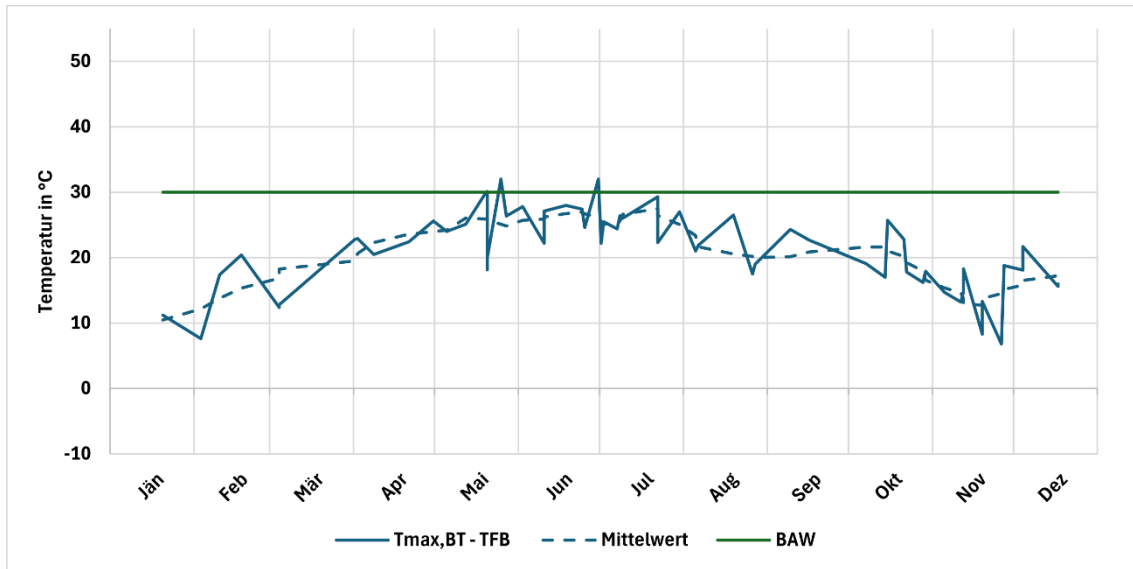


Abbildung 5.9: Vergleich der realen und theoretischen Temperaturentwicklung

#### 5.4.5 Vergleich zwischen realer- und theoretischer maximaler Bauteiltemperatur

Für einen Vergleich zwischen der auf der Baustelle gemessenen und der theoretischen maximalen Bauteiltemperatur, wird an dieser Stelle auf Formel 2.8 verwiesen. Diese Formel wurde vom BAW (Bundesanstalt für Wasserbau) zusammen mit dem IBB (TU-Graz) entwickelt. [21] Anhand dieser Formel kann die maximale Bauteiltemperatur anhand der adiabatischen Temperatur des Betons ( $\Delta T_{\text{adiab},7d} = 40^\circ\text{C}$ ) vorausgesagt werden. Es sei angemerkt, dass für die korrekte Berechnung zwischen Regel- und Sommerrezeptur unterschieden werden muss. Um die Auswertung zu vereinfachen, wurde an dieser Stelle zur Berechnung der adiabatischen Temperatur der Beton BS1F Plus der Regelrezeptur verwendet. Um darzustellen, wie sich die zu erwartende Temperatur einstellt, wurde die Frischbetontemperatur jeden Tages in Gleichung 2.8 eingesetzt. Als Ergebnis ergibt sich im Diagramm die schwarze Linie. Zu sehen ist, dass die Unterschiede zwischen der theoretischen Berechnung und den tatsächlichen Daten im Sommer annähernd übereinstimmen. Es ergibt sich lediglich eine mittlere Abweichung von  $5^\circ\text{C}$ . Im Gegensatz dazu wird in den restlichen Jahreszeiten die tatsächliche Bauteiltemperatur mit dieser Formel massiv überschätzt. Beispielsweise ergibt die erste Baustellenmessung eine maximale Bauteiltemperatur von  $33^\circ\text{C}$  wohingegen sich mit der vorhandenen Frischbetontemperatur eine theoretische maximale Bauteiltemperatur von  $53^\circ\text{C}$  einstellt. Diese Unterschiede treten auf, da die Gleichung nach BAW [20] für dicke Bauteile ausgelegt ist und die Umgebungsbedingungen in der Gleichung keine Berücksichtigung finden, da sich der Einfluss der Umgebungstemperatur mit zunehmender Bauteildicke relativiert. Im vorliegenden Fall besitzt der untersuchte Bauteil jedoch eine Wanddicke von 80 cm, womit es sich an der unteren Grenze des Anwendungsbereichs befindet. In diesem Fall ist der Einfluss der Umgebungsbedingungen stärker ausgeprägt. Im Detail findet bei

den niedrigeren Umgebungstemperaturen ein stärkerer Wärmeabtransport statt, wodurch es zu dieser Überschätzung kommt.

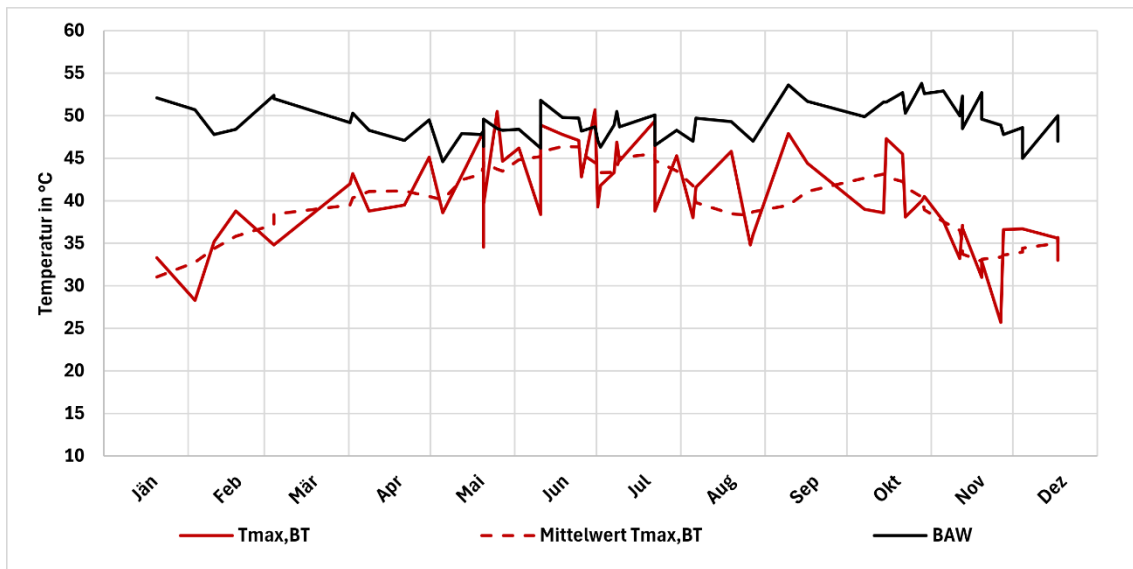


Abbildung 5.10: Vergleich zwischen realer und theoretischer maximaler Bauteiltemperatur

#### 5.4.6 Dauer der Erwärmungsphase

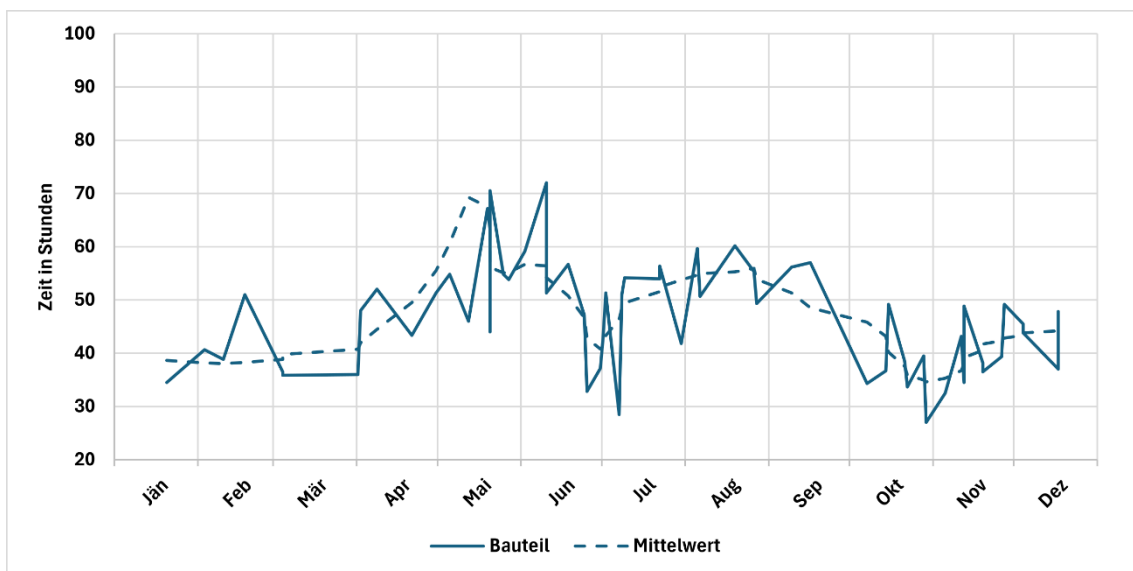


Abbildung 5.11: Dauer der Erwärmungsphase

In Abbildung 5.11 ist die Dauer der Erwärmungsphase für das Betonbauteil dargestellt. Hierfür wurde im nächsten Schritt die Berechnung zwischen dem Maximum der Bauteiltemperatur und dem Zeitpunkt der Betonage durchgeführt. Dabei wird ersichtlich, dass die Dauer der Erwärmungsphase bis zum Mai im Mittel weniger als 50 Stunden benötigt. Im Sommer steigt diese Zeit auf durchschnittlich 60 Stunden an. Dieser Unterschied bestätigt die in den Kapiteln 5.4.4 und

5.4.5 getroffenen Aussagen, dass die Temperaturentwicklung infolge Hydratation von der Umgebungstemperatur beeinflusst wird. Im Detail findet bei niedrigeren Umgebungstemperaturen ein stärkerer Wärmeabtransport statt, wodurch sich auch die Dauer der Erwärmungsphase reduziert.

## 5.5 Auswertung Wand

Die Auswertung der Diagramme für die Wand zeigen eine fast idente Übereinstimmung mit den zuvor in Kapitel 5.4 detailliert beschriebenen Ergebnissen der Decke. Die Abbildung 5.12 - Abbildung 5.15 weisen auf ähnliche Ergebnisse hin, wie sie bereits bei der Decke angeführt wurden. Die Diagramme für die Wand spiegeln die gleichen Trends, hinsichtlich der maximalen Bauteiltemperaturen im Sommer, der maximalen Temperaturdifferenzen im Herbst und der minimalen Differenzen im Sommer wider. Des Weiteren ergeben sich ähnliche Erwärmungszeiten in Bezug auf die Hydratisierung des Betons. Angesichts dieser weitreichenden Übereinstimmungen wird an dieser Stelle auf eine erneute ausführliche Beschreibung der Diagramme verzichtet und auf die Beschreibung in Kapitel 5.4 verwiesen.

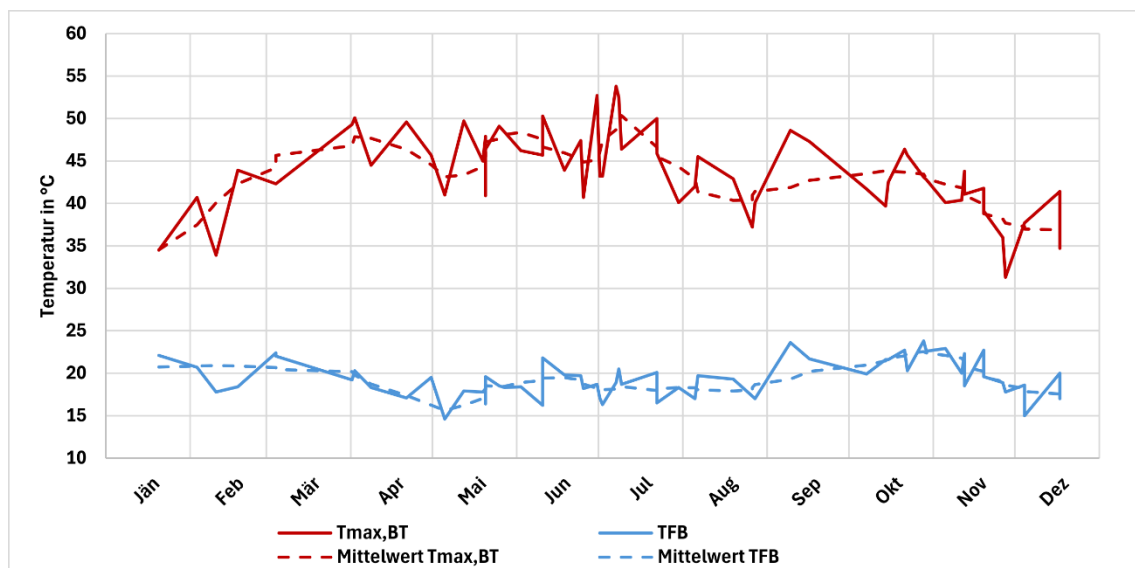


Abbildung 5.12: maximale Bauteil- und Frischbetontemperatur Wand

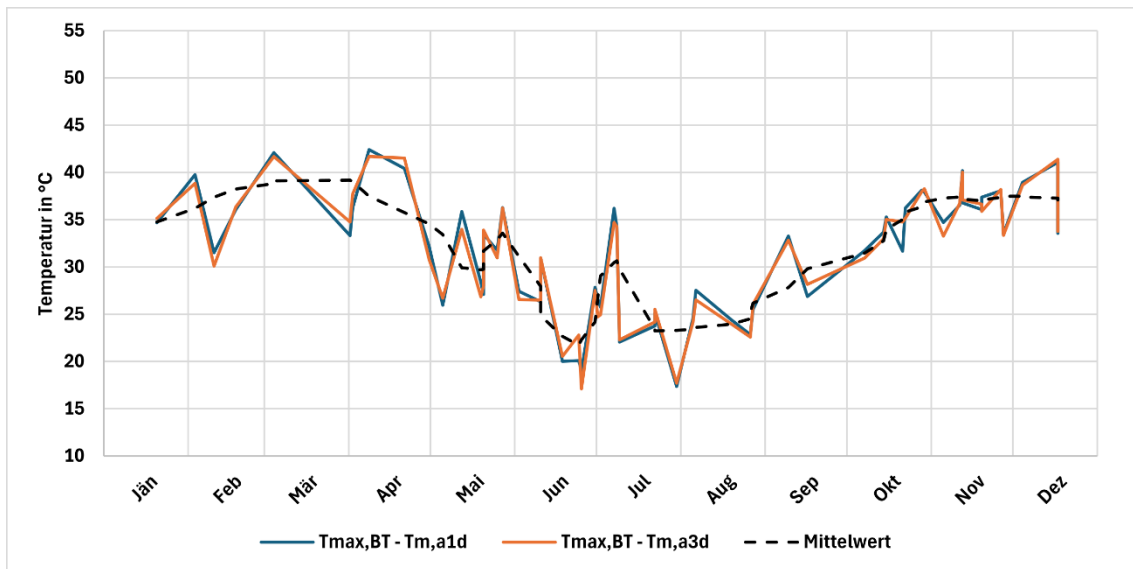


Abbildung 5.13: Differenz zwischen maximaler Bauteil- und mittlerer Umgebungstemperatur Wand

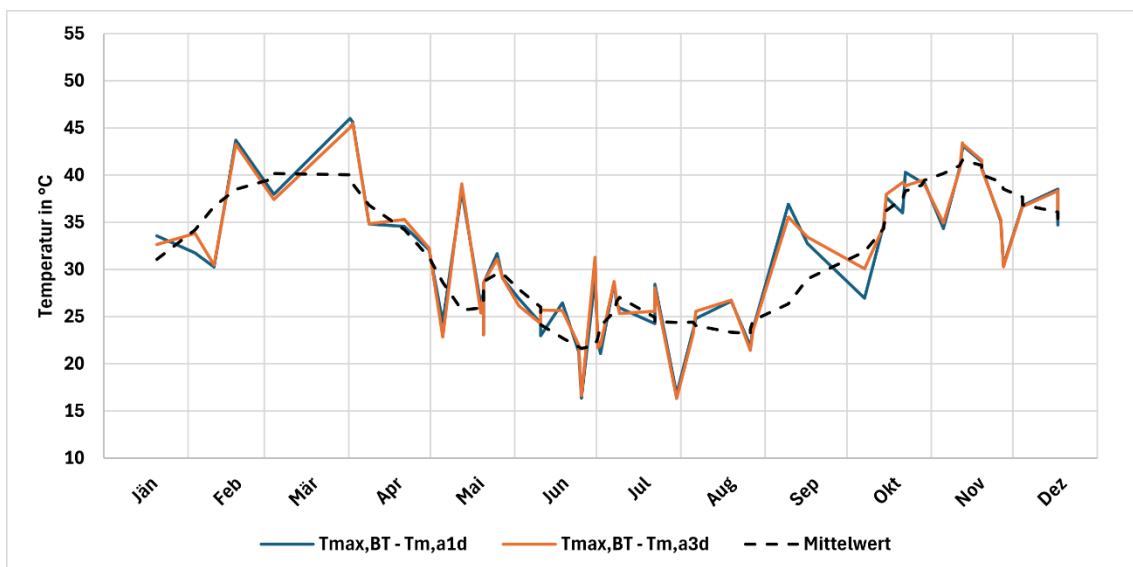


Abbildung 5.14: Differenz maximaler Bauteil- und Ausgleichstemperatur nach 14d Wand

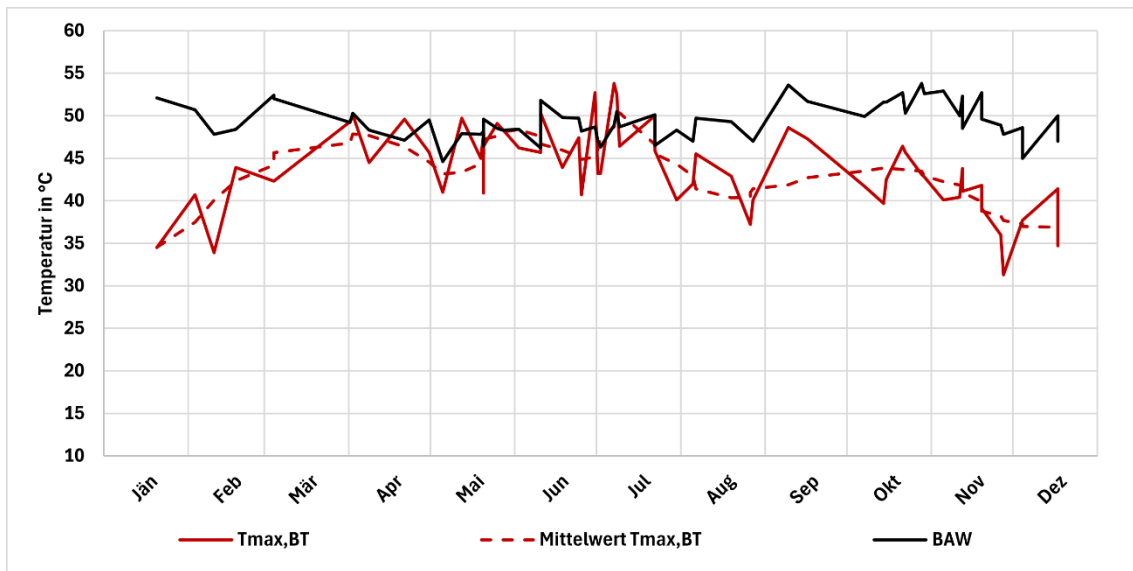


Abbildung 5.15: Vergleich zwischen realer und theoretischer maximaler Bauteiltemperatur

## 6 Ergebnisdiskussion

Die Überprüfung der Baustellenmessdaten mit den genormten Messdaten der ZAMG-Station hat gezeigt, dass große Unterschiede bestehen, die zu einer fehlerhaften Auswertung führen können. Es ist daher ratsam immer genormte Messstationen auf der Baustelle zu verwenden, um die Vergleichbarkeit der Daten und genaue Ergebnisse sicherzustellen.

Die Auswertung der Messdaten der Unterflurtrasse in Kapitel 5 zeigt, dass eine Temperaturkontrolle für die maximale Bauteil- und Frischbetontemperatur ohne Berücksichtigung der Umgebungstemperatur nicht zielführend ist. Diese Erkenntnis ist daran ersichtlich, dass die spannungswirksamen Temperaturdifferenzen im Sommer deutlich geringer sind als im Winter. In weiterer Folge wurde gezeigt, dass das errechnete Delta zwischen maximaler Bauteil- und der mittleren Umgebungstemperatur bzw. der maximalen Bauteil- und Ausgleichstemperatur annähernd gleich sind. In diesem Fall kann für die Definition eines Delta-Kriteriums die mittlere Umgebungstemperatur des Tages der Betonage herangezogen werden.

Der Vergleich zwischen der tatsächlich gemessenen und der theoretischen maximalen Bauteiltemperatur gibt Einblick in die Genauigkeit der Formel 2.8 der BAW. Die Tatsächlichen stimmen in den Sommermonaten gut mit den theoretischen Vorhersagen überein, während in den anderen Jahreszeiten deutliche Unterschiede erkennbar sind. Dies liegt prinzipiell daran, dass Formel 2.8 der BAW für dicke Bauteile ausgelegt ist und die Umgebungsbedingungen in der Gleichung keine Berücksichtigung finden, da sich der Einfluss der Umgebungstemperatur mit zunehmender Bauteildicke relativiert. Im vorliegenden Fall kühlt das Bauteil aufgrund der geringeren Dicke von 80 cm und des erhöhten Wärmeabflusses im Winter schneller aus, wodurch sich dieser Unterschied ergibt.

Die Analyse der wissenschaftlichen Dokumente in Kapitel 2.7 zeigt, dass auch in anderen Ländern Grenzwerte gesetzt werden, wobei diese auf einem Delta Kriterium basieren. So wird beispielsweise im Bericht des Drogduntunnels (Dänemark) [22] angegeben, dass bei einer Differenz zwischen maximaler Bauteil- und Umgebungstemperatur von 20 °C deutlich weniger Risse auftreten und dieser Grenzwert zwingend eingehalten werden muss. In einer Forschungsarbeit in Alabama (USA) [26] und einer Studie in Indien [24] werden ebenfalls Grenzwerte für ein Delta von 20 °C festgelegt, bei denen die Rissbildung in einem vertretbaren Maß auftritt. Laut diesen Temperaturkriterien mit einem Delta von 20 °C wäre im Sommer der Nachweis eingehalten, da in Kapitel 5.4 ein Delta von 16 °C bestimmt wurde. Es sei jedoch angemerkt, dass die maximale Bauteiltemperatur mit 55 °C über dem Grenzwert von 45 °C nach der ÖBV-RL [1] liegt. Im Winter und der Übergangszeit wäre mit den gegebenen Kriterien aus den anderen Ländern der Nachweis nicht erfüllt, da sich im Oktober beispielsweise ein maximales Delta von 43 °C einstellt. Die maximale Bauteiltemperatur liegt im Winter mit 40 °C jedoch deutlich unter dem geforderten Grenzwert.

Für das Temperaturkriterium aus Heft 7 [23] in Deutschland mit einem Delta von 15 °C wäre der Nachweis sowohl im Sommer als auch im Winter nicht erfüllt, da das spannungswirksame Delta im ganzen Jahr stets größer als 15 °C ist.

## 7 Zusammenfassung

Die vorliegende Arbeit beschäftigt sich mit der Kontrolle des Temperaturkriteriums nach ÖBV-Richtlinie Weiße Wanne. Im Zuge einer umfassenden Literaturstudie werden zunächst die Grundlagen des Betonbaus hinsichtlich Zwangbeanspruchungen und Rissbildung bzw. deren Vermeidung erläutert. Es werden alle erforderlichen theoretischen Grundlagen der ÖBV-RL zusammengefasst und die Grenzwerte für die Temperaturkontrolle von WU-Bauwerken in Österreich und anderen Ländern verglichen.

Den Schwerpunkt der Arbeit bildet die Analyse des Zusammenspiels zwischen Frischbeton- und Umgebungstemperatur und deren Zusammenhang mit der maximalen Bauteiltemperatur. Diese Zusammenhänge werden derzeit in der Praxis primär aus Erfahrungswerten abgeschätzt. Hierzu werden die Temperaturmessungen der Decke und Wand einer Unterflurtrasse detailliert ausgewertet. Die umfassende Analyse basiert auf Messdaten, die im Zeitraum von Januar 2020 bis August 2022 erhoben wurden. Es zeigen sich unterschiedliche Aspekte der Temperaturverhältnisse und ihrer Wechselwirkung auf der Baustelle. Da viele der gelieferten Datensätze fehlerhaft waren, mussten die Messdaten auf ein repräsentatives Jahr umstrukturiert werden. Für zukünftige Projekte werden daher eine genormte Messstation und eine geeignete Messkontrolle empfohlen, um die Ergebnisse vergleichbar zu machen. Zusätzlich wird empfohlen, die Messtechnik immer gleich zu positionieren, um eine Vergleichbarkeit der Ergebnisse zu gewährleisten. In der Analyse der Messdaten hat sich zudem gezeigt, dass für die Bodenplatte lediglich acht Messdaten zur Verfügung stehen, die alle in unterschiedlichen Monaten aufgezeichnet wurden. Aufgrund der unzureichenden Messdaten werden in der Auswertung nur Ergebnisse der Wand- und Deckenbauteile betrachtet.

Die Auswertung der maximalen Bauteiltemperaturen zeigt, dass sich in den Sommermonaten deutlich höhere Werte einstellen, als nach der ÖBV-RL maximal zulässig. Konkret wurden für die Decke 50,7 °C und für die Wand 53,8 °C maximal gemessen. Dies ist auf die höhere Umgebungstemperatur und den schlechteren Wärmeabfluss des Bauteils zurückzuführen.

Die Analyse der Umgebungstemperaturen zeigt, dass selbst bei hohen Umgebungstemperaturen im Sommer die Differenzen zwischen maximaler Bauteil- und Umgebungstemperatur gering bleiben. Darüber hinaus treten die maßgebenden Zeitpunkte vor allem im Frühling und Herbst auf, da in diesen Jahreszeiten die größten Differenzen zwischen maximaler Bauteil- und Umgebungstemperatur auftreten. Diese liegen maximal bei 43 °C wohingegen sie im Sommer zeitweise lediglich nur 16 °C betragen. In der ÖBV-RL werden diese Differenzen jedoch nicht näher behandelt.

Die Diagramme zur Auswertung der Decke und der Wand zeigen grundsätzlich ähnliche Ergebnisse und die gleichen Temperaturtrends. Die deutlichen Unterschiede der maximalen Bauteil-

temperatur in Abhängigkeit von der Jahreszeit zeigen sich insbesondere in der Dauer der Erwärmungsphase. Während die Erwärmung im Winter in der Regel nach 48 Stunden abgeschlossen ist, zeichnet sich im Sommer eine Erhöhung der Erwärmungsphase um durchschnittlich 15 Stunden ab. Dies kann darauf zurückgeführt werden, dass bei niedrigeren Umgebungstemperaturen ein stärkerer Wärmeabtransport stattfindet, wodurch die Dauer der Erwärmungsphase reduziert wird.

Insgesamt zeigen die Ergebnisse, dass die Regelung der maximalen Bauteiltemperatur und maximalen Frischbetontemperatur kein geeignetes Werkzeug für die Vermeidung von Rissen ist. Die kritischen Temperaturdifferenzen treten im Frühling und Herbst auf und erreichen bis zu 43 °C. Daher müssen Kriterien geschaffen werden, welche die vorhandene Umgebungsbedingungen miteinbeziehen. Eine Möglichkeit wäre beispielsweise die Einführung eines „Delta-Kriteriums“ wie es beispielsweise in Dänemark, Deutschland oder den USA verwendet wird. Dieses Kriterium begrenzt die maximale Differenz ( $\Delta T_{\max}$ ) zwischen Bauteil- und Umgebungstemperatur.

Um die Rissvermeidung im Allgemeinen erfolgreich umsetzen zu können, muss jedoch auch ein besonderer Fokus auf die Nachbehandlung des Betons gelegt werden. Je länger der Beton in der Schalung verbleibt, umso länger ist er vor Umgebungseinflüssen geschützt und kann uneingeschränkt erhärten. Das Aufbringen einer Dämmung bildet eine ebenso wirksame Methode, um den jungen Beton vor großen Temperaturschwankungen zu schützen. Wird der Beton nicht, bzw. unzureichend nachbehandelt, können bereits beim jungen Beton Risse auftreten, die die Gebrauchstauglichkeit des Bauwerks einschränken und zur Undichtigkeit der WU-Bauwerke führen können.

## Literaturverzeichnis

- [1] *Österreichische Bautechnik Vereinigung*: Wasserundurchlässige Betonbauwerke- Weiße Wannen (2018).
- [2] *Gross, D., Hauger, W., Schröder, J., Wall, W. A.*: Statik. Berlin: Springer Vieweg 2019.
- [3] *Eva Dorfmann*: Zugkriechen von Beton in Abhängigkeit der Spannungsgeschichte (2017).
- [4] *Karlsruher Institut für Technologie*: Betonverformungen beherrschen - Grundlagen fuer schadensfreie Bauwerke, 20.03.2024.
- [5] *Austrian Standards Institute*: ÖNORM B 4710-1: Beton — Festlegung, Eigenschaften, Herstellung, Verwendung und Konformität (Ausgabe: 2018-01-01).
- [6] *Dirk Schlicke*: Mindestbewehrung zwangbeanspruchter Betonbauteile unter Berücksichtigung der erhärtungsbedingten Spannungsgeschichte und der Bauteilgeometrie (2014).
- [7] *Viet Tue, N., Bödefeld, J., Dietz, J.*: Einfluss der Eigenspannung auf die Rissbildung bei dicken Bauteilen im jungen Betonalter. Beton- und Stahlbetonbau 102 (2007), S. 215–222.
- [8] *Christina Gutsche*: Erhärungsbedingte Rissbildung bei Bodenplatten unter besonderer Berücksichtigung der Eigenspannungen (2022).
- [9] *Christian Eckerstorfer*: Experimentelle Untersuchungen zur Rissbildung in dicken Wänden infolge Zwangbeanspruchung (2017).
- [10] *Informationszentrum Beton*: Nachbehandlung und Schutz des jungen Betons (2014).
- [11] *Abdullah Memoglu*: Folienabdeckung. <https://www.memoglu.com/03c198995811a464d/index.html>, 07.05.2024.
- [12] Verdunstungsschutz. <https://www.pagel.com/de/produkte/bauprodukte/o1-verdunstungsschutz/>, 07.05.2024.
- [13] *United States Nuclear Regulatory Commission*: Thermal Control of Concrete (2010).
- [14] *Lafarge Zementwerke GmbH*: Handbuch Beton Praxis (2021).
- [15] *Austrian-Standards-Institute*: ÖNORM B 1992-1-1: Eurocode 2 — Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton und Spannbetontragwerken (Ausgabe: 2018-01-01).
- [16] *Österreichische Bautechnik Vereinigung*: Analytisches Bemessungsverfahren für die Weiße Wanne optimiert (2018).
- [17] *Jonasson, J.-E.* (Hg.): Slipform construction - calculations for assessing protection against early freezing 1984.
- [18] *Austrian Standards Institute*: OENORM\_EN\_196-3\_2017\_01\_01: Bestimmung der Erstarrungszeiten und der Raumbeständigkeit (Ausgabe: 2017-01-01).

- [19] *Austrian Standards international*: ÖNORM B 4710-3:2023 01 01.
- [20] *Bundesanstalt für Wasserbau (BAW)*: BAW Merkblatt: Rissbreitenbegrenzung für Zwang in massiven Wasserbauwerken (2019).
- [21] *Christina Krenn*: Untersuchungen zur Erweiterung der Anwendungsgrenze des MRZ und Erstellung von Lösungsvorschlägen für Sonderprobleme (2023).
- [22] *Steen Lykke, Erik Skotting, Ulla Kjaer*: Prediction and Control of Early-Age Cracking: Experiences from the Oresund Tunnel (2000).
- [23] *Ferdinand S. Rostásy, Matias Krauß, Harald Budelmann*: Planungswerkzeug zur Kontrolle der frühen Rißbildung in massigen Betonbauteilen.
- [24] *P N Ojha, Amit Sagar, Brijesh Singh, Harish Sharma*: Temperature Control and Monitoring For Mass Concrete in Raft under Hot Weather Condition -An Indian Case Study (2022).
- [25] *Gross, E. D., Eiland, A. D., Schindler, A. K., Barnes, R. W.*: Temperature Control Requirements for the Construction of Mass Concrete Members (2017).
- [26] *Bamforth, B. P.*: Control of cracking caused by restrained deformation in concrete.
- [27] *Doka*: Schalwagen Unterflurtrasse. [https://www.doka.com/revolution/webapp/cache/assets/7e6130f04fea84c74f3a2230547acdf0/Unterflurtrasse\\_Bruckhaeusl\\_05-.jpg](https://www.doka.com/revolution/webapp/cache/assets/7e6130f04fea84c74f3a2230547acdf0/Unterflurtrasse_Bruckhaeusl_05-.jpg), 24.06.2024.
- [28] *Schlicke, D., Krenn, C.*: Kritische Betrachtung von Temperaturkriterien zur Kontrolle der erhärungsbedingten Rissgefahr. Beton- und Stahlbetonbau (2024).
- [29] *Dirk Schlicke, Nguyen Viet Tue*: Untersuchung der Rissgefahr bei Bauteiltemperaturen >45 °C im Sommer sowie Verhalten bei tiefen Temperaturen im Winter (2022).
- [30] Temperature Data Loggers: The Ultimate Guide | KEYENCE America.  
<https://www.keyence.com/products/daq/data-loggers/resources/data-logger-resources/temperature-data-collecting-devices-guide.jsp>, 19.07.2024.
- [31] DIN EN ISO 7726: Ergonomie der thermischen Umgebung - Instrumente zur Messung und Überwachung physikalischer Größen. = Ergonomics of the thermal environment - instruments for measuring and monitoring physical quantities (ISO/DIS 7726:2023). Berlin: Beuth Verlag GmbH August 2023.
- [32] *SAGEN.at-Forum-Fotogalerie*: Wetterstation Patscherkofel. <https://www.sagen.info/forum/media/wetterstation-patscherkofel.66955/>, 08.05.2024.

## Abbildungsverzeichnis

Abbildung 2.1: Zugfestigkeitsentwicklung Beton [6]	6
Abbildung 2.2: Eigenspannungen in Abhängigkeit der Querschnittsbreite und zugeh. Temperatenausgleich [7]	7
Abbildung 2.3: Biegerissbildung an der Oberseite [8]	8
Abbildung 2.4: Biegerissbildung an der Unterseite [8]	8
Abbildung 2.5: Aktivierung des Eigengewichts [6]	9
Abbildung 2.6: adiabatische Temperaturerhöhung eines Normalbetons [6]	9
Abbildung 2.7: Dehnungsverlauf Stahl und Beton im ungerissenen Zustand [9]	10
Abbildung 2.8: Dehnungsverlauf beim Einzelriss [9]	11
Abbildung 2.9: Dehnungsverlauf bei abgeschlossener Rissbildung [9]	11
Abbildung 2.10: Primär- und Sekundärrisse bei dicken Bauteilen [9]	12
Abbildung 2.11: Zusammenhang zwischen Anforderungsklasse, Wassersäule und Konstruktionsklasse [1]	15
Abbildung 2.12: Nachbehandlungsmaßnahmen: links: Folienabdeckung [11] ; rechts: Verdunstungsschutz [12]	18
Abbildung 2.13: Spannungsrisse an der Oberfläche [13]	19
Abbildung 2.14: Diagramm zur Abschätzung der Austrocknungsrate einer ungeschützten Betonoberfläche [14]	20
Abbildung 2.15: Begrenzung der Zwangkräfte durch sukzessive Rissbildung [6]	21
Abbildung 2.16: Mindestbewehrung für überwiegende Zwangsbeanspruchung (Frührissbildung) [1]	23
Abbildung 2.17: Vergleich zwischen Gleichung 2.8 nach BAW und der FE-Berechnung [21]	26
Abbildung 2.18: Ergebnisse des Messversuchs in Dänemark [22]	29
Abbildung 2.19: Bauteiltemperatur Wand und Fundament [23]	31
Abbildung 2.20: Einfluss der Gesteinskörnung auf den Wärmeausdehnungskoeffizienten des Betons [25]	33
Abbildung 2.21: Einfluss des vorzeitigen Ausschalens auf den Beton [25]	34
Abbildung 2.22: Effekt von wassergefüllten Rohren als Betonkühlung [25]	35
Abbildung 3.1: Schalwagen [27]	37

Abbildung 3.2: Bauwerksübersicht inkl. Abmessungen [28]	37
Abbildung 4.1: Messanordnung im Querschnitt und Querschnittsabmessungen	40
Abbildung 4.2: Temperaturmessung ZAMG-Station [32]	43
Abbildung 4.3: Vergleich der Baustellenmessung mit ZAMG-Messung	44
Abbildung 5.1: Darstellung des Temperaturverlaufs für den Winter	47
Abbildung 5.2: Darstellung des Temperaturverlaufs für den Sommer	49
Abbildung 5.3: Darstellung der Messdaten über den gesamten Zeitraum	51
Abbildung 5.4: Vorhandene Messdaten abgebildet auf ein Jahr	52
Abbildung 5.5: Mittlere Umgebungstemperaturen über ein Jahr	53
Abbildung 5.6: maximale Bauteil- und Frischbetontemperatur Decke	53
Abbildung 5.7: Differenz zwischen maximaler Bauteil- und mittlerer Umgebungstemperatur Decke	55
Abbildung 5.8: Differenz maximale Bauteil- und Ausgleichstemperatur nach 14d Decke	56
Abbildung 5.9: Vergleich der realen und theoretischen Temperaturentwicklung	57
Abbildung 5.10: Vergleich zwischen realer und theoretischer maximaler Bauteiltemperatur	58
Abbildung 5.11: Dauer der Erwärmungsphase	58
Abbildung 5.12: maximale Bauteil- und Frischbetontemperatur Wand	59
Abbildung 5.13: Differenz zwischen maximaler Bauteil- und mittlerer Umgebungstemperatur Wand	60
Abbildung 5.14: Differenz maximaler Bauteil- und Ausgleichstemperatur nach 14d Wand	60
Abbildung 5.15: Vergleich zwischen realer und theoretischer maximaler Bauteiltemperatur	61

## Tabellenverzeichnis

Tabelle 2.1: Überblick über die spezifische Hydratationswärme typischer Zemente [4]	6
Tabelle 2.2: Anforderungsklassen WU-Bauweise [1]	16
Tabelle 2.3: Grenzdurchmessertabelle gemäß Eurocode 2 [15]	23
Tabelle 2.4: maximale Bauteil- und Frischbetontemperatur lt. ÖBV-RL [1]	27
Tabelle 2.5: maximale zulässige Temperaturdifferenz $[\Delta T]$ in Dänemark [22]	29
Tabelle 3.1: Betonzusammensetzung Regel- und Sommerrezeptur [29]	38
Tabelle 4.1: Differenz zwischen genormter Temperaturmessstation und Baustellenmessung	43
Tabelle 5.1: Struktur der Messdaten	46
Tabelle 5.2: Darstellung der Differenzen des Winterszenarios zwischen maximaler Bauteiltemperatur $T_{\max, BT}$ und mittlere Umgebungstemperatur $T_{m, a1d}$ bis $T_{m, a14d}$	48
Tabelle 5.3: Darstellung der Differenzen des Sommerszenarios zwischen maximaler Bauteiltemperatur $T_{\max, BT}$ und mittlere Umgebungstemperatur $T_{m, a1d}$ bis $T_{m, a14d}$	50