

**Erläuterungen zum  
BAWMerkblatt**

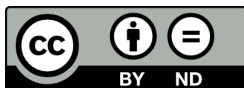
**Rissbreitenbegrenzung für Zwang in massiven  
Wasserbauwerken (MRZ)**

Ausgabe 2025

## BAW-Merkblätter, -Empfehlungen und -Richtlinien

### Herausgeber

Bundesanstalt für Wasserbau (BAW)  
Kußmaulstraße 17, 76187 Karlsruhe  
Telefon: +49 721 9726-0  
E-Mail: [info@baw.de](mailto:info@baw.de)  
[www.baw.de](http://www.baw.de)



[creativecommons.org/licenses/by-nd/4.0/](https://creativecommons.org/licenses/by-nd/4.0/)

Soweit nicht anders gekennzeichnet, stehen die Inhalte der Beiträge unter der Creative Commons Lizenz BY-ND 4.0 (Namensnennung – Keine Bearbeitungen 4.0 International). Bei anderweitiger Kennzeichnung unterliegen die entsprechenden Inhalte dem urheberrechtlichen Schutz und dürfen nicht weiterverwendet werden.

Inhaltsverzeichnis		Seite
1	Allgemeines	9
1.1	Rechenwert der Rissbreite, Rissbreitenkriterium und tatsächliche Rissbreite am Bauwerk	9
1.2	Wesen der verformungskompatiblen Zwangsbemessung	9
1.3	Unterschied zum EC 2	15
2	Konstruktionsempfehlungen	17
2.1	Allgemeine Empfehlungen	17
2.2	Betonage gegen Baugrubenverbaue	17
2.3	Aussparungen in massiven Wasserbauwerken	18
2.4	Vertikale Arbeitsfugen in Bodenplatten	19
2.5	Oberflächenbewehrung in Bereichen ohne Mindestbewehrung	20
2.6	Einflussgrößen auf die Mindestbewehrung	20
2.7	Nachbehandlung und Oberflächenrisse	21
2.8	Bauteilgeometrie, Betonierabschnitte und Betonierfolge	23
2.9	Herstellungszeitraum	23
3	Bemessung	25
3.1	Allgemeine Hinweise zur Bemessung nach MRZ	25
3.2	Materialeingangsgrößen	26
3.3	Zwang infolge Betonerhärtung (früher Zwang)	29
3.3.1	Bodenplatte	29
3.3.2	Wandabschnitte	31
3.3.3	Grundlaufdecke	34
3.4	Zwang im Nutzungszeitraum (später Zwang)	35
3.4.1	Verformungseinwirkung	35
3.4.2	Zwangsbeanspruchung	38
3.5	Erforderliche Anzahl an Sekundärrisspaaren	40
3.5.1	Primärrissabstand	40
3.5.2	Erforderliche Sekundärrisspaare	43
3.6	Ermittlung der erforderlichen Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreite	44
4	Beispiel: Mindestbewehrung für eine fugenlose Schifffahrtsschleuse	46
4.1	Zwang infolge Betonerhärtung (früher Zwang)	48
4.1.1	Bodenplatte	48
4.1.2	Wandabschnitte	48
4.2	Zwang im Nutzungszeitraum (später Zwang)	49
4.2.1	Verformungseinwirkung	49
4.3	Primärrissabstand	51
4.3.1	Bodenplatte	51
4.3.2	Wandabschnitte	51
4.4	Erforderliche Sekundärrisspaare & Mindestbewehrung	51
4.4.1	Überlagerung der vorhandenen Zwangsspannungen	51
4.4.2	Bodenplatte Oberseite	52
4.4.3	Wandabschnitte	52
4.4.4	Zugbänder – Bereiche mit Muldenlagerung	53
4.4.5	Zugbänder – Bereiche mit Sattellagerung	53
4.5	Aussparungen	53

4.6	Zusammenfassung der Mindestbewehrung	54
4.6.1	Bereiche mit Muldenlagerung	54
4.6.2	Bereiche mit Sattellagerung	55
	Literatur	56

## Abbildungsverzeichnis

Abbildung 1.1:	Gleichgewicht und Verformungskompatibilität in einem teilweise behinderten Stab vor Rissbildung (Quelle: Institut für Betonbau, TU Graz)	9
Abbildung 1.2:	Gleichgewicht und Verformungskompatibilität in einem teilweise behinderten Stab nach Rissbildung ohne Bewehrung (Quelle: Institut für Betonbau, TU Graz)	10
Abbildung 1.3:	Geometrisch vorgegebener Primärrissabstand ohne Bewehrung an realen Bauteilen (Quelle: Institut für Betonbau, TU Graz)	11
Abbildung 1.4:	Gleichgewicht und Verformungskompatibilität nach der geometrisch vorgegebenen Primärrissbildung durch Implementierung eines teilweise behinderten Stabs mit Rissbildung und Bewehrung (Quelle: Institut für Betonbau, TU Graz)	11
Abbildung 1.5:	Zwangskraft und Rissbildung in dünnen Bauteilen (Quelle: Institut für Betonbau, TU Graz)	13
Abbildung 1.6:	Rissbild in massigen Bauteilen mit Primär- und Sekundärrissbildung inkl. der Stahlspannungsverteilung in der Bewehrung (Quelle: Institut für Betonbau, TU Graz)	14
Abbildung 1.7:	Zwangskraft und Rissbildung in massigen Bauteilen mit randnaher Bewehrung (Quelle: Institut für Betonbau, TU Graz)	14
Abbildung 2.1:	Schematische Darstellung möglicher Arten von Aussparungen in Wänden; Draufsichten	19
Abbildung 2.2:	Verformungsbestreben einer Bodenplatte inkl. daraus resultierende Zwangsspannung (Schlicke et al. 2023)	19
Abbildung 2.3:	Überlagerung von Zwangsspannungen infolge Zwangsschnittgrößen ( $\sigma_M$ und $\sigma_N$ ) und Eigenspannungen ( $\sigma_{ES}$ )	22
Abbildung 2.4:	Entwicklung der maximalen Bauteiltemperatur ( $T_{max}(t)$ ), absolute Abkühlung sowie resultierender konstanter Spannungsanteil für unterschiedliche Jahreszeiten	24
Abbildung 3.1:	Ablaufdiagramm für die Vorgehensweise der Bemessung nach MRZ	25
Abbildung 3.2:	Temperatur- und Spannungsentwicklung infolge Betonerhärtung für einen Wandabschnitt	26
Abbildung 3.3:	FE-Berechnungsmodelle zur Bestimmung der Verformungseinwirkung infolge Betonerhärtung (Schlicke et al. 2023)	27

Abbildung 3.4:	Kritische Zeitpunkte während des Erhärungszeitraums in einer Bodenplatte, vgl. Schlicke und Tue (2016)	29
Abbildung 3.5:	Rissbildung in einer Bodenplatte in Abhängigkeit der Behinderungssituation, vgl. Schlicke und Tue (2016)	30
Abbildung 3.6:	Verformungskompatibilität von Wänden bzw. Wandabschnitten auf Fundamenten nach Schlicke und Tue (2016)	32
Abbildung 3.7:	Maximal aktivierbare Querschnittsbreite der Bodenplatte	32
Abbildung 3.8:	Längsansicht der Wand: Primärrisse in Abhängigkeit der Betonierabschnittslänge	33
Abbildung 3.9:	Saisonale Temperatureinwirkungen für Wasserbehälter mit $0,8 \text{ m} \leq b_W$ , $h_{PI} \leq 10 \text{ m}$ nach Turner (2017)	36
Abbildung 3.10:	Saisonale Temperatureinwirkungen für Sparbecken mit $0,8 \text{ m} \leq b_W$ , $h_{PI} \leq 10 \text{ m}$ nach Turner (2017)	36
Abbildung 3.11:	Saisonale Temperatureinwirkungen für Stützmauern mit $0,8 \text{ m} \leq b_W \leq 10 \text{ m}$ nach Turner (2017)	37
Abbildung 3.12:	Saisonale Temperatureinwirkungen für Bodenplatten mit $0,8 \text{ m} \leq h_{PI} \leq 10 \text{ m}$ nach Turner (2017)	37
Abbildung 3.13:	Saisonale Temperatureinwirkungen für die Grundlaufdecke	37
Abbildung 3.14:	Zwangsspannungen für das Gesamtbauwerk im Nutzungszeitraum	39
Abbildung 3.15:	Überlagerung von klimatischen Einwirkungen und Boden-Bauwerk-Interaktion (Ober et al.)	39
Abbildung 3.16:	Systeme zur Erfassung des Verformungsverlaufs am Rand von Bodenplatten bei unendlich steifer Bettung nach Schlicke (2016)	41
Abbildung 3.17:	Primärrisse in Abhängigkeit der Betonierabschnittslänge dargestellt anhand der Längsansicht der Wand	42
Abbildung 4.1:	3D Darstellung der zu berechnenden Schleusenkommer mit Ober-, Unterhaupt und Einbauteilen	46
Abbildung 4.2:	Querschnitt, Querschnittswerte und Expositionsklassen der zu berechnenden Schleusenkommer	47
Abbildung 4.3:	Gewählte Bauabschnitte für die Herstellung der Schleusenkommer	47
Abbildung 4.4:	Darstellung der Zwangsspannungen aus der Setzungsmulde im Längsschnitt der Schleuse	50
Abbildung 4.5:	Übersicht der wirkenden Zwangsspannungen am Gesamtbauwerk	52
Abbildung 4.6:	Gewählte Bewehrung in Bereichen mit Muldenlagerung	55
Abbildung 4.7:	Gewählte Bewehrung in Bereichen mit Sattellagerung	55

## Tabellenverzeichnis

Tabelle 3.1:	Materialeingangsgrößen für die Bemessung	26
--------------	--	----

## Vorbemerkung

Dieses Dokument beinhaltet ausführliches Hintergrundwissen zum BAWMerkblatt „Rissbreitenbegrenzung für Zwang in massiven Wasserbauwerken“ (MRZ). Es dient als Nachschlagewerk für die verformungskompatible Zwangsbemessung. Außerdem soll es Ingenieurinnen und Ingenieuren ein Handwerkszeug geben, um das im MRZ enthaltene Lösungsschema auf weitere Fragestellungen zu übertragen.

Das MRZ beinhaltet das Bemessungskonzept zur Rissbreitenbegrenzung infolge Zwangs auf Basis der Verformungskompatibilität. Das MRZ ermöglicht erstmalig eine ganzheitliche Betrachtung von frühem und spätem Zwang bei der Berechnung der Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreite.

Das MRZ gilt für Wasserbauwerke und deren Bauteile aus Stahlbeton. Für die praktische Anwendung wurden ingenieurmäßige Vereinfachungen im grundsätzlich mechanisch basierten Berechnungsverfahren getroffen, sodass der Anwendungsbereich wie folgt eingegrenzt wird:

- massige Querschnitte mit kleinster Abmessung  $\geq 0,8$  m
- randnahe Anordnung der Mindestbewehrung
- fugenlose Bauwerke mit L/H-Verhältnissen  $\geq 5$

Bei Anwendung für dünnere Querschnitte mit kleinster Abmessung  $< 0,8$  m kann die in der Bemessung zugrunde gelegte Sekundärrissbildung nicht per se vorausgesetzt werden, sodass eine unzureichende Rissverteilung mit größeren Rissbreiten auftreten kann. Die Anwendung bei fugenbehafteten Bauwerken mit kleineren L/H-Verhältnissen ist grundsätzlich möglich, wobei die mit geringerem Fugenabstand zusätzlich einhergehenden Bewehrungseinsparungen hier nicht genutzt werden.

Die Betontechnologie besitzt insbesondere bei massigen Betonbauteilen eine zentrale Bedeutung auf die Zwangsbeanspruchung infolge Betonerhärtung. Der Bemessungsansatz „Rissvermeidung“ muss deshalb vor allem über die Betontechnologie gesteuert werden. Im Bemessungsansatz „Rissbreitenbegrenzung“ geht die Bedeutung der Betontechnologie allerdings zurück, da die letztendlich erforderliche Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreite infolge Zwangs von weiteren Einflussgrößen hinsichtlich der Bewehrungskonfiguration und der geometrischen Randbedingungen mitbestimmt wird. Eine oftmals in der Praxis angenommene direkte Korrelation zwischen der Hydratationswärme als baustoffliche Kenngröße und der erforderlichen Menge an Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreite ist damit nicht vorhanden. Im Falle von fugenlosen Bauwerken nimmt außerdem die Bedeutung von Zwangsbeanspruchungen im Nutzungszeitraum, insbesondere durch jahreszeitliche Temperaturänderungen und Baugrundverformungen, zum Teil nennenswert zu.

Dem MRZ liegt der Bemessungsansatz „Rissbreitenbegrenzung“ und nicht „Rissvermeidung“ zugrunde. Betontechnologische Maßnahmen zur Reduzierung der Hydratationswärme und der Frischbetontemperatur wirken sich damit auf die letztendlich gewählte Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreite nur sehr gedämpft aus. Dieser Zusammenhang steht in einem gewissen Widerspruch zu der in der Praxis weit verbreiteten Ansicht, dass die erforderliche Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreite fast eins zu eins mit der Hydratationswärme des Betons korreliert. Jedoch liegt darin auch der Schlüssel zur Ermittlung einer adäquaten Bewehrungsmenge.

Mit dem MRZ wird das BAWMerkblatt „Rissbreitenbegrenzung für frühen Zwang in massiven Wasserbauwerken“ (MFZ (2011)) abgelöst.

Bei der Verwendung des MRZ sind die jeweils gültige ZTV-W LB 215 und sonstige im Technischen Regelwerk - Wasserstraßen (TR-W) eingeführten Regelwerke zu berücksichtigen.

## Begriffsdefinitionen

massiges Bauteil	Ein randnah bewehrtes Bauteil, bei dem die kleinste Abmessung $\geq 0,8$ m ist.
Trennriss	Querschnittsriss, der durch eine vorwiegend zentrische Zwangsbeanspruchung entsteht und üblicherweise den gesamten Querschnitt bzw. im Falle von Anrissen zumindest die gesamte Dickenrichtung erfasst.
Biegeriss	Querschnittsriss, der durch eine vorwiegende Biegebeanspruchung entsteht und bei dem nach der Rissbildung eine Druckzone in Dickenrichtung verbleibt.
Oberflächenriss	Risse in der Randzone des Querschnitts, welche durch Eigenspannungen im Betonquerschnitt entstehen. Diese werden bei der Ermittlung der Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreite vernachlässigt.
Primärriss	Trenn- oder Biegeriss, der infolge der Behinderungssituation und bei Verformungseinwirkungen in einem geometrisch vorgegebenen Abstand ohne Einfluss der Bewehrung entsteht.
Sekundärriss	Risse, die im Umfeld eines Primärrisses durch die oberflächennahe Bewehrungsanordnung entstehen. Sie tragen zum Erreichen der Verformungskompatibilität bei gleichzeitigem Einhalten der Rissbreite im Primärriss an der Oberfläche bei.
Rechenwert der Rissbreite	Der Rechenwert der Rissbreite ist das Ergebnis einer Rissbreitenberechnung auf Basis einer bestimmten Modellvorstellung.
Rissbreitenkriterium	Das Rissbreitenkriterium ist der vorzugebende obere Grenzwert für den Rechenwert der Rissbreite.
Zwang infolge Betonerhärtung (früher Zwang)	Zwangsspannungen, welche durch die Hydratationswärme und der zeitgleich stattfindenden Festigkeitsentwicklung entstehen.
Zwang im Nutzungszeitraum (später Zwang)	Zwangsspannungen, welche durch klimatische Einwirkungen und Boden-Bauwerk-Interaktion im Nutzungszeitraum entstehen.
Oberflächenbewehrung	Eine Bewehrung, die angeordnet wird, wenn rechnerisch keine Bewehrung zur Rissbreitenbegrenzung erforderlich ist und lediglich die Robustheit der Oberflächenzone sichergestellt werden muss.

## Symbolverzeichnis

Symbol	Bezeichnung
$a$	allgemeiner Behinderungsgrad, Verhältnis aus behinderter (spannungswirksamer) Dehnung und freier Dehnung am ungezwängten System
$a^{\text{II}}$	allgemeiner Behinderungsgrad im Zustand II (nach Rissbildung)
$a_0$	allgemeiner Behinderungsgrad im Erhärtungszeitraum
$a_1$	allgemeiner Behinderungsgrad im Nutzungszeitraum
$a_{28}$	allgemeiner Behinderungsgrad nach 28 Tagen
$a_{\text{M},0}$	allgemeiner Behinderungsgrad bei Biegezwang im Erhärtungszeitraum
$a_{\text{M},1}$	allgemeiner Behinderungsgrad bei Biegezwang im Nutzungszeitraum
$a_{\text{M}}$	allgemeiner Behinderungsgrad bei Biegezwang
$a_{\text{N},0}$	allgemeiner Behinderungsgrad bei zentrischem Zwang im Erhärtungszeitraum
$a_{\text{N}}$	allgemeiner Behinderungsgrad bei zentrischem Zwang
$a_{\text{s,erf}}$	erforderliche Mindestbewehrung
$a_{\text{s,max}}$	Höchstwert der konstruktiven Mindestbewehrung nach DIN 19702:2013-02
$b$	Querschnittsweite des Querschnitts
$b_{\text{eff},i}$	aktivierbare Querschnittsbreite der seitlich überstehenden Bodenplatte je Seite
$b_{\text{Gl}}$	Querschnittsbreite des Grundlaufdecke
$b_{\text{Pl}}$	Querschnittsbreite der Bodenplatte
$b_{\text{Pl,eff}}$	maximal aktivierbare Querschnittsbreite der Bodenplatte
$b_{\text{vorh},i}$	vorhandene Querschnittsbreite der seitlich überstehenden Bodenplatte je Seite
$b_{\text{W}}$	Querschnittsbreite der Wand
$d_1$	Abstand des Bewehrungsschwerpunkts vom Bauteilrand
$d_{\text{s}}$	Durchmesser der Bewehrung
$f_{\text{ct}}$	Betonzugfestigkeit oder zentrische Betonzugfestigkeit
$f_{\text{ct},0.05}$	Untergrenze der Zugfestigkeit
$f_{\text{ct,eff}}$	mittlere Betonzugfestigkeit zum Risszeitpunkt
$f_{\text{ctm}}$	mittlere zentrische Betonzugfestigkeit
$f_{\text{yk}}$	charakteristische Streckgrenze des Bewehrungsstahls
$h$	Querschnittshöhe
$h_{\text{c,eff}}$	Höhe der effektiven Zugzone
$h_{\text{cr}}$	Anrisshöhe der Wand bzw. des Wandabschnitts
$h_{\text{G}}$	Höhe des Gesamtbauwerks
$h_{\text{Gl}}$	Querschnittshöhe der Grundlaufdecke
$h_{\text{Pl}}$	Querschnittshöhe der Bodenplatte
$h_{\text{BA,W}}$	Betonierabschnittshöhe der Wand bzw. des Wandabschnitts
$k$	Faktor zur Berücksichtigung nichtlinear verteilter Betonzugspannungen (Eigenspannungen)
$k_0$	Basisfaktor zur Ermittlung der äquivalenten Temperatureinwirkung
$k_{\text{BD}}$	Beiwert zur Berücksichtigung der elastischen Betondehnung zwischen den Rissen
$k_{\text{F}}$	Federsteifigkeit der behindernden Bauteile
$k_{\text{FB}}$	Bauteildickenfaktor zur Berücksichtigung der Temperaturdifferenz zwischen Frischbeton- und Umgebungstemperatur
$k_{\text{t}}$	Faktor zur Berücksichtigung der mittleren Betondehnung innerhalb $l_{\text{es}}$
$l$	Länge des Stabs
$l_{\text{Aus}}$	Länge der Aussparung
$l_{\text{BA}}$	Betonierabschnittslänge
$l_{\text{BA,eff}}$	effektive Betonierabschnittslänge in Betrachtungsrichtung



$l_{BA,Pl}$	Betonierabschnittslänge der Bodenplatte in Betrachtungsrichtung
$l_{BA,W}$	Betonierabschnittslänge der Wand bzw. des Wandabschnitts
$l_{bd}$	Verankerungslänge für den Gebrauchszustand
$l_{cr}$	geometrisch vorgegebener Primärrissabstand
$l_{cr,Gl}$	geometrisch vorgegebener Primärrissabstand der Grundlaufdecke in Längsrichtung
$l_{cr,Pl}$	geometrisch vorgegebener Primärrissabstand der Bodenplatte
$l_{cr,W}$	geometrisch vorgegebener Primärrissabstand der Wand bzw. des Wandabschnitts
$l_{es}$	Einleitungslänge; Abstand vom Rissufer bis zur Stelle gleicher Dehnung zwischen Beton und Bewehrung
$l_{\text{lokal}}$	Länge des Lokalbereichs bei vertikalen Arbeitsfugen
$n$	Anzahl an Sekundärrisspaaren
$n_{\text{mod}}$	modifizierte Anzahl an Sekundärrisspaaren
$t_{\text{Aus}}$	Tiefe der Aussparung
$t_{\text{design}}$	Zeitpunkt der maximalen Zwangsspannung infolge Betonerhärtung
$w$	Rechenwert der Rissbreite
$w_k$	Rissbreitenkriterium
$w^p$	Rechenwert der Rissbreite des Primärrisses
$w_{Zw}$	Rissbreite ohne Bewehrung
$z_o$	Abstand vom Schwerpunkt des Gesamtbauwerks zum oberen Rand
$z_u$	Abstand vom Schwerpunkt des Gesamtbauwerks zum unteren Rand
$A_c$	Querschnittsfläche des Betons
$A_{c,\text{eff}}$	effektive Zugzone, im Allgemeinen Wirkungsbereich der Bewehrung nach der Rissbildung
$A_{ct}$	Fläche der Zugzone des Betons im Zustand I (vor Rissbildung)
$A_s$	Querschnittsfläche der Bewehrung
$A_{s,\text{min}}$	erforderliche Mindestbewehrung
$A_{s,\text{min},\text{mod}}$	modifizierte erforderliche Mindestbewehrung
$E_c$	Elastizitätsmodul des Betons
$E_{cm}$	mittlerer Elastizitätsmodul des Betons
$E_{Gl}$	mittlerer Elastizitätsmodul des Betons der Grundlaufdecke
$E_{Pl}$	mittlerer Elastizitätsmodul des Betons der Bodenplatte
$E_s$	Elastizitätsmodul des Bewehrungsstahls
$E_W$	mittlerer Elastizitätsmodul des Betons des Wandabschnitts
$E_W \cdot A_W$	Dehnsteifigkeit des Wandabschnitts
$E_{28}$	Elastizitätsmodul des Betons nach 28 Tagen
$F_{cr,\text{eff}}$	Risskraft der effektiven Zugzone
$F_{Zw}$	Zwangskraft ohne Rissbildung
$F_{Zw}^{II}$	Zwangskraft nach Rissbildung
$L/H$	Verhältnis der Betonierabschnittslänge zur Betonierabschnittshöhe
$T_o$	mittlere Umgebungstemperatur an der Einbaustelle am Einbautag
$T_{FB}$	Frischbetontemperatur an der Einbaustelle
$T_{\text{max}}$	maximale Bauteiltemperatur
$\alpha_E$	Verhältnis des Elastizitätsmoduls des Bewehrungsstahls zum Elastizitätsmodul des Betons
$\alpha_T$	Wärmeausdehnungskoeffizient des Betons
$\gamma_c$	Wichte des Betons
$\varepsilon_{Zw}$	Dehnungseinwirkung; bspw. Temperaturdehnung des Bauteils $\alpha_T \cdot \Delta T$
$\rho_s$	Bewehrungsgrad
$\sigma_{ES}$	Eigenspannung
$\sigma_M$	Biegezwangsspannung
$\sigma_N$	Zentrische Zwangsspannung

$\sigma_{N, \text{lokal}}$	zusätzliche zentrische Zwangsspannung neben vertikalen Arbeitsfugen in Bodenplatten
$\sigma_s$	Stahlspannung in der Bewehrung
$\sigma_s(w_k)$	Stahlspannung in der Bewehrung in Abhängigkeit des Rissbreitenkriteriums
$\sigma_{Zw}$	Zwangsspannung im Beton im Zustand I (vor Rissbildung)
$\sigma_{Zw,0}$	Zwangsspannung im Beton im Zustand I infolge Betonerhärtung
$\sigma_{Zw,1}$	Zwangsspannung im Beton im Zustand I im Nutzungszeitraum
$\sigma_{Zw}^{\text{II}}$	Zwangsspannung im Beton im Zustand II (nach Rissbildung)
$\sigma_{\text{Setzung}}$	Zwangsspannung aus der Setzungsmulde
$\tau_{sm}$	mittlere Verbundspannung
$\Delta T$	Temperaturerhöhung infolge Betonerhärtung
$\Delta T_{\text{eq},0}$	äquivalente Temperatureinwirkung infolge Betonerhärtung
$\Delta T_{Mz,eq,0}$	lineare äquivalente Temperatureinwirkung infolge Betonerhärtung
$\Delta T_{Mz,G}$	linear veränderliche Temperatureinwirkung am Gesamtbauwerk im Nutzungszeitraum
$\Delta T_{Mz,Pl}$	linear veränderliche Temperatureinwirkung der Bodenplatte im Nutzungszeitraum
$\Delta T_{N,eq,0}$	konstante äquivalente Temperatureinwirkung infolge Betonerhärtung
$\Delta T_{\text{adiab},7d}$	adiabatische Temperaturerhöhung des Betons nach sieben Tagen
$\Delta T_{\text{nom}}$	Vorhaltemaß
$\Delta l$	äußere Längenänderung am gezwängten System vor Rissbildung
$\Delta l^{\text{II}}$	äußere Längenänderung am gezwängten System nach Rissbildung
$\Sigma E_{F,i} A_{F,i}$	Dehnsteifigkeit der behindernden Bauteile $i$ (Berücksichtigung der maximalen aktivierbaren Querschnittsbreite der Bodenplatte $b_{Pl,eff}$ )

## 1 Allgemeines

### 1.1 Rechenwert der Rissbreite, Rissbreitenkriterium und tatsächliche Rissbreite am Bauwerk

Die Herleitung des Bemessungsmodells basiert auf dem Rechenwert der Rissbreite bzw. einer theoretisch berechenbaren Rissbreite. Im Hinblick auf Streuungen des Bauteil- und Werkstoffverhaltens kann die tatsächliche Rissbreite am Bauwerk allerdings nicht exakt berechnet werden.

Im Falle von Zwangsbeanspruchungen liegt der Fokus in der Praxis auf der Ermittlung der Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreite. Im vorliegenden Merkblatt wird die Herleitung des Bemessungsmodells daher für die Ermittlung der Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreite zur Einhaltung eines Rissbreitenkriteriums aufgebaut. Das Rissbreitenkriterium steht hierbei für den Grenzwert des Rechenwertes der Rissbreite zur Sicherstellung eines zulässigen Rissbilds. Aufgrund der Streuungen des Bauteil- und Werkstoffverhaltens können in diesem Rissbild gewisse Abweichungen zwischen dem Rissbreitenkriterium und der messbaren Rissbreite am Bauwerk auftreten. Beispielsweise sind bei einem Rissbreitenkriterium von 0,25 mm in der Bemessung einzelne Risse am Bauwerk mit Rissbreiten an der Oberfläche bis 0,4 mm zu erwarten.

### 1.2 Wesen der verformungskompatiblen Zwangsbemessung

Bauteile unterliegen im Allgemeinen aufgezwungenen Verformungseinwirkungen, die sich aus einer Dehnungseinwirkung  $\varepsilon_{Zw}$  (üblicherweise Hydratationswärme, Umgebungstemperatur, Schwinden) und einer Länge  $l$  ergeben. Weitere Verformungseinwirkungen können infolge Setzungen auftreten. Diese Verformungseinwirkungen können sich in Abhängigkeit der Konstruktion frei einstellen oder sie werden teilweise bis vollständig behindert. Durch die Behinderung von Verformungseinwirkungen entstehen Zwangsspannungen. Die Auswirkung einer Verformungseinwirkung auf ein behindertes (und ungerissenes) Betonbauteil kann mit dem in Abbildung 1.1 dargestellten Stab mit der Länge  $l$  verdeutlicht werden. Hierbei wird ein Teil der Verformungseinwirkung behindert und der zweite Teil stellt sich mit der äußeren Längenänderung  $\Delta l$  frei ein. Der behinderte Anteil der Verformungseinwirkung verursacht vor Rissbildung die Zwangskraft  $F_{Zw}$ .

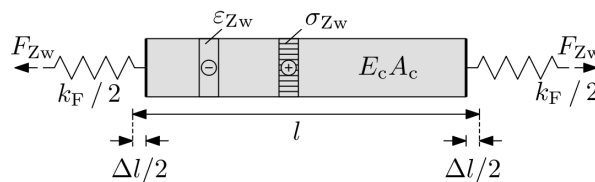


Abbildung 1.1: Gleichgewicht und Verformungskompatibilität in einem teilweise behinderten Stab vor Rissbildung (Quelle: Institut für Betonbau, TU Graz)

In Abbildung 1.1 wird die Behinderungssituation über die Federsteifigkeit  $k_F$  beschrieben. Der Zwangsspannungsaufbau im ungerissenen Stab kann mit Gl. (1.1) wie folgt ermittelt werden. Im Hinblick auf die betrachteten massigen Betonbauteile mit geringem Bewehrungsgrad wird hierbei der Einfluss der Bewehrung auf die Behinderungssituation im ungerissenen Zustand vernachlässigt.

$$\sigma_{Zw} = -\varepsilon_{Zw} \cdot E_c \cdot a \quad \text{mit } a = \left(1 + \frac{E_c \cdot A_c}{k_F \cdot l}\right)^{-1} \quad (1.1)$$

$\sigma_{Zw}$	Zwangsspannung im Beton im Zustand I (vor Rissbildung)
$\varepsilon_{Zw}$	Dehnungseinwirkung; bspw. Temperaturdehnung des Bauteils $\alpha_T \cdot \Delta T$
$E_c$	Elastizitätsmodul des Betons
$a$	allgemeiner Behinderungsgrad: Verhältnis aus behinderter (spannungswirksamer) Dehnung und äußerer Dehnung am ungezwängten System
$\frac{E_c \cdot A_c}{l}$	Federsteifigkeit des betrachteten Bauteils
$A_c$	Querschnittsfläche des Betons
$l$	Länge des Stabs
$k_F$	Federsteifigkeit der behindernden Bauteile

Wenn es sich bei der behinderten Verformungseinwirkung um eine Verkürzung handelt, erfährt das Bauteil eine zentrische Zugbeanspruchung. In diesem Fall kommt es nach Überschreitung der Zugfestigkeit zur Bildung eines Risses durch den gesamten Querschnitt des Betonbauteils. Derartige Risse, welche die gesamte Zugzone im Querschnitt erfassen, werden im Allgemeinen als Primärrisse bezeichnet. Ohne Bewehrung stellt sich der in Abbildung 1.2 dargestellte Gleichgewichts- und Verformungszustand ein. In diesem Fall verformt sich der Stab zurück in die Ausgangslage und die äußere Längenänderung nach Rissbildung  $\Delta l^{II}$  und auch die verbleibende Zwangskraft nach Rissbildung  $F_{Zw}^{II}$  ergeben sich am gezwängten System zu Null.

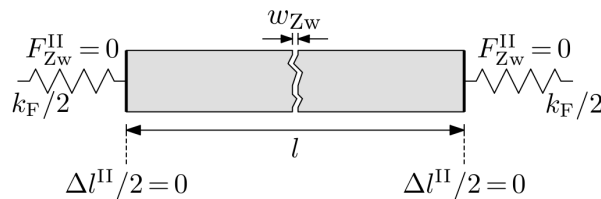


Abbildung 1.2: Gleichgewicht und Verformungskompatibilität in einem teilweise behinderten Stab nach Rissbildung ohne Bewehrung (Quelle: Institut für Betonbau, TU Graz)

Die resultierende Rissbreite ohne Bewehrung  $w_{Zw}$  und die verbleibende Betonspannung nach der Rissbildung  $\sigma_{Zw}^{II}$  können wie folgt beschrieben werden:

$$w_{Zw} = -\varepsilon_{Zw} \cdot l \quad \text{und} \quad \sigma_{Zw}^{II} = 0 \quad \text{für} \quad \varepsilon_{Zw} < 0 \quad (1.2)$$

$w_{Zw}$	Rissbreite ohne Bewehrung
$\varepsilon_{Zw}$	Dehnungseinwirkung; bspw. Temperaturdehnung des Bauteils $\alpha_T \cdot \Delta T$
$l$	Länge des Stabs
$\sigma_{Zw}^{II}$	Zwangsspannung im Beton im Zustand II (nach Rissbildung)

Die resultierende Rissbreite ohne Bewehrung bzw. die aufzunehmende Verformung im Primärriss wird im vorangegangenen Beispiel nicht nur von der Größe der Dehnungseinwirkung  $\varepsilon_{Zw}$ , sondern auch entscheidend von der Länge des Stabs bestimmt. Bezogen auf reale Bauteile handelt es sich bei dieser Länge allerdings nicht zwingend um die Bauteil- oder Betonierabschnittslänge  $l_{BA}$ .

Je nach Bauteiltyp und Verformungseinwirkung entstehen selbst bei unbewehrten Bauteilen allein infolge der Behinderungssituation weitere Primärrisse, wobei deren Abstand zueinander vornehmlich von geometrischen Randbedingungen des Bauteils vorgegeben wird. Abbildung 1.3 veranschaulicht die Modellvorstellung zu diesem geometrisch vorgegebenen Primärrissabstand  $l_{cr}$  an den klassischen Bauteiltypen

Bodenplatte mit Biegerissen infolge Biegezwang (links) und Wand auf Fundament mit exzentrischer Behinderung am Wandfuß (rechts) gemäß Schlicke (2016). Nähere Informationen folgen in Kapitel 3.5.1.

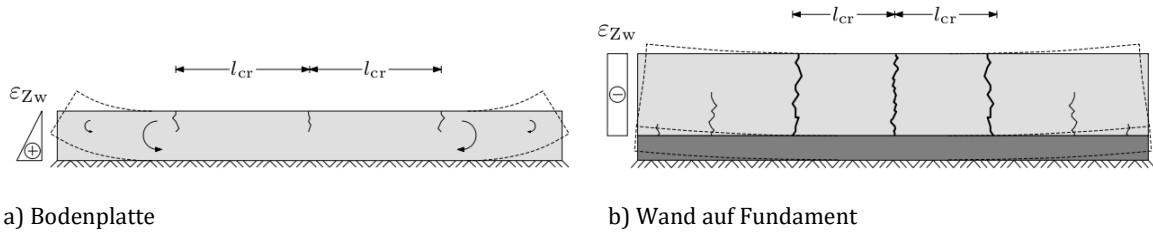


Abbildung 1.3: Geometrisch vorgegebener Primärrissabstand ohne Bewehrung an realen Bauteilen (Quelle: Institut für Betonbau, TU Graz)

Auf Basis der Modellvorstellung zum geometrisch vorgegebenen Primärrissabstand  $l_{cr}$  kann die Betrachtung der Verformungskompatibilität für beliebig lange Bauteile auf ebendiesen Abstand reduziert werden. Mit der Anordnung von Bewehrung kann zudem die Rissbreite des Primärrisses im geometrisch vorgegebenen Primärrissabstand begrenzt werden. Der resultierende Gleichgewichts- und Verformungszustand wird in Abbildung 1.4 zunächst anhand eines zentrisch bewehrten Zugstabs veranschaulicht.

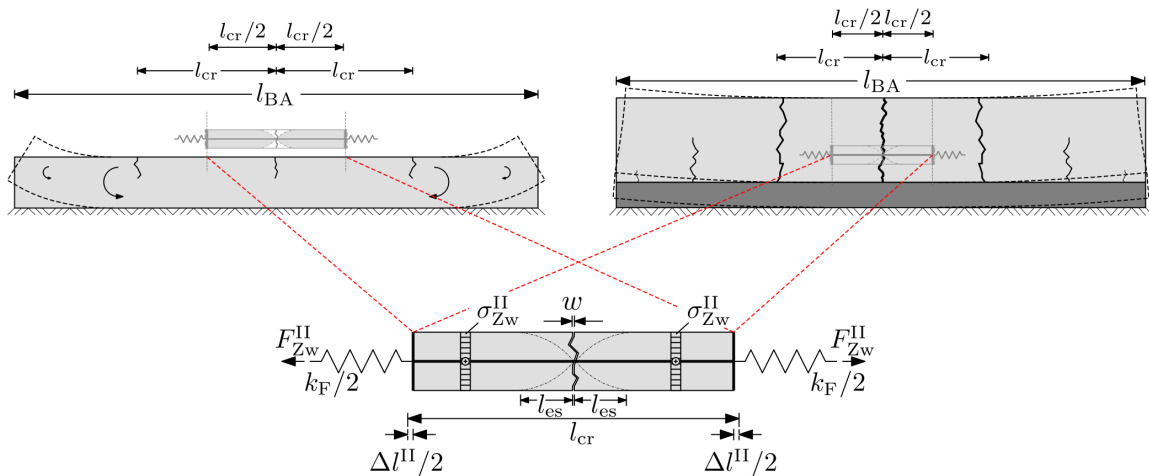


Abbildung 1.4: Gleichgewicht und Verformungskompatibilität nach der geometrisch vorgegebenen Primärrissbildung durch Implementierung eines teilweise behinderten Stabs mit Rissbildung und Bewehrung (Quelle: Institut für Betonbau, TU Graz)

Allgemein lässt sich die Verformungskompatibilität nach der Entstehung eines Primärrisses in einem bewehrten Zugstab wie folgt beschreiben:

$$-\varepsilon_{Zw} \cdot l_{cr} = \sum w - \Delta l^{II} + \frac{\sigma_{Zw}^{II}}{E_c} \cdot (l_{cr} - \sum l_{es} \cdot (1 - k_t)) \quad (1.3)$$

$\varepsilon_{Zw}$	Dehnungseinwirkung; bspw. Temperaturdehnung des Bauteils $\alpha_T \cdot \Delta T$
$l_{cr}$	geometrisch vorgegebener Primärrissabstand
$w$	Rechenwert der Rissbreite
$\Delta l^{II}$	äußere Längenänderung am gezwängten System nach Rissbildung mit $\Delta l^{II} = (1 - a^{II}) \cdot \varepsilon_{Zw} \cdot l_{cr}$
$\sigma_{Zw}^{II}$	Zwangsspannung im Beton im Zustand II (nach Rissbildung)
$\frac{\sigma_{Zw}^{II}}{E_c}$	elastische Dehnung des Betons

$l_{es}$	Einleitungslänge; Abstand vom Rissufer bis zur Stelle gleicher Dehnung zwischen Beton und Bewehrung
$k_t$	Faktor zur Berücksichtigung der mittleren Betondehnung innerhalb $l_{es}$
$a^{II}$	allgemeiner Behinderungsgrad im Zustand II (nach Rissbildung)

Zusätzlich ergibt das Kräftegleichgewicht zwischen Bewehrung und Beton Gl. (1.4):

$$\sigma_s \cdot A_s = \sigma_{Zw}^{II} \cdot A_c \cdot (1 + \alpha_E \cdot \rho_s) \quad (1.4)$$

$\sigma_s$	Stahlspannung in der Bewehrung
$A_s$	Querschnittsfläche der Bewehrung
$\sigma_{Zw}^{II}$	Zwangsspannung im Beton im Zustand II (nach Rissbildung)
$A_c$	Querschnittsfläche des Betons
$\alpha_E$	Verhältnis des Elastizitätsmoduls des Bewehrungsstahls zum Elastizitätsmodul des Betons
$\rho_s$	Bewehrungsgrad

Die erforderliche Mindestbewehrung  $A_{s,min}$  zur Begrenzung der Rissbreite errechnet sich für den Einflussbereich eines Primärrisses unter Berücksichtigung des Rissbreitenkriteriums  $w_k$  mit Gl. (1.5). Zusätzlich ergibt sich die Stahlspannung  $\sigma_s$  für den Einzelriss in Abhängigkeit des Rissbreitenkriteriums mit Gl. (1.6).

$$A_{s,min} = \frac{-\varepsilon_{Zw} \cdot l_{cr} \cdot a^{II} - w_k}{(l_{cr} - 2 \cdot l_{es} \cdot (1 - k_t))} \cdot \frac{E_c \cdot A_c \cdot (1 + \alpha_E \cdot \rho_s)}{\sigma_s(w_k)} \quad (1.5)$$

$$\text{mit: } \sigma_s(w_k) = \sqrt{\frac{2 \cdot w_k \cdot \tau_{sm} \cdot E_s}{(1 - k_t) \cdot d_s}} \quad (1.6)$$

$A_{s,min}$	erforderliche Mindestbewehrung
$\varepsilon_{Zw}$	Dehnungseinwirkung; bspw. Temperaturdehnung des Bauteils $\alpha_T \cdot \Delta T$
$l_{cr}$	geometrisch vorgegebener Primärrissabstand
$a^{II}$	allgemeiner Behinderungsgrad im Zustand II (nach Rissbildung)
$w_k$	Rissbreitenkriterium
$l_{es}$	Einleitungslänge; Abstand vom Rissufer bis zur Stelle gleicher Dehnung zwischen Beton und Bewehrung
$k_t$	Faktor zur Berücksichtigung der mittleren Betondehnung innerhalb $l_{es}$
$E_c$	Elastizitätsmodul des Betons
$A_c$	Querschnittsfläche des Betons
$\alpha_E$	Verhältnis des Elastizitätsmoduls des Bewehrungsstahls zum Elastizitätsmodul des Betons
$\rho_s$	Bewehrungsgrad
$\sigma_s(w_k)$	Stahlspannung in der Bewehrung in Abhängigkeit des Rissbreitenkriteriums
$\tau_{sm}$	mittlere Verbundspannung
$E_s$	Elastizitätsmodul des Bewehrungsstahls
$d_s$	Durchmesser der Bewehrung

Mit zunehmendem Primärrissabstand und aufgezwungener Verformung steigt die Betonspannung im ungerissenen Bereich bei gleichzeitiger Begrenzung der Rissbreite allerdings derart an, dass neue Primärrisse allein aus dem Gleichgewicht mit der Stahlkraft im Riss hervorgerufen werden. Dies ist der Fall, wenn die Zwangsspannung im Beton im Zustand II  $\sigma_{Zw}^{II}$  die mittlere Betonzugfestigkeit zum Risszeitpunkt  $f_{ct,eff}$  übersteigt. Für die Betrachtung am Zugstab, bei dem die Fläche der Zugzone des Betons im Zustand I (vor Rissbildung)  $A_{ct}$  gleich der Querschnittsfläche des Betons  $A_c$  ist, gilt somit  $\sigma_s \cdot \frac{A_s}{A_c} = \sigma_{Zw}^{II} > f_{ct,eff}$ . Das Entstehen neuer Risse ist dabei zunächst auf die Risschnittgröße des Querschnitts begrenzt, wobei sich bei einem Bewehrungsgrad von  $\frac{A_s}{A_c} \geq \frac{f_{ct,eff}}{0,8 \cdot f_{yk}}$  eine sukzessive Entstehung von Primärrissen sicherstellen lässt. Zur

Sicherstellung sukzessiver Rissbildung ist in diesem Fall die Stahlspannung auf 0,8-mal der charakteristischen Streckgrenze  $f_{yk}$  begrenzt. Die Entwicklung der Zwangskraft und die zugehörige Summe der Rechenwerte der Rissbreiten  $\sum w$  entlang des Stabs ist schematisch in Abbildung 1.5 dargestellt. In dünnen Bauteilen ist die Querschnittsfläche des Betons kleiner oder gleich der effektiven Zugzone, im Allgemeinen der Wirkungsbereich der Bewehrung nach der Rissbildung  $A_{c,eff}$ .

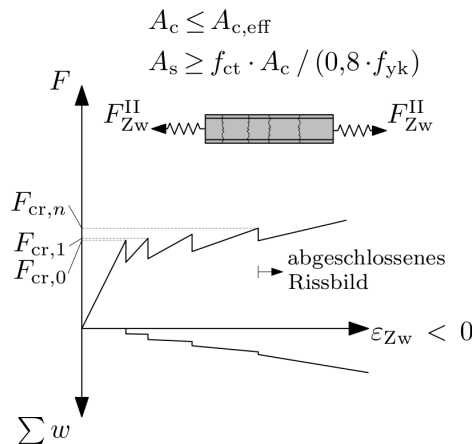


Abbildung 1.5: Zwangskraft und Rissbildung in dünnen Bauteilen (Quelle: Institut für Betonbau, TU Graz)

Mit Gl. (1.3) kann das beschriebene Verhalten einer sukzessiven Primärrissbildung insofern abgebildet werden, als dass der darin enthaltene geometrisch vorgegebene Primärrissabstand solange halbiert wird, bis die Spannung im Beton unterhalb der Untergrenze der Zugfestigkeit  $f_{ct,0.05}$  fällt. Der erforderliche Mindestbewehrungsgehalt zur Begrenzung der Rissbreite infolge Zwangs wird üblicherweise mit  $A_s \geq \frac{f_{ct,eff} \cdot A_c}{\sigma_s(w_k)}$  festgelegt. Die darin enthaltene Begrenzung der Stahlspannung für die Risschnittgröße bedeutet, dass die Rissbreite auch zum Zeitpunkt der Bildung neuer Risse begrenzt wird. Kann im Zustand der Bildung neuer Risse kurzzeitig eine größere Rissbreite toleriert werden, als im Endzustand, so kann der Mindestbewehrungsgehalt zunächst nur für die Sicherstellung des Rissbildungsprozesses mit  $A_s \geq \frac{f_{ct,eff} \cdot A_c}{0,8 \cdot f_{yk}}$  ausgelegt werden. Für den Endzustand ist dann aber mittels Gl. (1.5) zu prüfen, ob die Rissbreite bei Erreichen der Verformungskompatibilität mit dieser Bewehrung eingehalten wird.

Mit zunehmender Bauteildicke führt die konsequente Umsetzung der beschriebenen Vorgehensweise zu sehr hohen Mindestbewehrungsgehalten, deren Notwendigkeit nicht in der Praxis bestätigt wird. Hintergrund ist, dass sich infolge der oberflächennahen Bewehrungsanordnung mit zunehmender Bauteildicke schiefe Hauptzugspannungen im Einleitungsbereich hinter dem Primärriss einstellen, die eine sogenannte Sekundärrissbildung hervorrufen. Diese Sekundärrisse verlaufen in der Bauteiltiefe schräg zum Primärriss hin und erfassen damit nurmehr die Randzone, wie in Abbildung 1.6 schematisch gezeigt.

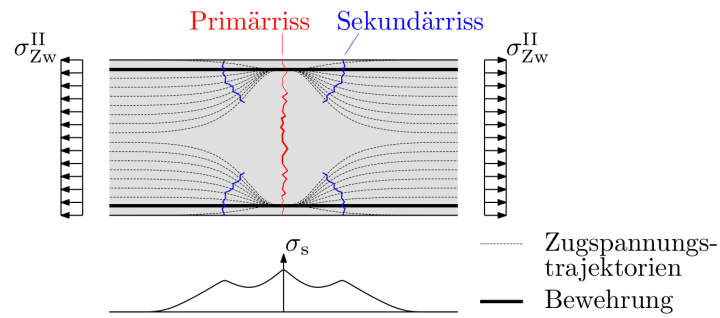


Abbildung 1.6: Rissbild in massigen Bauteilen mit Primär- und Sekundärrissbildung inkl. der Stahlspannungsverteilung in der Bewehrung (Quelle: Institut für Betonbau, TU Graz)

Hinsichtlich der Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreite bei aufgezungenen Verformungen sind diese Sekundärrisse insofern hilfreich, als dass sie bei einer deutlich geringeren Kraft als der Risschnittgröße des Querschnitts entstehen, sich aber in der Randzone wirksam an der Verteilung der aufzunehmenden Verformung eines Primärrisses beteiligen. Die Entwicklung der Zwangskraft und die zugehörige Summe der Rissbreite für den Fall von massigen Bauteilen mit Sekundärrissbildung ist schematisch in Abbildung 1.7 dargestellt.

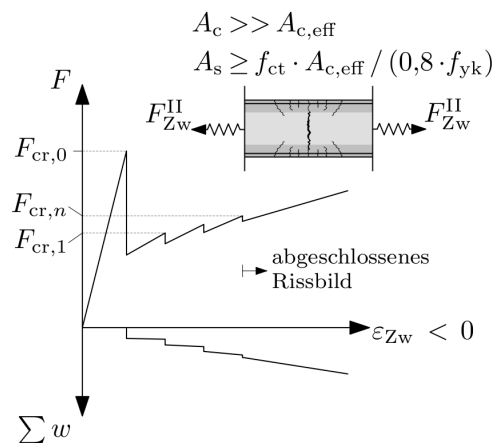


Abbildung 1.7: Zwangskraft und Rissbildung in massigen Bauteilen mit randnaher Bewehrung (Quelle: Institut für Betonbau, TU Graz)

In der Regel tritt gleichzeitig mit dem Primärriss ein Paar von Sekundärrissen auf. Dies ist dadurch zu erklären, dass der Primärrissabstand  $l_{cr}$  deutlich größer als die Einleitungslänge  $l_{es}$  und die Risskraft der effektiven Zugzone deutlich geringer als die zum Primärriss gehörige Risskraft des Gesamtquerschnitts des Betons ist. Mit anderen Worten heißt das, die im Primärriss verbleibende Stahlkraft nach Primärrissbildung (Risschnittgröße des Gesamtquerschnitts ( $\sim f_{ct,eff} \cdot A_c$ ) abzüglich des Zwangskraftabbaus infolge der Rissöffnung des Primärrisses) ist größer als die Risskraft der effektiven Zugzone ( $\sim f_{ct,eff} \cdot A_{c,eff}$ ), sodass die eingeleitete Verbundkraft hinter dem Primärriss sofort zu einem Sekundärriss führen muss. Nach Auftreten des Primärrisses ist der Zwangskraftabbau aufgrund der Steifigkeitsänderung des Stahlbetonquerschnitts sehr deutlich sichtbar. Mit zunehmender Verformung baut sich die Zwangskraft bis zum erneuten Entstehen eines weiteren Sekundärrisspaares wieder auf. Im Gegensatz zur Rissbildung bei Primärrissen erfolgt kein nennenswerter Abbau der Zwangskraft bei der Sekundärrissbildung. Weitere Details zu dieser Thematik können Turner (2017) entnommen werden.



### 1.3 Unterschied zum EC 2

Das Bemessungskonzept des EC 2 (DIN EN 1992-1-1:2011-01) für die Mindestbewehrung basiert auf der Annahme, dass die auftretende Zwangskraft die Risschnittgröße nicht übersteigen kann. Unter dieser Annahme wird die Mindestbewehrung für die Aufnahme der Risschnittgröße mit einer gemäß der zulässigen Rissbreite begrenzten Stahlspannung ausgelegt. Hierbei handelt es sich um eine Querschnittsbetrachtung am theoretisch unendlich langen Bauteil, bei dem das Auftreten eines Primärrisses keinen nennenswerten Abbau der Zwangskraft verursacht. Die Aufgabe der Mindestbewehrung ist es, eine sukzessive Rissbildung zu ermöglichen, um die aufzunehmende Verformung auf mehrere Risse zu verteilen und somit die Rissbreite zu begrenzen. Da die Zugfestigkeit in einem Bauteil stark streut und die Rissbildung an den Stellen mit geringer Zugfestigkeit auftritt, ist es ausreichend, die Risskraft mit der mittleren Zugfestigkeit zu ermitteln.

Diese Annahme in DIN EN 1992-1-1:2011-01 liegt vor allem für massige Bauteile zu sehr auf der sicheren Seite. In der Realität ist zum einen der Primärrissabstand durch die geometrischen Randbedingungen begrenzt und somit geht die Bildung des Primärrisses mit einem deutlichen Abbau der Zwangskraft einher. Zum anderen ist zur Bildung von Sekundärrissen nur ein Bruchteil der Risskraft des gesamten Querschnitts erforderlich. Insgesamt ist die von der Bewehrung aufzunehmende Zwangskraft dadurch kleiner als die Risskraft des gesamten Querschnitts. Letzteres wird in DIN EN 1992-1-1/NA:2013-04 durch eine Begrenzung der Bemessungskraft zur Rissbreitenbegrenzung auf die Risskraft einer dickenabhängigen effektiven Zugzone adressiert, s. Gl. (1.7). In der Modellvorstellung eines unendlich langen Bauteils ohne Zwangskraftabbau infolge Primärrissbildung ist in Gl. (1.7) allerdings zusätzlich gefordert, die sukzessive Einzelrissbildung durch Aufnahme der Risskraft unter Ausschluss von Bewehrungsfließen sicherzustellen.

$$A_{s,min} = \max \left\{ \begin{matrix} A_{c,eff} \cdot f_{ct,eff} / \sigma_s(w_k) \\ A_{ct} \cdot k \cdot f_{ct,eff} / f_{yk} \end{matrix} \right\} \quad (1.7)$$

$$\text{mit: } A_{c,eff} = b \cdot \min \left\{ \begin{matrix} \max \left\{ 2,0 + 0,1 \cdot h/d_1 \right\} \cdot d_1 \\ 5,0 \cdot d_1 \\ h/2 \end{matrix} \right\} \quad (1.8)$$

$A_{s,min}$	erforderliche Mindestbewehrung
$A_{c,eff}$	effektive Zugzone, im Allgemeinen Wirkungsbereich der Bewehrung nach der Rissbildung
$f_{ct,eff}$	mittlere Betonzugfestigkeit zum Risszeitpunkt
$\sigma_s(w_k)$	Stahlspannung in der Bewehrung in Abhängigkeit des Rissbreitenkriteriums
$A_{ct}$	Fläche der Zugzone des Betons im Zustand I (vor Rissbildung)
$k$	Faktor zur Berücksichtigung nichtlinear verteilter Betonzugspannungen (Eigenspannungen)
$f_{yk}$	charakteristische Streckgrenze des Bewehrungsstahls
$b$	Querschnittsbreite
$h$	Querschnittshöhe
$d_1$	Abstand des Bewehrungsschwerpunkts vom Bauteilrand

Grundsätzlich entspricht die empirische Obergrenze der Bemessungskraft zur Rissbreitenbegrenzung von  $F_{cr,eff} = A_{c,eff} \cdot f_{ct,eff}$  der Beobachtung in der Praxis, dass die erforderliche Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreite nicht linear mit der Bauteildicke ansteigt. Somit würdigt die ingenieurmäßige Vorgehensweise auf Basis der Zugfestigkeit nicht das Wesen der Zwangsbeanspruchung (Verformungskompatibilität). Hinzu kommt, dass diese Zugfestigkeit für eine wirtschaftliche Bemessung oftmals mit der Begründung eines frühen Risszeitpunkts auf ein angenommenes  $f_{ct,eff}$  reduziert wird. Die Übertragung der Berechnungsannahme eines frühen Risszeitpunkts auf die Bauausführung kann aber zu fatalen Folgen für

die Gebrauchstauglichkeit führen, da eine frühe Rissbildung auch auf unfertige Verbundeigenschaften trifft und damit zu überproportional großen Rissbreiten führt.

Des Weiteren wurde bspw. in Bödefeld et al. (2012) gezeigt, dass die zweite Bedingung in Gl. (1.7) (Ausschließen von Bewehrungsfließen in der sukzessiven Einzelrissbildung) die Mindestbewehrung ab einer Bauteildicke von ca. 4,0 m wieder linear ansteigen lässt und somit der Beobachtung in der Praxis widerspricht. In DIN EN 1992-1-1:2011-01 gibt es zudem keine Empfehlung für die Überlagerung von frühem Zwang (Hydratation) und spätem Zwang (z. B. aufgrund von saisonalen Temperaturänderungen oder Setzungen).

Mit Blick auf die aufgezählten Kritikpunkte und der gleichzeitig großen Bedeutung der Mindestbewehrung zur Aufnahme der Zwangsbeanspruchung für fugenlose massige Wasserbauwerke ist eine Bemessung nach DIN EN 1992-1-1:2011-01 für Wasserbauwerke nicht zu empfehlen. Für Wasserbauwerke sind weitere Betrachtungen notwendig, die oben genannten Punkte bei der Bemessung der Mindestbewehrung berücksichtigen. Diese Betrachtungen werden bei der Bemessung nach MRZ adressiert.

## 2 Konstruktionsempfehlungen

### 2.1 Allgemeine Empfehlungen

Der verformungskompatible Bemessungsansatz ermöglicht im Allgemeinen eine einlagige rissverteilende Bewehrung. Diese ist in jedem Fall anzustreben, da bei zweilagiger Bewehrungsführung die Fläche der effektiven Zugzone  $A_{c,eff}$  signifikant zunimmt, wodurch auch die Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreite nennenswert ansteigt. Zum Erreichen dieses Zieles erlaubt der verformungskompatible Ansatz die Berücksichtigung von betontechnologischen und konstruktiven Maßnahmen. Unabhängig vom Bauteiltyp ist dies für die hier betrachteten Massenbetone eine Reduzierung der Hydratationswärme. Darüber hinaus spielt der Unterschied zwischen Frischbeton- und Umgebungstemperatur eine nennenswerte Rolle. In Ausnahmefällen bietet sich zur Geringhaltung dieses Unterschieds eine Frischbetonkühlung an. Diese ist allerdings nur sinnvoll im Hinblick auf den Temperaturunterschied zwischen maximaler Bauteiltemperatur und Ausgleichtemperatur dimensionierbar. Vorsicht ist bei massigen Bauteilen im Zusammenhang mit Warmbeton im Winter geboten. In extremen Fällen kann hierdurch der Temperaturunterschied zwischen maximaler Bauteiltemperatur und Ausgleichtemperatur stark vergrößert werden und damit steigt die Rissintensität an. In Ergänzung dazu kann man sich bei Wänden zudem die zweite Haupteinflussgröße auf das Bemessungsergebnis mit dem verformungskompatiblen Ansatz, den geometrisch vorgegebenen Primärrissabstand, zunutze machen. Bei Wandabschnitten ist dieser von der Betonierabschnittshöhe abhängig und somit kann mit einer sinnvollen Wahl der Betonierabschnittshöhe eine einlagige Bewehrungsführung im Allgemeinen ermöglicht werden. Im Gegensatz dazu hängt der Primärrissabstand einer Bodenplatte von deren Querschnittshöhe ab, die schwer zu beeinflussen ist.

### 2.2 Betonage gegen Baugrubenverbaue

Die Auswertungen in Schlicke et al. (2023) zeigen, dass Bohrpfähle und Schlitzwände die Zwangsbeanspruchung in der Wand beeinflussen können. Bis zu 30 % der Zwangsbeanspruchung der Wand können aus der Interaktion mit einem Verbaubauwerk resultieren. Die Hauptbehinderungssituation entsteht jedoch noch immer infolge der darunterliegenden Bodenplatte. Die Erhöhung der Zwangsbeanspruchung in der Wand geht mit einer Reduzierung des Primärrissabstands im Bauwerk einher. Der Aufbau der Zwangsbeanspruchung und die Reduzierung des Primärrissabstandes sind beides Einflüsse, die als sich gegenseitig aufhebend betrachtet werden können. Insgesamt kann bei Betonage gegen ein Verbaubauwerk die Bestimmung der Zwangsbeanspruchung nach MRZ durchgeführt werden ohne Berücksichtigung einer etwaig vorhandenen zusätzlichen Behinderung.

Bei der direkten Betonage der Wände gegen Verbaubauwerke können sich sehr große Abweichungen der Betondeckung bei der erdseitigen Bewehrungslage ergeben. Aus diesem Grund ist klassische Sekundärrissbildung nach MRZ sehr unwahrscheinlich. Infolge der lokalen Interaktion zwischen der Wand und einer Bohrpfahlwand ist es jedoch wahrscheinlich, dass sich hieraus Sekundärrisse einstellen. Die Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreite für Wände bei Betonage gegen Bohrpfahlwände darf mit dem Verlegetmaß der Betondeckung der Luftseite ermittelt werden und auch für die Erdseite übernommen werden. Bei Schlitz- und Spundwänden kann nicht davon ausgegangen werden, dass sich infolge der lokalen Interaktion mit der Wand eine ausreichende Anzahl an Sekundärrissen einstellt. In diesem Fall bestehen folgende drei Möglichkeiten:

- 1) Herstellung eines Toleranzausgleichs vor Betonage der Wand, um keine übermäßigen Betondeckungen vorzufinden. Diese Maßnahme ermöglicht in weiterer Folge Sekundärrissbildung,

wodurch die Ermittlung der Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreite nach MRZ erfolgen kann.

- 2) Auslegung der Horizontalbewehrung in Solllage als Querbewehrung für die Vertikalbewehrung und zusätzlicher Einbau der Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreite nach MRZ im Toleranzbereich.
- 3) In Bereichen mit sehr großer Betondeckung an der Luftseite ( $> 80 \text{ mm}$ ) wird die Ermittlung der Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreite für den Ausschluss von Bewehrungsfließen bei Aufnahme der Risskraft des Wirkungsbereichs der Bewehrung vorgenommen, wobei  $h_{c,eff}$  unter Berücksichtigung der übermäßigen Betondeckung zu berechnen ist ( $h_{c,eff} = \min\{2,5 \cdot d_1; h/2\}$ ).

## 2.3 Aussparungen in massiven Wasserbauwerken

Vertikale Aussparungen in Wänden dienen in Schleusenanlagen für die Platzierung von Ausrüstungsteilen, Schwimmpollern und Notverschlussschächten. Im Wasserbau weisen diese Aussparungen üblicherweise Abmessungen von 15 cm bis 190 cm in der Tiefe ( $t_{Aus}$ ) und 20 cm bis 1300 cm in der Breite ( $l_{Aus}$ ) auf und beeinflussen aufgrund ihrer Abmessungen die Rissbildung infolge Zwangs.

Die Lage der auftretenden Primärrisse wird in der verformungsbasierten Bemessung auf Basis von geometrischen Überlegungen bestimmt. Es ist davon auszugehen, dass der Querschnittssprung der Aussparung den Ausgang für die Primärrissbildung darstellt. Wenn sich ein Primärriss genau im Übergangsbereich eines Querschnittsprungs bildet, kann nur auf einer Seite von Sekundärrissbildung ausgegangen werden. Hintergrund hierfür ist, dass die Bildung von Sekundärrissen mit der randnahen Bewehrungsanordnung und somit entstehenden Spannungskonzentrationen im Randbereich zusammenhängt (siehe Kapitel 1.1). Aus diesem Grund ist es notwendig, im Übergangsbereich von Querschnittssprüngen eine modifizierte erforderliche Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreite  $A_{s,min,mod}$  mit der modifizierten Anzahl an Sekundärrisspaaren  $n_{mod} = 2 \cdot n$  zu bestimmen. Diese ist unabhängig von der Länge der Aussparung und der zu erwartenden Rissbildung, Abbildung 2.1. Weiterhin muss darauf geachtet werden, dass die verbleibende Querschnittsbreite der Wand  $\geq 0,8 \text{ m}$  ist, damit die Konzentration von Trennrissen in Bereichen von Aussparungen reduziert wird. Außerdem ist eine ausreichende Verankerungslänge  $l_{bd}$  für die Bewehrung vorzusehen. Diese darf für den Gebrauchszustand vereinfacht mit Gl. (2.1) ermittelt werden. Dieser Gleichung liegt eine Stahlspannung von  $\sigma_s = 360 \text{ N/mm}^2$  und eine mittlere Verbundspannung von  $\tau_{sm} = 1,8 \cdot f_{ctm}$  zugrunde.

$$l_{bd} = \frac{100 \cdot d_s}{f_{ctm}} \quad (2.1)$$

$l_{bd}$	Verankerungslänge für den Gebrauchszustand in mm
$d_s$	Durchmesser der Bewehrung in mm
$f_{ctm}$	mittlere zentrische Betonzugfestigkeit in $\text{N/mm}^2$

An der Seite ohne Aussparung ist die Bewehrung der Wand durchzuführen. Abbildung 2.1 zeigt schematisch die zu erwartende Rissbildung im Bereich von Aussparungen. Grundsätzlich kann hierbei zwischen kurzen Aussparungen ( $l_{Aus} < l_{cr}$ ) und langen Aussparungen ( $l_{Aus} \geq l_{cr}$ ) unterschieden werden. Im Falle einer kurzen Aussparung kann nicht davon ausgegangen werden, dass sich im Aussparungsbereich in jedem Querschnittssprung ein Primärriss ausbildet und die Verformungseinwirkung in diesem Bereich auf zwei Rissysteme aufgeteilt wird. Hintergrund ist, dass die Zwangskraft in dem jeweiligen Betonierabschnitt der Wand aus den darunterliegenden behindernden Bauteilen resultiert und es eine gewisse Länge zum Aufbau der Zwangskraft ( $l_{cr}$ ) benötigt. Im Gegensatz dazu ist der Aussparungsbereich bei langen Aussparungen ausreichend lang, um die Zwangskraft erneut aufzubauen, wodurch die Bildung mehrerer Primärrisse

möglich ist. Die Bewehrungsanordnung ist für beide Fälle identisch. Sinngemäß kann dieser Ansatz auch auf Bodenplatten übertragen werden.

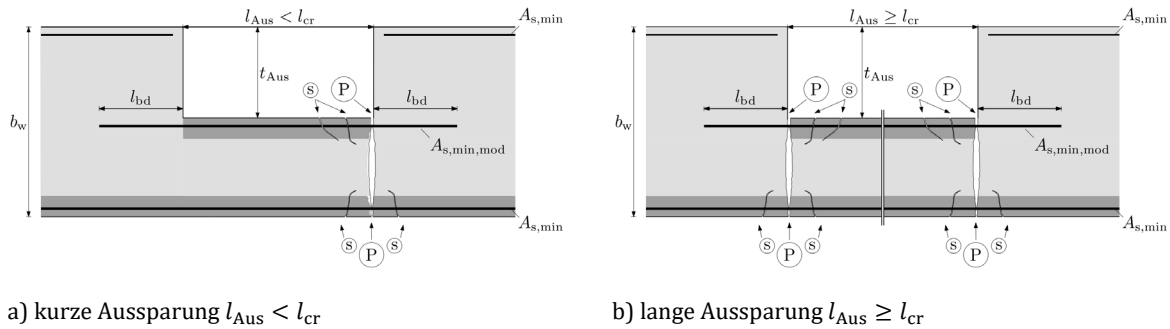


Abbildung 2.1: Schematische Darstellung möglicher Arten von Aussparungen in Wänden; Draufsichten

## 2.4 Vertikale Arbeitsfugen in Bodenplatten

Bodenplatten unterliegen aufgrund der erhärtungsbedingten Zwangsbeanspruchung vornehmlich Biegezwang, wie in Kapitel 3.3.1 genauer ausgeführt und in Abbildung 2.2 a) dargestellt. Bei vertikalen Arbeitsfugen in Bodenplatten tritt eine zusätzliche zentrische Zwangsspannung im Nahbereich zu vorangegangenen Betonierabschnitten auf, welche sich am Ende der Erhärtungsphase einstellt (Abbildung 2.2 b)).

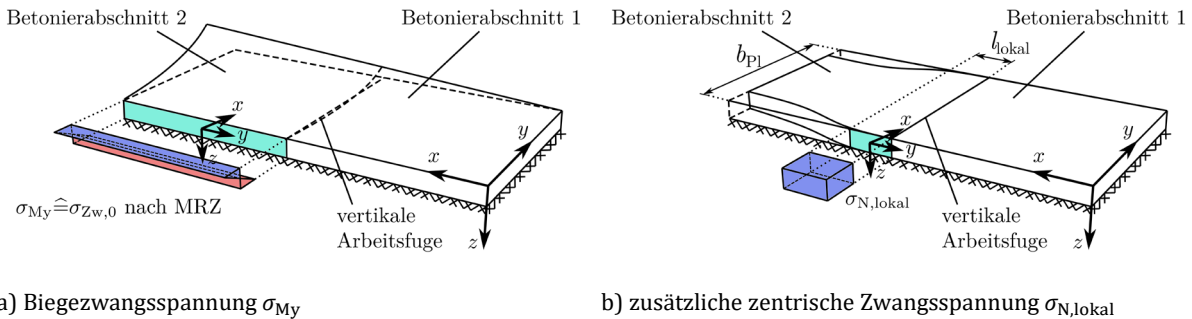


Abbildung 2.2: Verformungsbestreben einer Bodenplatte inkl. daraus resultierende Zwangsspannung (Schlicke et al. 2023)

Die Untersuchungen in Schlicke et al. (2023) zeigten, dass die aus dem Biegezwang resultierende Bewehrung an der Oberseite ausreichend für diese zusätzliche zentrische Zwangsspannung ist. Im Gegensatz dazu ist an der Unterseite der Bodenplatte eine zusätzliche Bewehrung notwendig. Diese kann über die Quantifizierung der zentrischen Dehnungseinwirkung, Bestimmung der aufzunehmenden Verformung und Berechnung der erforderlichen Sekundärrispaare zur Aufnahme der Verformungseinwirkung bestimmt werden. Unter Zugrundelegung eines Zugbandes beim Erreichen der Ausgleichstemperatur kann die zusätzliche Bewehrung ingenieurmäßig ermittelt werden. In diesem Fall ist im Lokalbereich der Bodenplatte parallel zur Arbeitsfuge die Bewehrung an der Unterseite auf die Bewehrungsmenge an der Oberseite zu erhöhen. Die Länge des Lokalbereichs  $l_{lokal}$  ermittelt sich ingenieurmäßig aus der Querschnittshöhe der Bodenplatte  $h_{Pl}$  mit  $l_{lokal} = 2 \cdot h_{Pl}$ . Zusätzlich ergibt sich die Obergrenze des Lokalbereichs aus dem Scheibenspannungszustand der Bodenplatte mit  $l_{lokal} = 0,2 \cdot b_{Pl}$ . Im direkten Anschlussbereich an den vorangegangenen Bauabschnitt können sich aufgrund der schubfesten Verbindung mit dem vorangegangenen

Betonierabschnitt keine Risse öffnen. Aus diesem Grund ist die Erhöhung der Bewehrung erst ab einer Entfernung  $\geq 0,75$  m von der vertikalen Arbeitsfuge notwendig.

$$l_{\text{lokal}} = \min \{2 \cdot h_{\text{Pl}}; 0,2 \cdot b_{\text{Pl}}\} \quad (2.2)$$

$l_{\text{lokal}}$	Länge des Lokalbereichs bei vertikalen Arbeitsfugen
$h_{\text{Pl}}$	Querschnittshöhe der Bodenplatte
$b_{\text{Pl}}$	Querschnittsbreite der Bodenplatte parallel zur Arbeitsfuge

## 2.5 Oberflächenbewehrung in Bereichen ohne Mindestbewehrung

Sollte eine Bemessung zeigen, dass bei Beachtung des Rissbreitenkriteriums keine Mindestbewehrung zur Einhaltung der Verformungskompatibilität erforderlich ist, so ist eine Oberflächenbewehrung anzuordnen. Bereiche, welche nach Herstellung des Bauwerks freie Stirnflächen aufweisen, erfordern ebenfalls die Anordnung einer Oberflächenbewehrung. Die erforderliche Oberflächenbewehrung ist als konstruktive Mindestbewehrung gemäß DIN 19702:2013-02 zu ermitteln:

$$a_{\text{s,erf}} = \rho \cdot A_c \leq a_{\text{s,max}} \text{ cm}^2/\text{m} \quad (2.3)$$

$a_{\text{s,erf}}$	erforderliche Mindestbewehrung pro m
$A_c$	Querschnittsfläche des Betons pro m
$\rho$	Rechenwert Bewehrungsgrad bei Bauteilen mit Anforderung an die Wasserundurchlässigkeit $\rho = 0,1 \%$ bei Bauteilen ohne Anforderung an die Wasserundurchlässigkeit $\rho = 0,06 \%$
$a_{\text{s,max}}$	Höchstwert der konstruktiven Mindestbewehrung nach DIN 19702:2013-02 bei Anforderung an die Wasserundurchlässigkeit $a_{\text{s,max}} = 25 \text{ cm}^2/\text{m}$ ohne Anforderung an die Wasserundurchlässigkeit $a_{\text{s,max}} = 15 \text{ cm}^2/\text{m}$

Die zugrundeliegende Eingangsgröße ist die Querschnittsfläche des Betons  $A_c$ . Zur Ermittlung der Bewehrung an Stirnflächen soll in diesem Fall die Betonquerschnittsfläche des betrachteten Bauteils zugrunde gelegt werden. Die ermittelte Bewehrungsmenge nach Gl. (2.3) ist je Seite und Verlegerichtung anzuordnen. Die Begrenzungsflächen von scheiben- und plattenartigen Bauteilen müssen eine kreuzweise Bewehrung erhalten.

## 2.6 Einflussgrößen auf die Mindestbewehrung

Umfassende Untersuchungen und Sensitivitätsanalysen in Tue et al. (2022) und Schlicke et al. (2023) verdeutlichten die Einflussgrößen auf die Mindestbewehrung. Die Hydratationswärme eines Betons ist eine wesentliche Eingangsgröße für die Festlegung der Mindestbewehrung (ohne Hydratationswärme gäbe es theoretisch keine erhärtungsbedingte Rissbildung), jedoch wird die letztendlich erforderliche Bewehrungsmenge auch sehr stark von anderen Parametern mitbestimmt.

Wesentliche Einflussgrößen sind neben der Frischbetontemperatur und Hydratationswärme des Betons der geometrisch vorgegebene Abstand der Primärrisse (bei Bodenplatten vorgegeben durch die Querschnittshöhe der Bodenplatte; bei Wänden vorgegeben durch die Betonierabschnittshöhe) und die Bewehrungskonfiguration (insbesondere Randabstand der Bewehrung, Anzahl der Lagen und Durchmesser der Bewehrung). Hinzu kommen konstruktive Anforderungen in Form von baupraktisch zu wählendem Durchmesser der Bewehrung und Stababständen sowie unkontrollierbare Einflüsse aus der Umgebungstemperatur. Letztendlich führt dies dazu, dass sich betontechnologische Maßnahmen zur Reduzierung der

Hydratationswärme und der Frischbetontemperatur bei verformungsbasierter Betrachtung zum Teil nur sehr gedämpft auf die letztendlich gewählte Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreite auswirken. Dieser Zusammenhang steht in einem gewissen Widerspruch zu der in der Praxis weit verbreiteten Ansicht, dass die erforderliche Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreite fast eins zu eins mit der Hydratationswärme des Betons korreliert. Somit ist eine gezielte Reduzierung der Hydratationswärme nur notwendig, wenn die geforderten Grenzwerte für die maximale Bauteiltemperatur nicht eingehalten werden können. Hintergrund ist, dass die maximale Anzahl an erforderlichen Sekundärrisspaaren infolge Betonerhärtung einen Maximalwert von 2,5 nicht übersteigen sollte, da sich infolge der komplexen Zusammenhänge im Rissbildungsprozess mit Sekundärrissen die Anzahl an Sekundärrissen nicht beliebig steigern lässt. Durch die Begrenzung der adiabatischen Temperaturerhöhung des Betons gemäß ZTV-W LB 215 wird die Einhaltung der maximalen Anzahl an erforderlichen Sekundärrisspaaren bei üblichen Querschnittsgeometrien in der verformungskompatiblen Bemessung sichergestellt. Für die Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreite ist vor allem der Temperaturunterschied zwischen maximaler Bauteiltemperatur und Ausgleichstemperatur maßgebend. Weiterhin zeigt die Sensitivitätsanalyse in Schlicke et al. (2023), dass Betone mit mittleren bis schnellen Festigkeitseinwicklungen sich gegenüber Betonen mit langsamer Festigkeitsentwicklung nicht nachteilig auf die Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreite auswirken. Dieser Zusammenhang steht ebenfalls in einem gewissen Widerspruch zu der in der Praxis weit verbreiteten Ansicht. Hintergrund ist vor allem das zeitliche Zusammenspiel der Hydratationswärme- und Festigkeitsentwicklung. Im Allgemeinen weisen Betone mit langsamerer Festigkeitsentwicklung auch eine langsamere Wärmefreisetzung auf. Dadurch resultieren bei langsamer Festigkeitsentwicklung in der anfänglichen Erwärmungsphase geringere Druckspannungen. Umgekehrt werden bei mittleren bis schnellen Festigkeitseinwicklungen vergleichsweise mehr Druckspannungen aufgebaut. Diese höheren Druckspannungen besitzen auf die sich letztendlich ergebenden Zwangsbeanspruchungen bei Temperatenausgleich einen positiven Einfluss.

## 2.7 Nachbehandlung und Oberflächenrisse

Die Betonqualität der Randzone ist ausschlaggebend für die Dauerhaftigkeit von Stahlbetonbauteilen (siehe ZTV-W LB 215, DIN EN 13670 und DAfStb-Richtlinie „Massige Bauteile aus Beton“). Aus diesem Grund ist bei massigen Bauteilen eine frühzeitig begonnene und ausreichend lange Nachbehandlung unbedingt erforderlich, da hierdurch die Mikrostruktur der Randzone verbessert und die Bildung von Oberflächenrisen infolge der Eigenspannung reduziert werden kann.

Umfassende Sensitivitätsanalysen in Tue et al. (2022) und Schlicke et al. (2023) verdeutlichen die Einflussgrößen auf die Randzugspannungen infolge Eigenspannungen. Diese hängen vor allem von der Temperaturgradienten zwischen Bauteilrand und -kern ab. Die Gradienten wird wiederum vor allem von der Bauteildicke, der thermischen Nachbehandlung, der Tagestemperaturschwankung, der Hydratationswärme und dem Unterschied zwischen Frischbeton- und Umgebungstemperatur beeinflusst. Die Begrenzung der Gradienten ist ein geeignetes Werkzeug, um die Randzugspannungen infolge Eigenspannungen zu reduzieren. Eine sinnvolle Begrenzung bedarf allerdings einer bauteiltypenabhängigen Definition. Hintergrund ist das gleichzeitige Vorhandensein von Zwangsspannungen infolge Zwangsschnittgrößen, die je nach Bauteiltyp unterschiedlich ausfallen. Im Detail ist es so, dass die erhärtungsbedingte Rissbildung bei Bodenplatten sehr stark von oberseitigem Biegezwang in den ersten Tagen nach Betonherstellung geprägt ist, welcher wiederum ungünstig mit frühen Randzugspannungen infolge Eigenspannungen (Eigenspannungszustand I zum Zeitpunkt der maximalen Bauteiltemperatur) überlagert werden kann. Insgesamt ergeben sich hieraus für Bodenplattenoberseiten frühe Risszeitpunkte. Im Falle von Wänden ist es umgekehrt und die makrorissbildenden Zwangsschnittgrößen bilden sich erst mit dem Temperatenausgleich in voller Höhe aus, wobei die Eigenspannungen zu diesem Zeitpunkt bereits einen Vorzeichenwechsel vorgenommen haben und der Eigenspannungszustand II (Eigenspannungszustand zum Zeitpunkt des



Temperaturausgleichs) vorliegt. Abbildung 2.3 veranschaulicht diesen Zusammenhang schematisch, nähere Informationen dazu finden sich in Tue et al. (2007), Schlicke (2016) oder Schlicke et al. .

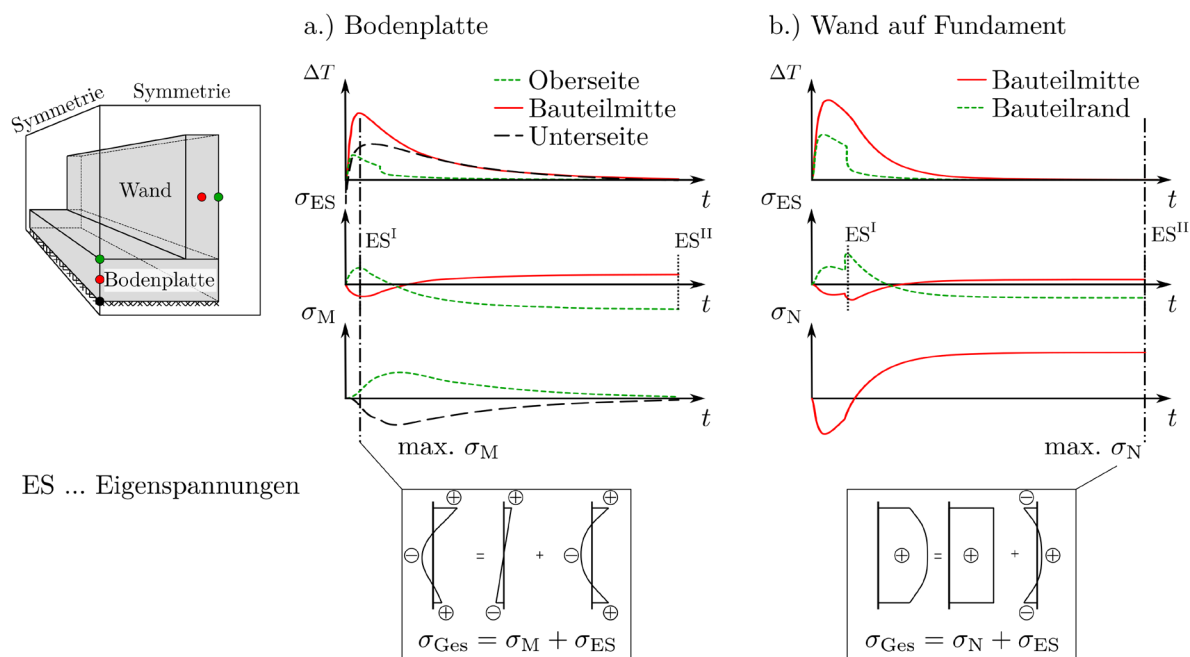


Abbildung 2.3: Überlagerung von Zwangsspannungen infolge Zwangsschnittgrößen ( $\sigma_M$  und  $\sigma_N$ ) und Eigenspannungen ( $\sigma_{ES}$ )

Das gezeigte Zusammenspiel von Zwangsspannungen infolge Zwangsschnittgrößen ( $\sigma_M$  und  $\sigma_N$ ) und Eigenspannungen ( $\sigma_{ES}$ ) ist allerdings vor allem bei Bauweisen mit dem Ziel der Rissvermeidung, bspw. ÖBV-RiLi Weiße Wanne (2018), näher zu betrachten. In Hinblick auf die Mindestbewehrung zur Rissbreitenbeschränkung infolge Zwangs spielen Eigenspannungen jedoch nur eine untergeordnete Rolle, da die hierfür ursächlichen nichtlinear im Querschnitt verteilten Verformungseinwirkungen im Makroriss abgebaut werden, s. Schlicke (2016). Allerdings ist es für die Wirksamkeit der Mindestbewehrung zielführend, weitere Maßnahmen zur Vermeidung einer sehr frühen Oberflächenrissbildung zu ergreifen. Hintergrund hierfür ist, dass die Verbundeigenschaften zwischen Beton und Bewehrung zu einem frühen Risszeitpunkt noch nicht gut ausgeprägt sind, wodurch die oberflächennah angeordnete Mindestbewehrung nicht vollständig aktiviert werden kann. Mit einer ausreichenden Nachbehandlung kann dieser frühen Oberflächenrissbildung entgegen gewirkt werden. Grundsätzliche Regelungen zur Nachbehandlung enthalten die ZTV-W LB 215.

Die Nachbehandlung verfolgt im Allgemeinen folgende Ziele:

- Sicherstellung einer ausreichenden Festigkeitsentwicklung in der Betonrandzone,
- Sicherstellung der geforderten Dauerhaftigkeit der Betonrandzone (Dichtigkeit),
- Verringerung des Risspotentials aus Fröhschwinden und infolge von Temperaturgradienten innerhalb des Querschnitts,
- Schutz des jungen Betons vor schädlichen Einwirkungen (Frost, mechanische Beanspruchungen, ...).

Zur Umsetzung einer angemessenen Nachbehandlung sind die Anforderungen der ZTV-W LB 215 einzuhalten. Weitere Hinweise und Empfehlungen sind der DAfStb-Richtlinie „Massige Bauteile aus Beton“ sowie dem DBV-Merkblatt „Nachbehandlung“ zu entnehmen.



Die Kombination aus Nachbehandlungsmaßnahmen gemäß ZTV-W LB 215, DIN EN 13670 und DAfStb-Richtlinie „Massige Bauteile aus Beton“, den Grenzen für  $\Delta T_{\text{adiab},7\text{d}}$  und der max. Frischbetontemperatur gemäß ZTV-W LB 215 und die Ermittlung der Mindestbewehrung gemäß diesem Merkblatt kann als ausreichende Maßnahme zur Begrenzung der Rissbreite infolge Zwangs angesehen werden. Sollen Betone mit höherem  $\Delta T_{\text{adiab},7\text{d}}$  eingesetzt werden, so kann die Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreite auch mit dem vorgestellten Bemessungsansatz ermittelt werden. Allerdings müssen dann zusätzliche Aspekte betrachtet werden. Diese sind:

- Begrenzung der Anzahl von Sekundärrisspaaren infolge Betonerhärtung auf 2,5 sowie
- Begrenzung von Oberflächenrissbildung infolge Temperaturunterschiede innerhalb des Querschnitts.

Letzteres kann nur durch eine gesamtheitliche Planung der Nachbehandlungsmaßnahmen unter Berücksichtigung der Bauteildicke, des Bauteiltyps und der objektspezifischen Randbedingungen sowie der in der Betoneignungsprüfung ermittelten Betoneigenschaften erreicht werden. Hierfür sind im Allgemeinen thermomechanische Simulationen erforderlich, wie bspw. in Schlicke et al. , Azenha et al. (2021) und Fairbairn und Azenha (2019) ausgeführt.

## 2.8 Bauteilgeometrie, Betonierabschnitte und Betonierfolge

Auf die Realisierung einer gleichmäßigen Bauteilgeometrie sollte geachtet werden. Dabei sind große Querschnittssprünge im Betonierabschnitt zu vermeiden. Bei großen Querschnittssprüngen zwischen Betonierabschnitten ist es vorteilhaft, den dünneren Abschnitt nach dem dickeren Abschnitt herzustellen. Die Mindestbewehrung im Anschlussbereich des dünneren Querschnitts ist hierbei wie ein Querschnittssprung nach Kapitel 2.3 zu behandeln. In jedem Fall ist eine ausreichende Bewehrungsverankerung im neuen Betonierabschnitt sicherzustellen, da die zur Arbeitsfuge gehörende Rissbildung vornehmlich im neuen Betonierabschnitt stattfindet.

Zusätzlich sollte ein Optimum zwischen Betonierabschnittshöhe und Anzahl der Arbeitsfugen mit der Prämisse einer einlagigen Bewehrung angestrebt werden. Mit Blick auf die Mindestbewehrung infolge Zwangs sind für die Anordnung von vertikalen Arbeitsfugen keine Regelungen notwendig.

## 2.9 Herstellungszeitraum

Die klimatischen Randbedingungen des Winters sind für die Herstellung massiger Betonbauteile generell günstiger zu bewerten, als die des Sommers. Die Betonerhärtung läuft im Winter normalerweise auf einem niedrigeren Temperaturniveau ab, sodass von verlangsamten Hydratationsgeschwindigkeiten und damit von längeren Erwärmungsphasen auszugehen ist, die aufgrund der Zeitabhängigkeit des Wärmeabflusses wiederum einen absolut gesehen größeren Wärmeabfluss über die Zeit erlauben. Insgesamt ist die Temperaturzunahme im Bauteil damit geringer, wobei sich dieser Einfluss mit zunehmender Bauteildicke relativiert, da ab einer Bauteildicke von rund 4 m von adiabatischen Verhältnissen ausgegangen werden kann. Vorsicht ist allerdings bei Warmbeton im Winter geboten. Auch wenn die Frischbetontemperaturen und maximalen Bauteiltemperaturen im Vergleich zu Sommerbetonagen moderat erscheinen, so sind diese stets im Hinblick auf den Unterschied zur Umgebungstemperatur zu bewerten. Wie in Abbildung 2.4 mit der Berechnung einer 2,5 m dicken Wand verdeutlicht wird, kann die zugspannungserzeugende Abkühlung des Bauteils im Winterfall mit Maßnahmen für eine Mindestfrischbetontemperatur (hier  $T_{\text{FB,Winter}} = 15^\circ\text{C}$  bei mittlerer Umgebungstemperatur von  $5^\circ\text{C}$ ) gegenüber dem Sommerfall mit Maßnahmen zur Begrenzung der Frischbetontemperatur (hier  $T_{\text{FB,Sommer}} = 25^\circ\text{C}$  bei mittlerer Umgebungstemperatur von  $20^\circ\text{C}$ ) sogar

ansteigen. Die aufzunehmenden Verformungen infolge Betonerrhärtung liegen dann im vorliegenden Beispiel sogar in gleichen Größenordnungen, obwohl die maximalen Bauteiltemperaturen um knapp 14 °C auseinander liegen. Weitere Informationen zum Zusammenspiel von Frischbetontemperatur sowie tages- und jahreszeitlichen Umgebungstemperaturen auf die erhärtungsbedingte Temperatur- und Spannungsge- schichte sind in Schlicke und Krenn (2024) zu finden.

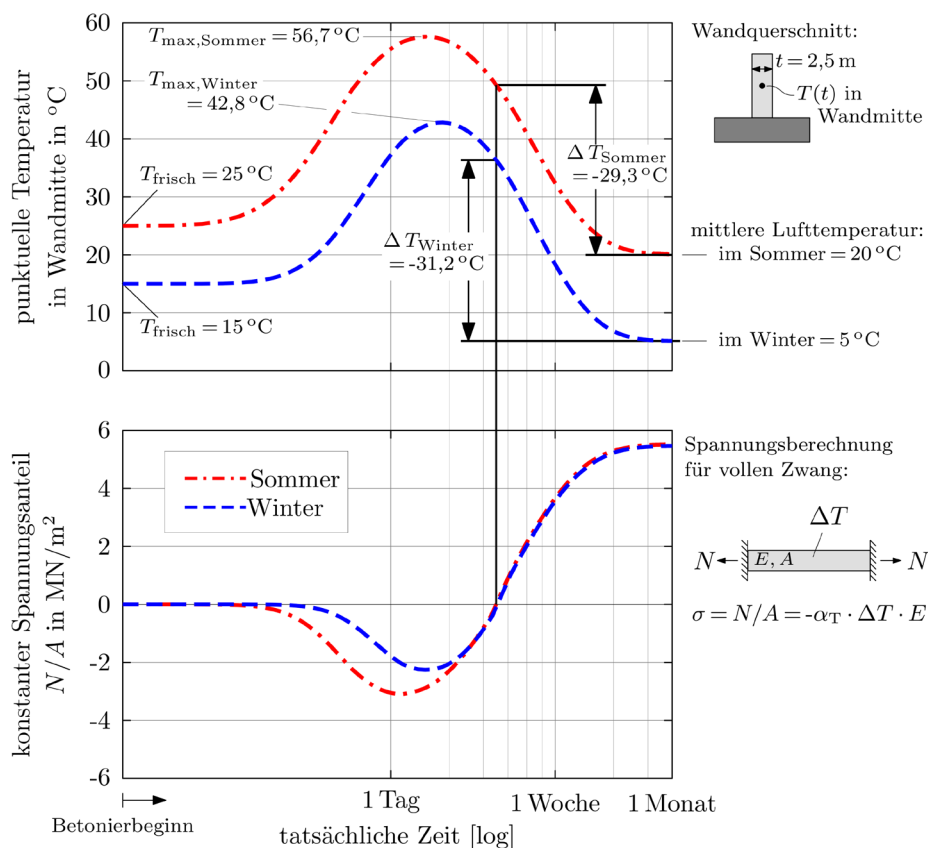


Abbildung 2.4: Entwicklung der maximalen Bauteiltemperatur ( $T_{\max}(t)$ ), absolute Abkühlung sowie resul- tierender konstanter Spannungsanteil für unterschiedliche Jahreszeiten

Mit der Planung des Betonagezeitraums können günstige Randbedingungen geschaffen werden. So kann z. B. der Betonierbeginn so gewählt werden, dass tägliche Schwankungen der klimatischen Randbedingun- gen nur einen geringen Einfluss auf die resultierende Maximaltemperatur im erhärtenden Bauteil haben. Vorteilhaft ist zum Beispiel, wenn der Betoneinbau eines Bodenplattenabschnitts mit einer Betonagedauer von 24 Stunden um die Mittagszeit beginnt. Dadurch wird der mittlere Bereich der Bodenplatte, welcher sich während der Hydratation am höchsten erwärmen wird, in den kühleren Nachtstunden eingebaut. So- mit wird ein zusätzlicher Wärmeeintrag in den Kernbereich des herzustellenden Bauteils aufgrund der hö- heren Lufttemperatur und der Sonneneinstrahlung am Tage vermieden.

### 3 Bemessung

#### 3.1 Allgemeine Hinweise zur Bemessung nach MRZ

Die verformungskompatible Zwangsbemessung zielt auf eine rechnerische Begrenzung der Rissbreiten ab und ist daher von Verfahren zur Rissvermeidung abzugrenzen. Die zu Grunde gelegten Annahmen gelten allgemein für Stahlbetonbauteile. Allerdings ist der Anwendungsbereich des Merkblatts auf Querschnitte mit kleinster Abmessung  $\geq 0,8$  m begrenzt. Wesentlicher Vorteil dieser geometrischen Abgrenzung ist, dass Sekundärrissbildung im Bauteil unterstellt werden kann. Das vorgestellte Bemessungskonzept ist für homogene Querschnitte konzipiert. Unstetigkeitsstellen wie Einbauten, Querschnittssprünge und andere Inhomogenitäten werden hier nicht explizit einbezogen und müssen gesondert berücksichtigt werden. Empfehlungen dazu sind in Kapitel 2 gegeben. Die Bemessung nach MRZ unterliegt einer gewissen Systematik. Zur besseren Veranschaulichung der verformungskompatiblen Zwangsbemessung ist in Abbildung 3.1 ein Ablaufdiagramm für die Vorgehensweise der Bemessung nach MRZ enthalten.

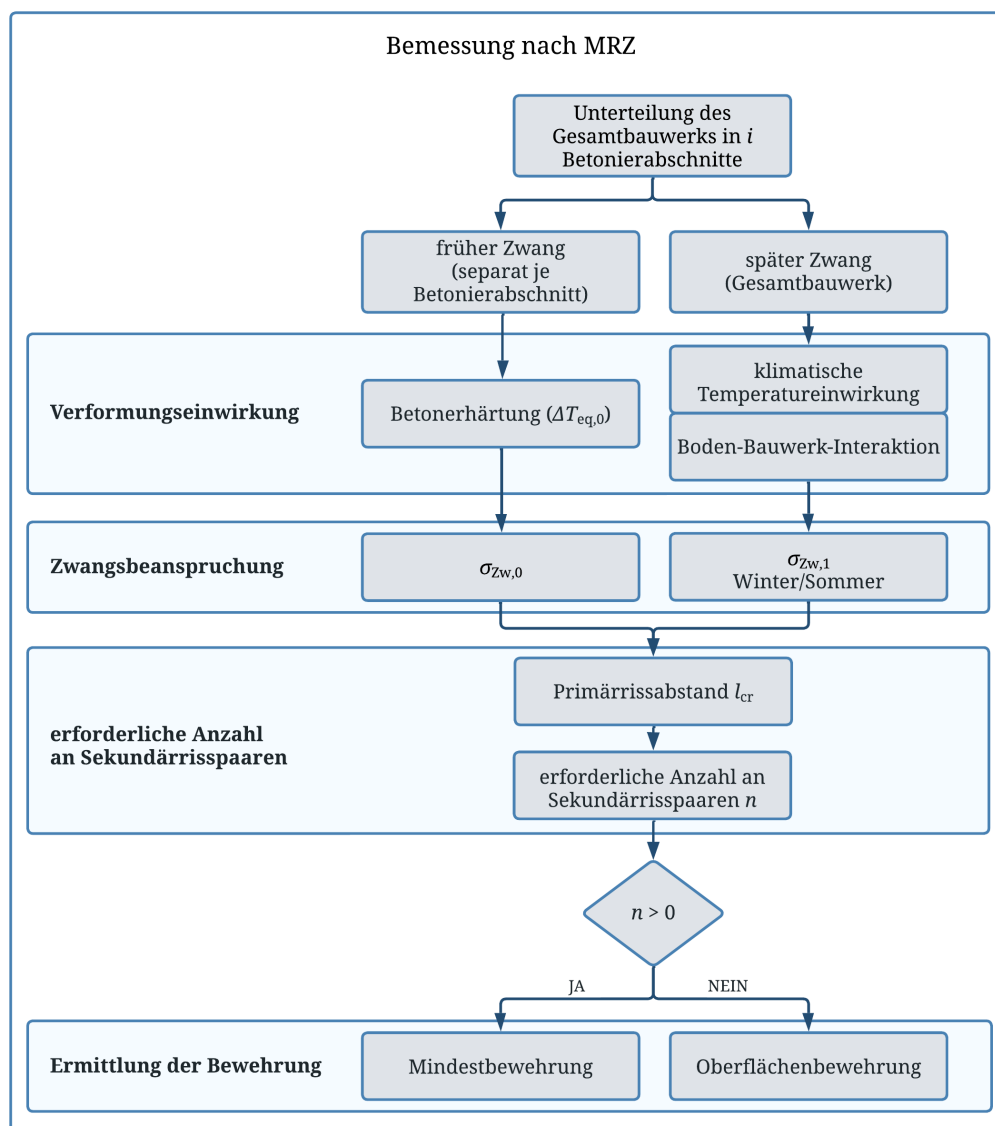


Abbildung 3.1: Ablaufdiagramm für die Vorgehensweise der Bemessung nach MRZ

### 3.2 Materialeingangsgrößen

Für die Bemessung sind die in Tabelle 3.1 angeführten Materialeingangsgrößen relevant.

Tabelle 3.1: Materialeingangsgrößen für die Bemessung

Kurzbegriff	Materialeingangsgröße
$\Delta T_{\text{adiab},7\text{d}}$	adiabatische Temperaturerhöhung des Betons nach 7 Tagen (sofern nicht anders festgelegt, ist die Obergrenze aus ZTV-W LB 215 zu verwenden)
$\alpha_T$	Wärmeausdehnungskoeffizient des Betons (darf ohne genauere Kenntnis mit $10 \cdot 10^{-6} \text{ K}^{-1}$ angesetzt werden)
$f_{\text{ctm}}$	mittlere zentrische Betonzugfestigkeit nach DIN EN 1992-1-1 in Abhängigkeit der geplanten Betonfestigkeitsklasse
$E_{\text{cm}}$	mittlerer Elastizitätsmodul des Betons (je nach Bauteil mit $E_G$ , $E_{\text{Gl}}$ , $E_{\text{Pl}}$ , $E_W$ bezeichnet) nach DIN EN 1992-1-1 in Abhängigkeit der geplanten Betonfestigkeitsklasse

Die absolute Größe des in der Bemessung zugrunde gelegten Zwangs infolge Betonerhärtung unterliegt einer thermomechanischen Kopplung zwischen hydrationsbedingter Temperaturänderung im Bauteil und der bauteiltemperaturabhängigen Festigkeitsentwicklung. Zur Bestimmung dieser Verformungseinwirkung sind im Allgemeinen thermomechanische Simulationen notwendig. Nähere Informationen und Anforderungen an solche Simulationen sind in Schlicke et al. , Azenha et al. (2021) und Fairbairn und Azenha (2019) zu finden. Für eine praxisgerechte Anwendung dieses Wissens im Bemessungsalltag wurden umfangreiche Simulationen für die im Wasserbau relevanten Bauteiltypen bereits durchgeführt und hinsichtlich einer bemessungsrelevanten Verformungseinwirkung für die Betonerhärtung aufbereitet. Hierbei wird das zeitabhängige Zusammenspiel von Temperaturentwicklung im Bauteil und gleichzeitiger Entwicklung des Elastizitätsmoduls in einer äquivalenten Temperatureinwirkung  $\Delta T_{\text{eq},0}$  erfasst und auf den mittleren Elastizitätsmodul nach Tabelle 3.1 bezogen. Damit kann die erhärtungsbedingte Zwangsspannung aus der Multiplikation der äquivalenten Temperatureinwirkung  $\Delta T_{\text{eq},0}$  mit  $E_{\text{cm}}$  berechnet werden. Abbildung 3.2 in Kombination mit Gl. (3.1) veranschaulicht diese Vorgehensweise.

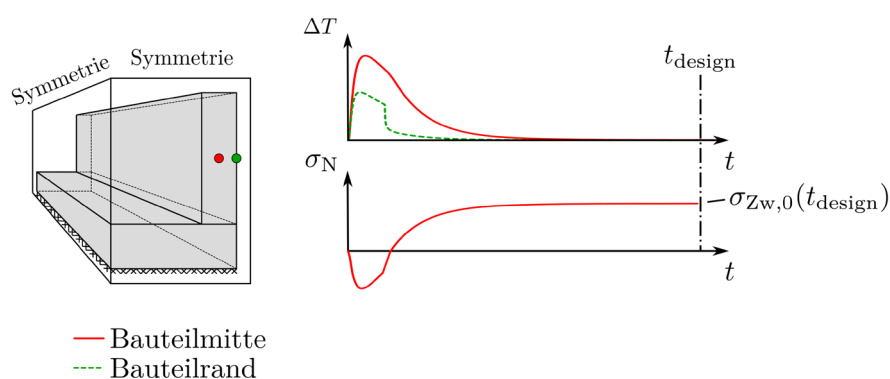


Abbildung 3.2: Temperatur- und Spannungsentwicklung infolge Betonerhärtung für einen Wandabschnitt

$$\sigma_{Zw,0}(t_{\text{design}}) = \int_{t=0}^{t_{\text{design}}} -\alpha_T \cdot \Delta T(t) \cdot E_c(t) \cdot a(t) dt \rightarrow \Delta T_{eq,0} = \frac{\sigma_{Zw,0}(t_{\text{design}})}{\alpha_T \cdot E_{28} \cdot a_{28}} \rightarrow k_0 = \frac{\Delta T_{eq}}{\Delta T_{\text{adiab},7d}} \quad (3.1)$$

$\sigma_{Zw,0}$	Zwangsspannung im Beton im Zustand I infolge Betonerhärtung
$t_{\text{design}}$	Zeitpunkt der maximalen Zwangsspannung infolge Betonerhärtung
$\alpha_T$	Wärmeausdehnungskoeffizient des Betons
$\Delta T$	Temperaturerhöhung infolge Betonerhärtung
$E_c$	Elastizitätsmodul des Betons
$a$	allgemeiner Behinderungsgrad
$\Delta T_{eq,0}$	äquivalente Temperatureinwirkung infolge Betonerhärtung
$E_{28}$	Elastizitätsmodul des Betons nach 28 Tagen
$a_{28}$	allgemeiner Behinderungsgrad nach 28 Tagen
$k_0$	Basisfaktor zur Ermittlung der äquivalenten Temperatureinwirkung
$\Delta T_{\text{adiab},7d}$	adiabatische Temperaturerhöhung des Betons nach sieben Tagen

Die bauteiltyp- und dickenabhängigen Zwangsspannungsentwicklungen für  $k_0$  wurden mit einer thermomechanischen Parameterstudie unter Betrachtung von ca. 200 Fällen bestimmt (Schlicke et al. 2023). Hierbei wurden für die Bodenplatte und für die Wand repräsentative Systemausschnitte gewählt, die in Abbildung 3.3 dargestellt sind.

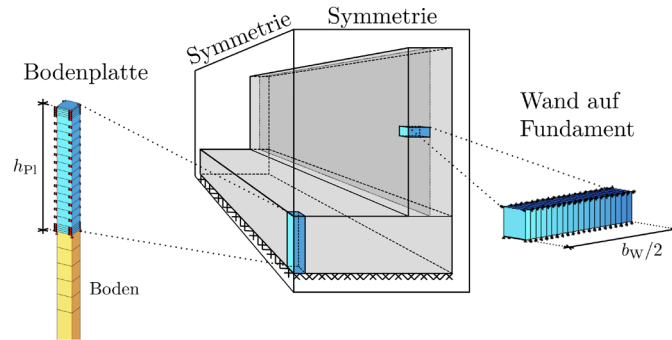


Abbildung 3.3: FE-Berechnungsmodelle zur Bestimmung der Verformungseinwirkung infolge Betonerhärtung (Schlicke et al. 2023)

Diese Berechnungsmodelle bilden eine Elementreihe über die Dickenrichtung ab. Diese Modellierungsart ist insofern repräsentativ, da die Abmessungen in Längs- und Querrichtung ein Vielfaches der Dickenrichtung betragen und der maßgebende Wärmefluss somit nur in Dickenrichtung stattfindet. Hierdurch können in Längs- und Querrichtung adiabatische Randbedingungen zugrunde gelegt werden. Außerdem ist bei der Bodenplatte der darunterliegende Boden mit abgebildet, da die Temperaturverteilung über die Querschnittshöhe der Bodenplatte aufgrund seiner wärmespeichernden Wirkung beeinflusst wird. Die Tiefe des thermisch wirkenden Baugrunds wurde so gewählt, dass im Baugrund kein Wärmestau entsteht. Das Modell für die Wand bildet unter Ausnützung der Geometrie nur die halbe Wandbreite ab. Am freien Rand befindet sich jeweils ein Flächenelement mit konvektiver Übergangsbedingung zur Umgebungstemperatur. Diesen Berechnungen liegen unterschiedliche klimatische Randbedingungen zugrunde. Neben einem Sommerszenario mit einer Umgebungstemperatur von 25 °C wurde auch ein Winterszenario mit 5 °C berechnet. Weiterhin wurden verschiedenen Variationen an Unterschied zwischen Frischbeton- und Umgebungstemperatur in der Parameterstudie berücksichtigt.

Für die Bestimmung der Zwangsschnittgrößen wurden starre Auflager eingeführt, die den Grenzfall einer vollständigen Verformungsbehinderung bedeuten, bspw. voller zentrischer Zwang mit äußerem

Behinderungsgrad  $a_N = 1$  oder voller Biegezwang mit  $a_M = 1$ . Im Falle der Wand wurden die Untersuchungen für  $a_N = 1$  durchgeführt, was für vollen zentrischen Zwang und sehr lange Wandabschnitte steht. In der Realität stellen sich außerdem Verformungen in Richtung der Wandhöhe und -breite ein, die im Berechnungsmodell mit Blick auf realistische Spannungsverhältnisse als frei einstellbar behandelt werden (einschiger Spannungszustand). Im Falle der Bodenplatte wurden die Untersuchungen für  $a_N = 0$  und  $a_M = 1$  durchgeführt, was für vollen Biegezwang bei sonst freier Axialverformung der Platte steht. Zudem wirkt dieser Biegezwang in Längs- und Querrichtung, da sich etwaiges Aufschüsseln oder Verwölben als räumliches Problem darstellt. Insgesamt resultiert daraus ein zweiachsiger Spannungszustand in der Bodenplatte. Die vollständigen Verformungsbehinderungen ( $a_N = 1$  bzw.  $a_M = 1$ ) können herangezogen werden, da es sich bei der Ergebnisgröße „äquivalente Temperatureinwirkung  $\Delta T_{eq,0}$ “ nicht direkt um die Bemessungsgröße (Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreite) eines konkreten Bauwerks handelt. Der Einfluss der teilweisen Verformungsbehinderung durch etwaige Nachgiebigkeiten, wie bspw. teilweiser zentrischer Zwang der Wand auf nachgiebiger Bodenplatte inklusive unterschiedlicher Behinderungsgrade über die Wandhöhe werden im analytischen Bemessungsmodell zur Ermittlung der Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreite (Kapitel 3) berücksichtigt.

Unter Zugrundelegung einer vollständigen Verformungsbehinderung wurden nun die maximalen Zwangsschnittgrößen ( $N_{Zw}$  für die Wand und  $M_{Zw}$  für die Bodenplatte) ermittelt. Aus den jeweiligen maximalen Zwangsschnittgrößen wurde mit dem Elastizitätsmodul für erhärteten Beton gemäß Gl. (3.1) auf eine äquivalente Temperatureinwirkung zurückgerechnet. Diese äquivalente Temperatureinwirkung ist gleich der Verformungseinwirkung, die sich im Hydratationsprozess mit veränderlichen Materialeigenschaften einstellt.

Weiterhin zeigen die Ergebnisse zur Bestimmung des Einflusses der Umgebungstemperatur auf die äquivalente Temperatureinwirkung in Schlicke et al. (2023), dass diese durch die Änderung der Umgebungstemperatur nur geringfügig verändert werden. Dieser Einfluss fällt infolge einer geringeren Umgebungstemperatur (Winter) bei der Wand und der Bodenplattenoberseite positiv aus, wohingegen sie bei der Bodenplattenunterseite einen negativen Einfluss besitzt. Zudem ist davon auszugehen, dass in der Planungsphase noch keine genaueren Informationen bezüglich des Betonagezeitpunkts vorhanden sind. Aus diesen Gründen wird der Einfluss von saisonalen Änderungen der Umgebungstemperatur in den Bestimmungsgleichungen auf der sicheren Seite liegend vernachlässigt.

Neben der Verformungseinwirkung aus der Hydratationswärmeentwicklung zeigen die Untersuchungen in Schlicke et al. (2023), dass der Unterschied zwischen Frischbeton- und Umgebungstemperatur, insbesondere bei massigen Bauteilen, einen großen Einfluss auf die äquivalente Temperatureinwirkung besitzt. Dieser Einfluss lässt sich in der Planungsphase ebenfalls kaum quantifizieren. Für die Bemessung wird daher ein auf Erfahrungswerten basierendes Vorhaltemaß eingeführt. Das Vorhaltemaß  $\Delta T_{nom}$  berücksichtigt einerseits übliche Unterschiede zwischen Frischbeton- und Umgebungstemperatur am Einbautag. Andererseits deckt es etwaige auftretende Änderungen der Umgebungstemperatur kurz nach Betonage und im weiteren Erhärtungsverlauf ab. Hierunter fallen Temperaturszenarien wie bspw. das Worst-Case-Szenario der Bodenplatte „Temperatursturz in den ersten Nächten“ oder im Falle der Wand ein sprunghafter Abfall der Umgebungstemperatur im Zeitfenster des Abfließens der Hydratationswärme, der die Wand deutlich schneller erfasst als die darunter liegende Bodenplatte. Der positive Einfluss einer Frischbetonkühlung, die bspw. im Hochsommer zum Einsatz kommen kann, darf auf das Vorhaltemaß angerechnet werden. Umgekehrt gilt aber auch, dass die Annahme zu  $\Delta T_{nom}$  im Falle von Warmbeton im Winter nicht überschritten werden darf. Der Warmbeton im Winter erhöht vornehmlich die Zwangsnormalkraft  $N_{Zw}$ , wodurch dieser Einfluss nur bei Wänden auf Fundamenten zu berücksichtigen ist. Es gilt:

- ohne weitere Maßnahmen zur Frischbetontemperatur:  $\Delta T_{nom} = 5 \text{ K}$ ,
- im Falle von Frischbetonkühlung im Sommer:  $\Delta T_{nom} = 5 \text{ K} + \min\{0 \text{ K}; (T_{FB} - T_0) \cdot k_{FB}\}$  und

- im Falle von Warmbeton im Winter ergeben sich folgende Erfordernisse:
  - bei Begrenzung des Unterschieds zwischen Frischbetontemperatur und mittlerer Umgebungstemperatur auf 10 K:  $\Delta T_{\text{nom}} = 5 \text{ K}$ ,
  - übersteigt die Frischbetontemperatur die mittlere Umgebungstemperatur um mehr als 10 K, muss der zusätzliche Unterschied rechnerisch in Ansatz gebracht werden:  

$$\Delta T_{\text{nom}} = 5 \text{ K} + \max\{0 \text{ K}; (T_{\text{FB}} - T_0 - 10 \text{ K}) \cdot k_{\text{FB}}\}$$

mit  $T_{\text{FB}}$ ... Frischbetontemperatur an der Einbaustelle,  $T_0$ ... mittlere Umgebungstemperatur an der Einbaustelle am Einbautag und  $k_{\text{FB}}$ ... Bauteildickenfaktor zur Berücksichtigung der Temperaturdifferenz zwischen Frischbeton- und Umgebungstemperatur, siehe Gl. (3.2) und Gl. (3.7).

Die den Gleichungen zur Ermittlung der äquivalenten Temperatureinwirkung zugrundeliegenden FE-Berechnungen basieren auf einem linear elastischen Materialverhalten des Betons. Die Berücksichtigung des Kriechens erfolgt in den Gleichungen zur Ermittlung der äquivalenten Temperatureinwirkung mit pauschalen Faktoren von 0,6 für den frühen Biegezwang an Bodenplattenoberseiten, 0,8 für den späten Biegezwang an Bodenplattenunterseiten sowie 0,7 für Wandabschnitte und Grundlaufdecken bis zum Zeitpunkt des Temperatúrausgleichs.

### 3.3 Zwang infolge Betonerhärtung (früher Zwang)

#### 3.3.1 Bodenplatte

In Schlicke (2016) wurde festgestellt, dass es bei Bodenplatten zwei kritische Zeitpunkte zu betrachten gilt. In Abbildung 3.4 ist die Biegespannungsverteilung in der Bodenplatte für beide Zeitpunkte qualitativ dargestellt. Zunächst wird in der ersten Phase der Betonerhärtung die Bodenplatte an der Oberseite infolge des Wärme- und Feuchtigkeitsaustauschs mit der Umgebung sowie des Schwindens im Allgemeinen verkürzt. Dahingegen führt eine Temperaturzunahme an der Unterseite durch die dämmende Wirkung des Bodens zu einer Verlängerung. Dadurch entsteht eine konkave Verkrümmung, die durch die Aktivierung des Eigengewichts der Bodenplatte behindert wird. Als Folge entsteht eine Biegebeanspruchung in der Bodenplatte mit Zugspannungen an der Oberseite und Druckspannungen an der Unterseite der Platte. Am Ende des Erhärtungszeitraums ist es umgekehrt.

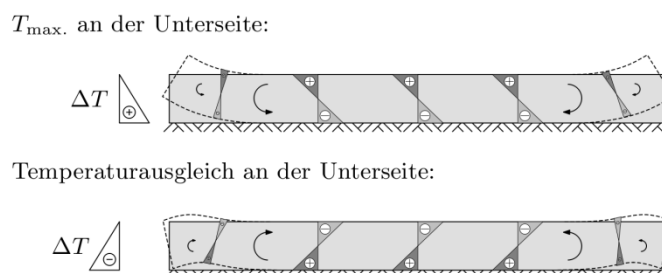


Abbildung 3.4: Kritische Zeitpunkte während des Erhärtungszeitraums in einer Bodenplatte, vgl. Schlicke und Tue (2016)

Während die Rissgefahr an der Plattenoberseite unabhängig vom zentrischen Zwang ist, überlagert sich der Biegezwang bei Temperatúrausgleich (Zugspannung unten) mit einer Zwangsnormalkraft infolge der Interaktion mit dem Baugrund (siehe Abbildung 3.5). Da die Bodensteifigkeit im Vergleich zur Steifigkeit der Betonplatte relativ gering ist, kann bei Wasserbauwerken für die Ermittlung der Mindestbewehrung zur



Begrenzung der Rissbreite in der Regel der Biegezwang allein zugrunde gelegt werden. Für Fälle mit sehr hoher Bodensteifigkeit (z. B. felsiger Untergrund mit gewollt gutem Verbund in der Lagerfuge) sind in DIN EN 1992-1-1, König und Tue (1996) und Schlicke (2016) weiterführende Erläuterungen enthalten.

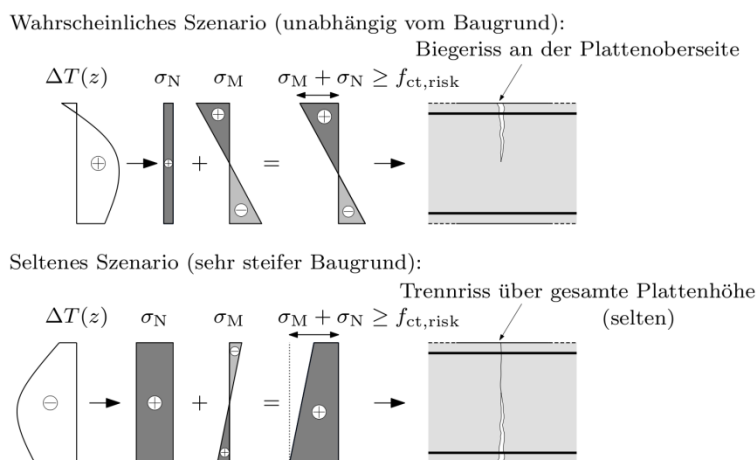


Abbildung 3.5: Rissbildung in einer Bodenplatte in Abhängigkeit der Behinderungssituation, vgl. Schlicke und Tue (2016)

### 3.3.1.1 Verformungseinwirkung

Die äquivalente Temperatureinwirkung für die Bodenplatte  $\Delta T_{Mz,eq,0}$  unterscheidet sich mit Blick auf die bauteiltypische Spannungsgeschichte zwischen Biegezwang an der Ober- und Unterseite.

#### Bodenplatte Oberseite

$$\Delta T_{Mz,eq,0} = 0,6 \cdot (k_0 \cdot \Delta T_{adiab,7d} + \Delta T_{nom}) \quad (3.2)$$

$\Delta T_{Mz,eq,0}$  lineare äquivalente Temperatureinwirkung infolge Betonerhärtung

$k_0$  Basisfaktor zur Ermittlung der äquivalenten Temperatureinwirkung

$$k_0 = 0,14 + 0,2 \cdot h_{p1} \leq 0,74$$

$\Delta T_{adiab,7d}$  adiabatische Temperaturerhöhung des Betons nach sieben Tagen

$\Delta T_{nom}$  Vorhaltemaß; im Allgemeinen  $\Delta T_{nom} = 5$  K, sofern keine konkreten Maßnahmen zur Modifikation der Frischbetontemperatur vorgenommen werden. Im Falle von Frischbetonkühlung im Sommer darf  $\Delta T_{nom}$  um die Kühlleistung reduziert werden, es gilt  $\Delta T_{nom} = 5 \text{ K} + \min\{0; (T_{FB} - T_0) \cdot k_{FB}\}$ .

$k_{FB}$  Bauteildickenfaktor zur Berücksichtigung der Temperaturdifferenz zwischen Frischbeton- und Umgebungstemperatur

$$k_{FB} = 0,1 + 0,25 \cdot \ln(h_{p1})$$

$T_{FB}$  Frischbetontemperatur an der Einbaustelle

$T_0$  mittlere Umgebungstemperatur an der Einbaustelle am Einbautag

$h_{p1}$  Querschnittshöhe der Bodenplatte in m

#### Bodenplatte Unterseite

$$\Delta T_{Mz,eq,0} = -0,8 \cdot (k_0 \cdot \Delta T_{adiab,7d} + 0,25 \cdot \Delta T_{nom}) \quad (3.3)$$

$\Delta T_{Mz,eq,0}$  lineare äquivalente Temperatureinwirkung infolge Betonerhärtung



$k_0$	Basisfaktor zur Ermittlung der äquivalenten Temperatureinwirkung $k_0 = 0,20$
$\Delta T_{\text{adiab},7\text{d}}$	adiabatische Temperaturerhöhung des Betons nach sieben Tagen
$\Delta T_{\text{nom}}$	Vorhaltemaß; $\Delta T_{\text{nom}} = 5 \text{ K}$

### 3.3.1.2 Zwangsbeanspruchung

Bei entsprechender Länge der Bodenplatte führt das Verkrümmungsbestreben zu einer vollständigen Aktivierung des Eigengewichts. Insbesondere in Längsrichtung ist die Betonierabschnittslänge üblicherweise so groß, dass  $a_{M,0} = 1$  vorliegt. In Querrichtung kann der Behinderungsgrad bei dickeren Bodenplatten auch unter 1 fallen. Für die Zwangsspannung und den Behinderungsgrad im Erhärtungszeitraum gilt:

$$\sigma_{Zw,0} = \pm \frac{\alpha_T \cdot \Delta T_{Mz,eq,0} \cdot E_{Pl}}{2} \cdot a_{M,0} \quad (3.4)$$

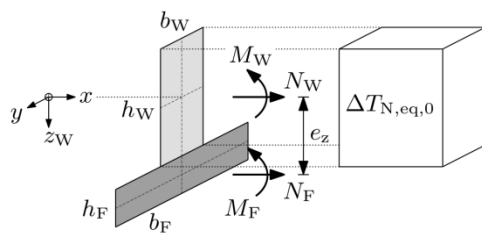
$$\text{mit: } a_{M,0} = \frac{3}{2} \cdot \frac{\gamma_c \cdot l_{BA,eff}^2}{\alpha_T \cdot |\Delta T_{Mz,eq,0}| \cdot E_{Pl} \cdot h_{Pl}} \leq 1 \quad (3.5)$$

$\sigma_{Zw,0}$	Zwangsspannung im Beton im Zustand I infolge Betonerhärtung
$\alpha_T$	Wärmeausdehnungskoeffizient des Betons
$\Delta T_{Mz,eq,0}$	lineare äquivalente Temperatureinwirkung infolge Betonerhärtung
$E_{Pl}$	mittlerer Elastizitätsmodul des Betons der Bodenplatte
$a_{M,0}$	allgemeiner Behinderungsgrad bei Biegezwang im Erhärtungszeitraum
$\gamma_c$	Wichte des Betons
$l_{BA,eff}$	effektive Betonierabschnittslänge der Bodenplatte in Betrachtungsrichtung $l_{BA,eff} = l_{BA,Pl}$ ... für freistehende Betonierabschnitte $l_{BA,eff} = 2 \cdot l_{BA,Pl}$ ... für Vorkopfbetonagen
$l_{BA,Pl}$	Betonierabschnittslänge der Bodenplatte in Betrachtungsrichtung
$h_{Pl}$	Querschnittshöhe der Bodenplatte

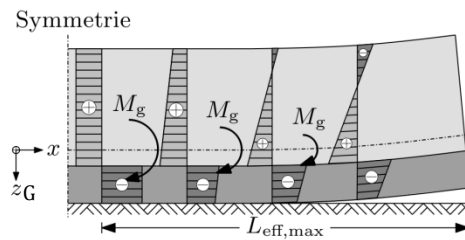
Wie bereits erwähnt, ist im Allgemeinen die horizontale Baugrundsteifigkeit im Vergleich zur Steifigkeit der Bodenplatte aus Beton relativ gering, wodurch zentrischer Zwang vernachlässigbar wird. Im Falle von geringem zentrischem Zwang ergeben sich aus der Interaktion mit dem Biegezwang zudem geringere Primärrissabstände, als bei Biegezwang allein. Insgesamt führt die Zugrundelegung von Biegezwang allein dazu, dass auch bei konsolidierten Böden die vom Rissystem aufzunehmende Verformung auf der sicheren Seite liegend quantifiziert wird. Für den Fall einer sehr hohen Baugrundsteifigkeit (z. B. felsiger Untergrund mit gewolltem gutem Verbund in der Lagerfuge) sind in DIN EN 1992-1-1, König und Tue (1996) und Schlicke (2016) weiterführende Erläuterungen zur Berücksichtigung enthalten.

### 3.3.2 Wandabschnitte

Im Allgemeinen werden Wände auf Fundamenten oder darunterliegenden Wandabschnitten hergestellt. Diese bestehenden Bauteile stellen für den neuen Wandabschnitt eine äußere Behinderung dar. Die Verformungen infolge Betonerhärtung und Schwinden des neuen Wandabschnitts werden durch die Behinderungssituation teilweise eingeschränkt. Hierdurch entsteht in den Wänden vorwiegend zentrischer Zwang. Abbildung 3.6 veranschaulicht diesen Zusammenhang schematisch. Gemäß den Überlegungen in Schlicke (2016) und Schlicke und Tue (2016) kann die Zwangsbeanspruchung durch eine Überlagerung der inneren Zwangsschnittgrößen infolge Verformungskompatibilität der starr verbundenen Querschnitte mit dem äußeren Moment infolge Eigengewichtsaktivierung bestimmt werden.



a) innere Zwangsschnittgrößen



b) äußeres Moment infolge Eigengewichtsaktivierung

Abbildung 3.6: Verformungskompatibilität von Wänden bzw. Wandabschnitten auf Fundamenten nach Schlicke und Tue (2016)

Die Zwangsschnittgrößen lassen sich auf Grundlage der Verformungskompatibilität herleiten. Mehr Details hierzu können Schlicke (2016) entnommen werden. Dieses innere Gleichgewicht geht mit einer Verkrümmung des Gesamtquerschnitts einher, welche mit zunehmender Bauteillänge das Eigengewicht aktiviert, wie in Abbildung 3.6 b) skizziert.

In Abhängigkeit der geometrischen Verhältnisse beeinflusst nur ein Teil der Querschnittsbreite der Bodenplatte die Zwangsschnittgrößen in der Wand, wie in Abbildung 3.7 dargestellt. Daher wird zur Ermittlung dieser eine maximale aktivierbare Breite der Bodenplatte  $b_{Pl,eff}$  eingeführt. Hierfür wird ein Spannungsausbreitungswinkel von  $45^\circ$  zugrunde gelegt (Abbildung 3.7). Die maximal aktivierbare Breite der Bodenplatte ermittelt sich zu:

$$b_{Pl,eff} = b_W + \sum b_{eff,i} \text{ mit } b_{eff,i} = \min\{b_{vorh,i}; 1,2 \cdot h_{BA,W}/2\} \quad (3.6)$$

- $b_{Pl,eff}$  maximal aktivierbare Breite der Bodenplatte (die maximal aktivierbare Breite der Bodenplatte wird für den ersten Wandabschnitt berechnet und für alle weiteren Wandabschnitte beibehalten)
- $b_W$  Querschnittsbreite der Wand
- $b_{eff,i}$  aktivierbare Querschnittsbreite der seitlich überstehenden Bodenplatte je Seite
- $b_{vorh,i}$  vorhandene Querschnittsbreite der seitlich überstehenden Bodenplatte je Seite
- $h_{BA,W}$  Betonierabschnittshöhe der Wand bzw. des Wandabschnitts

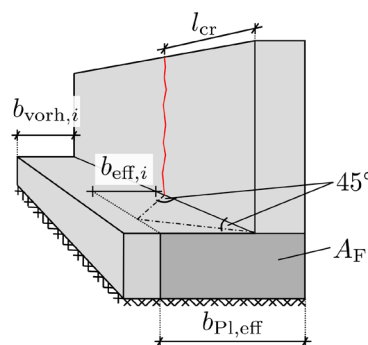


Abbildung 3.7: Maximal aktivierbare Querschnittsbreite der Bodenplatte

In Abhängigkeit der Betonierabschnittslänge können sich zwei unterschiedliche Spannungsverteilungen über die Wandhöhe einstellen. Betonierabschnitte mit großem  $L/H$  (Abbildung 3.8 a)) verursachen eine vollständige Aktivierung des Eigengewichtes infolge der sich aus den Zwangsschnittgrößen einstellende

Verkrümmung. In diesem Fall befindet sich die gesamte Wand unter Zugbeanspruchung, wodurch bei Rissbildung die Primärrisse über die gesamte Wandabschnittshöhe durchschlagen. In diesem Fall stellt sich der größtmögliche Rissabstand ein. Betonierabschnitte mit kleinem  $L/H$  können die infolge der Zwangsschnittgrößen entstehende Verkrümmung nicht vollständig behindern, wodurch nur ein Teil des Eigengewichtes aktiviert werden kann. Somit stellt sich eine lineare Spannungsverteilung über die Wandabschnittshöhe ein (Abbildung 3.8 b)). Hinzu kommen weitere Nachgiebigkeiten durch den Scheibenspannungszustand (Ebenbleiben des Querschnitts ist am freien Bauteilrand nicht gegeben). In diesem Fall handelt es sich bei den entstehenden Primärrissen um Anrisse, welche i. d. R. nicht durchschlagen und einen kleineren Rissabstand ergeben.

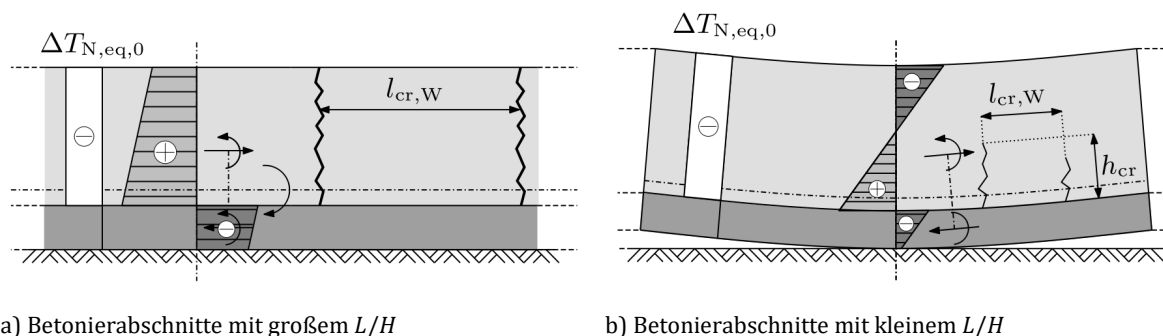


Abbildung 3.8: Längsansicht der Wand: Primärrisse in Abhängigkeit der Betonierabschnittslänge

Allgemeingültig erfolgt die Bestimmung der Zwangsspannung in der Wand über die Zwangsschnittgrößen und das äußere Moment  $M_g$ , wie in Schlicke (2016) beschrieben. Im Falle der vollständigen Aktivierung des Eigengewichtes infolge der aus den Zwangsschnittgrößen resultierenden Querschnittsverkrümmung kann die Zwangsspannung im Wandabschnitt direkt aus der horizontalen Interaktion von behinderndem Bauteil mit neu betonierten Wandabschnitt ermittelt werden. Dieses Rechenverfahren liefert für Betonierabschnitte mit großem  $L/H$  dieselben Resultate wie die Berechnung über Zwangsschnittgrößen und äußeres Moment.

Für Betonierabschnittslängen mit kleinem  $L/H$  würde sich bei der Berechnung am ungerissenen System zunächst je nach Lage des Gesamtschwerpunkts zwischen behindernden Bauteilen und behindertem Wandabschnitt eine etwas größere bzw. kleinere maximale Zugspannung am Wandfuß ergeben. Unterstellt man Rissbildung, so baut sich der lineare Anteil über die Wandhöhe ab. Zudem wird in der nachfolgenden Bemessung für eine anwendungsfreundliche Lösung unterstellt, dass sich der Primärrissabstand für Wände mit kleinem  $L/H$ -Verhältnis ebenfalls immer aus Durchrissen ergibt. Unter dieser Prämisse kann die der Bemessung zugrunde gelegte Zwangsspannung für Betonierabschnitte mit kleinem  $L/H$  ebenfalls allein aus der horizontalen Interaktion von behinderndem Bauteil mit neu betonierten Wandabschnitt ermittelt werden.

### 3.3.2.1 Verformungseinwirkung

Die Verformungseinwirkung infolge Betonerhärtung darf für Wandabschnitte mit Gl. (3.7) ermittelt werden.

$$\Delta T_{N,eq,0} = -0,7 \cdot (k_0 \cdot \Delta T_{adiab,7d} + \Delta T_{nom}) \quad (3.7)$$

$\Delta T_{N,eq,0}$	konstante äquivalente Temperatureinwirkung infolge Betonerhärtung
$k_0$	Basisfaktor zur Ermittlung der äquivalenten Temperatureinwirkung $k_0 = 0,7 - 0,2/b_W^{0,3}$
$\Delta T_{adiab,7d}$	adiabatische Temperaturerhöhung des Betons nach sieben Tagen
$\Delta T_{nom}$	Vorhaltemaß; im Allgemeinen $\Delta T_{nom} = 5$ K, sofern keine konkreten Maßnahmen zur Modifikation der Frischbetontemperatur vorgenommen werden. Im Falle von Frischbetonkühlung im Sommer darf $\Delta T_{nom}$ um die Kühlleistung reduziert werden, es gilt $\Delta T_{nom} = 5 \text{ K} + \min\{0 \text{ K}; (T_{FB} - T_0) \cdot k_{FB}\}$ . Im Falle von Warmbeton im Winter gilt bei einer Differenz $> 10$ K zwischen Frischbeton- und Umgebungstemperatur $\Delta T_{nom} = 5 \text{ K} + \max\{0 \text{ K}; (T_{FB} - T_0 - 10 \text{ K}) \cdot k_{FB}\}$ .
$k_{FB}$	Bauteildickenfaktor zur Berücksichtigung der Temperaturdifferenz zwischen Frischbeton- und Umgebungstemperatur $k_{FB} = 1$
$T_{FB}$	Frischbetontemperatur an der Einbaustelle
$T_0$	mittlere Umgebungstemperatur an der Einbaustelle am Einbautag
$b_W$	Querschnittsbreite der Wand in m

### 3.3.2.2 Zwangsbeanspruchung

$$\sigma_{Zw,0} = -\alpha_T \cdot \Delta T_{N,eq,0} \cdot E_W \cdot a_{N,0} \quad (3.8)$$

$$\text{mit: } a_{N,0} = \frac{1}{1 + \frac{E_W \cdot A_W}{\sum E_{F,i} \cdot A_{F,i}}} \leq 1 \quad (3.9)$$

$\sigma_{Zw,0}$	Zwangsspannung im Beton im Zustand I infolge Betonerhärtung
$\alpha_T$	Wärmeausdehnungskoeffizient des Betons
$\Delta T_{N,eq,0}$	konstante äquivalente Temperatureinwirkung infolge Betonerhärtung
$E_W$	mittlerer Elastizitätsmodul des Betons des Wandabschnitts
$a_{N,0}$	allgemeiner Behinderungsgrad bei zentrischem Zwang im Erhärungszeitraum
$\sum E_{F,i} \cdot A_{F,i}$	Dehnsteifigkeit der behindernden Bauteile $i$ (Berücksichtigung der maximalen aktivierbaren Querschnittsbreite der Bodenplatte $b_{Pl,eff}$ )
$E_W \cdot A_W$	Dehnsteifigkeit des Wandabschnitts

Wenn die behindernden Bauteile unterschiedlichen Betondruckfestigkeitsklassen zuzuordnen sind, darf für die Dehnsteifigkeit der behindernden Bauteile auch vereinfacht der Elastizitätsmodul des Bauteils mit der höheren Festigkeitsklasse verwendet werden.

### 3.3.3 Grundlaufdecke

Für Grundlaufdecken wird die Temperaturentwicklung und -verteilung mit Blick auf den beidseitig annähernd gleichmäßig stattfindenden Wärmeabfluss das gleiche Verhalten wie bei Wandabschnitten

unterstellt. Hinsichtlich der Behinderungssituation wird allerdings von einer vollständigen Zwängung ausgegangen.

### 3.3.3.1 Verformungseinwirkung

$$\Delta T_{N,eq,0} = -0,7 \cdot (k_0 \cdot \Delta T_{adiab,7d} + \Delta T_{nom}) \quad (3.10)$$

$\Delta T_{N,eq,0}$	konstante äquivalente Temperatureinwirkung infolge Betonerhärtung
$k_0$	Basisfaktor zur Ermittlung der äquivalenten Temperatureinwirkung $k_0 = 0,7 - 0,2/h_{Gl}^{0,3}$
$\Delta T_{adiab,7d}$	adiabatische Temperaturerhöhung des Betons nach sieben Tagen
$\Delta T_{nom}$	Vorhaltemaß; $\Delta T_{nom} = 5 \text{ K}$
$h_{Gl}$	Querschnittshöhe der Grundlaufdecke in m

### 3.3.3.2 Zwangsbeanspruchung

$$\sigma_{Zw,0} = -\alpha_T \cdot \Delta T_{N,eq,0} \cdot E_{Gl} \cdot a_N \quad (3.11)$$

$$\text{mit: } a_{N,0} = 1 \quad (3.12)$$

$\sigma_{Zw,0}$	Zwangsspannung im Beton im Zustand I infolge Betonerhärtung
$\alpha_T$	Wärmeausdehnungskoeffizient des Betons
$\Delta T_{N,eq,0}$	konstante äquivalente Temperatureinwirkung infolge Betonerhärtung
$E_{Gl}$	mittlerer Elastizitätsmodul des Betons der Grundlaufdecke
$a_{N,0}$	allgemeiner Behinderungsgrad bei zentrischem Zwang im Erhärtungszeitraum

## 3.4 Zwang im Nutzungszeitraum (später Zwang)

Der Zwang im Nutzungszeitraum wird immer am Gesamtbauwerk und am Gesamtquerschnitt betrachtet.

### 3.4.1 Verformungseinwirkung

#### 3.4.1.1 Klimatische Einwirkungen

Die klimatischen Einwirkungen unterscheiden sich von anderen veränderlichen Einwirkungen durch ihre zyklischen Jahres- und Tagesgänge. Bei der Definition des quasi-ständigen Beanspruchungsniveaus sollte dies berücksichtigt werden, da eine Definition als zeitlicher Mittelwert nicht zielführend ist. In Lichte (2004) und Turner (2017) wird vorgeschlagen, den quasi-ständigen Wert aus den durchschnittlichen saisonalen Tagesextremwerten der Bauwerkstemperatur abzuleiten.

Die Temperaturfeldänderungen rufen ein Verformungsbestreben im Bauteil hervor. Das dem Verformungsbestreben zugrundeliegende Temperaturfeld kann entsprechend DIN EN 1991-1-5 in vier Anteile zerlegt werden: den gleichförmigen Temperaturanteil, zwei linear veränderliche Temperaturanteile und einen nichtlinearen Temperaturanteil. Der gleichförmige Temperaturanteil  $\Delta T_N$  führt bei Dehnungsbehinderung zu einer Zwangsnormalkraft bzw. bei exzentrischer Behinderung zu Zwangsnormalkraft und -moment. Die linear veränderlichen Temperaturanteile  $\Delta T_{My}$  und  $\Delta T_{Mz}$  führen bei Verkrümmungsbehinderung zu

Zwangsmomenten. Dabei führt  $\Delta T_{My}$  zu einem Moment um die z-Achse und  $\Delta T_{Mz}$  zu einem Moment um die y-Achse. Der nichtlinear verteilte Temperaturanteil ist bei Ebenbleiben des Querschnitts unabhängig von einer äußeren Verformungsbehinderung immer voll spannungswirksam. Bei gegliederten Querschnitten kann dieser zu bemessungsrelevanten Zwangsschnittgrößen am Teilquerschnitt führen.

In Turner (2017) wurden die relevanten klimatischen Temperaturanteile bei massigen Bauteilen mit einer Finite-Elemente basierten Parameterstudie bestimmt. Hierzu wurde die Bodentemperatur der FE-Modelle zunächst mit 10 °C voreingestellt und mindestens ein Jahresgang gerechnet bis sich die Temperaturgeschichte im Bodenkörper eingespielt hatte. Anschließend wurde darauf aufbauend die eigentliche Simulation der Temperaturfeldänderungen durchgeführt.

Folgende Annahmen liegen der Simulation der Temperaturrandbedingungen zugrunde:

- Außenlufttemperatur: Zeitreihenanalyse der Lufttemperatur von Deutschland (Quelle: Deutscher Wetterdienst) im Zeitraum von 1965 bis 2014, Sinusverlauf der Tagesmittelwerte im Jahresgang.
- Wassertemperatur: Sinusverlauf im Jahresgang mit verringerter Amplitude (90 %) und Phasenverschiebung (5 Tage) gegenüber der Außenlufttemperatur, kein Tagesgang, für alle Wassertiefen gleich.
- Sonneneinstrahlung und Rückstrahlung: Gesamtstrahlungsbilanz mit halbsinusförmigem Verlauf zwischen März und Oktober. Die maximale Tagessumme beträgt 1200 Wh/m<sup>2</sup>.

Basierend auf den Untersuchungen in Turner (2017) werden folgende Temperaturansätze empfohlen:

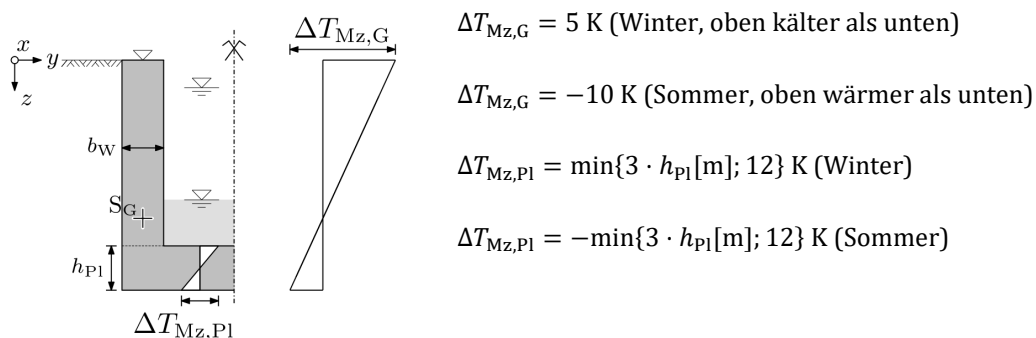


Abbildung 3.9: Saisonale Temperatureinwirkungen für Wasserbehälter mit  $0,8 \text{ m} \leq b_W$ ,  $h_{Pl} \leq 10 \text{ m}$  nach Turner (2017)

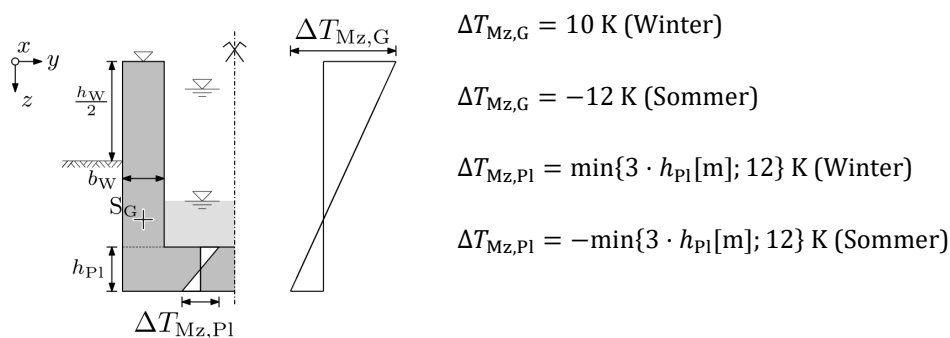


Abbildung 3.10: Saisonale Temperatureinwirkungen für Sparbecken mit  $0,8 \text{ m} \leq b_W$ ,  $h_{Pl} \leq 10 \text{ m}$  nach Turner (2017)

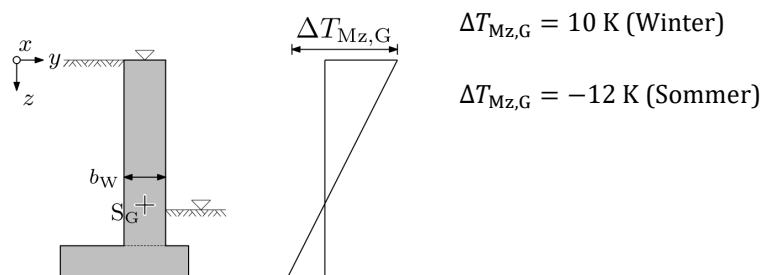


Abbildung 3.11: Saisonale Temperatureinwirkungen für Stützmauern mit  $0,8 \text{ m} \leq b_W \leq 10 \text{ m}$  nach Turner (2017)

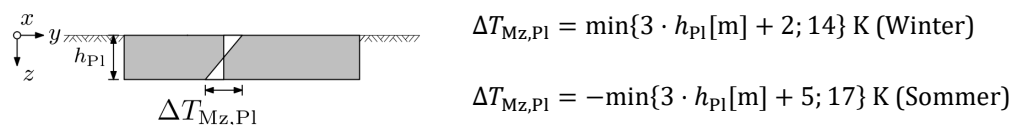


Abbildung 3.12: Saisonale Temperatureinwirkungen für Bodenplatten mit  $0,8 \text{ m} \leq h_{Pl} \leq 10 \text{ m}$  nach Turner (2017)

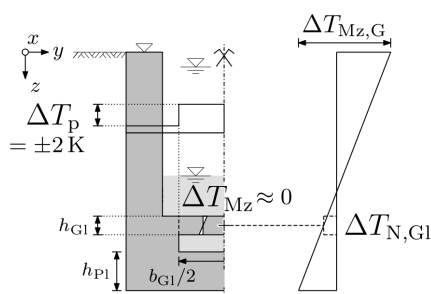


Abbildung 3.13: Saisonale Temperatureinwirkungen für die Grundlaufdecke

Die vertikale Temperaturdifferenz in Grundlaufdecken ist im Erhärtings- und Nutzungszeitraum gering. Im Nutzungszeitraum sollte aufgrund der geringeren Massigkeit und Wärmeträgheit des Bauteils eine Temperaturdifferenz von  $\Delta T_p = \pm 2 \text{ K}$  zu angrenzenden Bauteilen berücksichtigt werden. Außerdem entsteht eine konstante Temperatureinwirkung  $\Delta T_{N,Gl}$  aus der linear veränderlichen Temperatureinwirkung am Gesamtbauwerk  $\Delta T_{Mz,G}$ .

Die Temperatureinwirkungen für Wehre können von Wasserbehältern und Sparbecken übernommen werden. Landpfeiler sind einseitig eingeschüttet, wodurch die Temperatureinwirkung von Wasserbehältern (Abbildung 3.9) übernommen wird. Strompfeiler werden beidseitig von Wasser umflossen, wodurch die Temperaturansätze des Sparbeckens (Abbildung 3.10) angesetzt werden.

In den Wandbereichen sind neben den vertikalen Temperaturdifferenzen auch horizontale Temperaturdifferenzen zu erwarten. Im Rahmen dieses Merkblatts darf auf eine rechnerische Berücksichtigung der horizontalen Temperaturdifferenzen verzichtet werden. Die resultierende Verformung über die Höhe kann sich im Allgemeinen frei einstellen und führt zu keiner nennenswerten Zwangsbeanspruchung. Die resultierende Verformung in Längsrichtung kann sich hingegen nicht frei einstellen. Allerdings ist die Verformungseinwirkung als solche gering und wird ingenieurmäßig für dicke Bauteile vernachlässigt.

### 3.4.1.2 Boden-Bauwerk-Interaktion

Aus der Boden-Bauwerk-Interaktion ergeben sich zusätzliche Verformungseinwirkungen. Dies beinhaltet Setzungen aus dem Eigengewicht, die sich teilweise im Bauablauf einstellen, und Setzungen am Gesamtbauwerk die sich aus der Nutzung ergeben. Die Ermittlung der Setzungen sollte in enger Abstimmung mit dem Baugrundgutachter erfolgen. Für das Nachweisverfahren wird dem Gesamtbauwerk die letztendliche Setzungsmulde aufgezwungen. Die Berechnung der Setzungsmulde und die daraus ermittelten Zwangsspannungen erfolgt im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit.

### 3.4.2 Zwangsbeanspruchung

Das Bauwerk steht unter Witterungseinflüssen und erfährt dadurch im Nutzungszeitraum Längenänderungen und Verkrümmungen. Durch die Aktivierung des Eigengewichts sowie die Interaktion mit dem Baugrund und den angrenzenden Bauteilen werden wiederum Zwangsbeanspruchungen hervorgerufen. Entsprechend den Ergebnissen aus Turner (2017) kann nicht von einem nennenswerten Relaxationsprozess bei erhärtungsbedingten Zugbeanspruchungen ausgegangen werden, sodass Zwang infolge Betonerhärtung und Zwang im Nutzungszeitraum ungemindert zu überlagern sind.

Die Ermittlung der Zwangsspannungen im Nutzungszeitraum erfolgt anhand des gleichen Prinzips wie für die Zwangsspannungen infolge Betonerhärtung. Der positive Einfluss der viskoelastischen Eigenschaften des Betons sollte jedoch für saisonale Temperatureinwirkungen auf der sicheren Seite liegend vernachlässigt werden, da das Relaxationsvermögen mit zunehmendem Betonalter signifikant abnimmt. Dadurch ist im Hinblick auf den wiederkehrenden Charakter der saisonalen Einwirkung eine gewisse Unsicherheit auf den positiven Einfluss gegeben. Da Wasserbauwerke hohe Anforderungen an die Wasserundurchlässigkeit stellen, sollte die Überlagerung des frühen und späten Zwangs bei fugenlosen Wasserbauwerken immer berücksichtigt werden.

Die klimatischen Einwirkungen und die Boden-Bauwerk-Interaktion führen im Nutzungszeitraum zu einer Biegebeanspruchung am Gesamtquerschnitt. Für übliche Längsabmessungen der Bauwerke im Wasserbau wird der Behinderungsgrad im Nutzungszeitraum  $a_1$  immer gleich 1 gesetzt.

Die Zwangsspannungen aus dem Nutzungszeitraum werden am Gesamtbauwerk ermittelt. Die wirkende Verformung soll in jeder Höhenlage des Gesamtquerschnittes kompatibel gemacht werden. Hierzu wird ein Zugband unten und oben angeordnet. Das Zugband unten ist nur für die Bodenplatte Unterseite zu berechnen, da für die Oberseite bereits ausreichend Bewehrung infolge frühen Zwangs vorhanden ist, welche auch für den späten Zwang in Rechnung gestellt werden kann. Das Zugband oben ist für die Erzeugung ausreichender Sekundärrisse zuständig, welche in weiterer Folge auch für tiefere Lagen zur Bildung der Verformungskompatibilität genutzt werden.

Abbildung 3.14 stellt die zu berücksichtigenden Zwangsspannungen aus der linear veränderlichen Temperatureinwirkung der Bodenplatte  $\Delta T_{Mz,Pl}$ , der linear veränderlichen Temperatureinwirkung am Gesamtbauwerk  $\Delta T_{Mz,G}$  und aus den Spannungen infolge der Setzungsmulde schematisch dar.



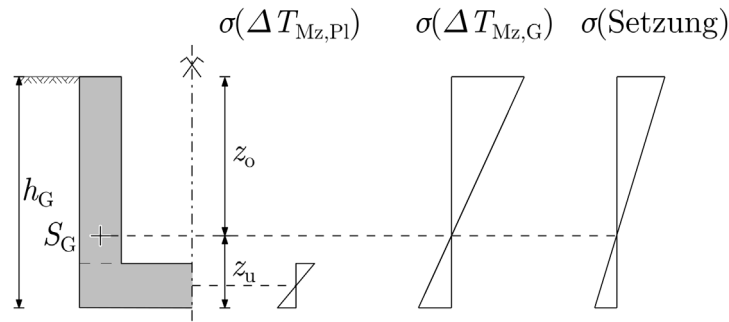


Abbildung 3.14: Zwangsspannungen für das Gesamtbauwerk im Nutzungszeitraum

Die sich aus dem Sommer- bzw. Winterfall ergebenden klimatischen Zwangsspannungen werden über die gesamte Bauwerkslänge angesetzt. Die Spannungen aus der Boden-Bauwerk-Interaktion werden in den relevanten Bereichen ungünstig überlagert. Abbildung 3.15 zeigt die Überlagerung von klimatischen Einwirkungen und Boden-Bauwerk-Interaktion. Druckspannungen infolge der Boden-Bauwerk-Interaktion werden auf der sicheren Seite liegend vernachlässigt.

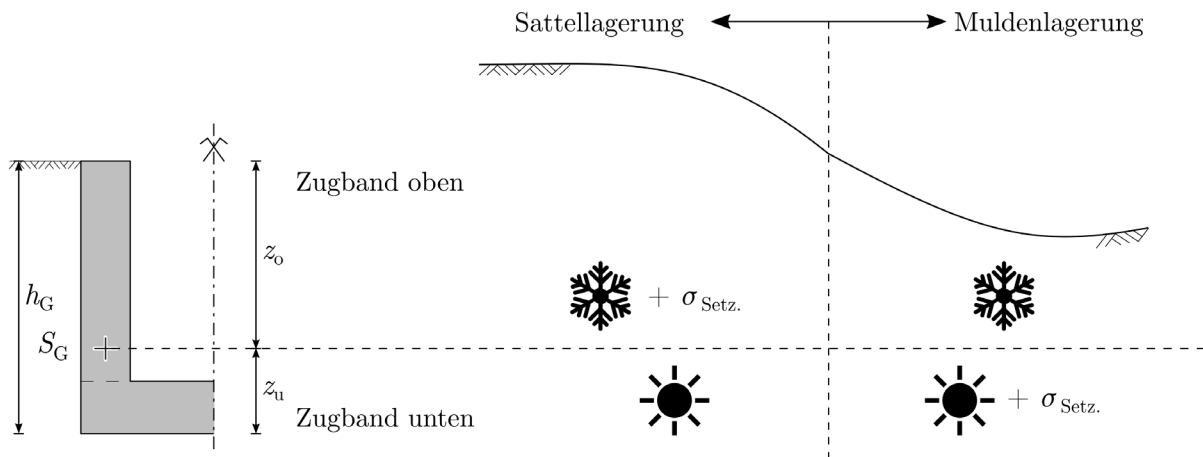


Abbildung 3.15: Überlagerung von klimatischen Einwirkungen und Boden-Bauwerk-Interaktion (Ober et al.)

Nachfolgend werden die in Abbildung 3.15 schematisch dargestellten Überlagerungen für die Zwangsspannungen aus klimatischen Einwirkungen und Boden-Bauwerk-Interaktion getrennt für das Zugband unten und das Zugband oben zusammengefasst.

### 3.4.2.1 Zugband unten

Die linear veränderliche Temperatureinwirkung am Gesamtbauwerk  $\Delta T_{Mz,G}$  führt im Sommer zu einer Zugbeanspruchung in der Bodenplatte. Zusätzlich wirkt noch die linear veränderliche Temperatureinwirkung der Bodenplatte  $\Delta T_{Mz,Pl}$ . Im Falle einer Muldenlagerung ergibt sich weiterhin aus der Boden-Bauwerk-Interaktion in der Bodenplatte eine Zugbeanspruchung aus der Setzungsmulde. Die Zwangsspannung für das Zugband unten ergibt sich nun wie folgt:

$$\sigma_{Zw,1} = -\frac{\alpha_T \cdot \Delta T_{Mz,G} \cdot E_{Pl}}{h_G} \cdot z_u - \frac{\alpha_T \cdot \Delta T_{Mz,Pl} \cdot E_{Pl}}{2} \cdot a_{M,1} + \sigma_{Setzung} \quad (3.13)$$

$\sigma_{Zw,1}$	Zwangsspannung im Beton im Zustand I im Nutzungszeitraum
$\alpha_T$	Wärmeausdehnungskoeffizient des Betons
$\Delta T_{Mz,G}$	linear veränderliche Temperatureinwirkung am Gesamtbauwerk im Nutzungszeitraum Sommer
$\Delta T_{Mz,Pl}$	linear veränderliche Temperatureinwirkung der Bodenplatte im Nutzungszeitraum Sommer
$E_{Pl}$	mittlerer Elastizitätsmodul des Betons der Bodenplatte
$z_u$	Abstand vom Schwerpunkt des Gesamtbauwerks zum unteren Rand
$h_G$	Höhe des Gesamtbauwerks
$a_{M,1}$	allgemeiner Behinderungsgrad bei Biegezwang im Nutzungszeitraum; $a_{M,1} = 1$
$\sigma_{Setzung}$	Zwangsspannung unten aus der Setzungsmulde im Falle einer Muldenlagerung ( $\sigma_{Setzung} \geq 0$ )

### 3.4.2.2 Zugband oben

Die linear veränderliche Temperatureinwirkung am Gesamtbauwerk  $\Delta T_{Mz,G}$  führt im Winter zu einer Zugbeanspruchung am Wandkopf. Außerdem ergibt sich am Wandkopf eine zusätzliche Zugbeanspruchung aus der Boden-Bauwerk-Interaktion, wenn es sich um eine Sattellagerung handelt. In Summe ergibt sich die Zwangsspannung für das Zugband oben wie folgt:

$$\sigma_{Zw,1} = -\frac{\alpha_T \cdot \Delta T_{Mz,G} \cdot E_W}{h_G} \cdot z_o + \sigma_{Setzung} \quad (3.14)$$

$\sigma_{Zw,1}$	Zwangsspannung im Beton im Zustand I im Nutzungszeitraum
$\alpha_T$	Wärmeausdehnungskoeffizient des Betons
$\Delta T_{Mz,G}$	linear veränderliche Temperatureinwirkung am Gesamtbauwerk im Nutzungszeitraum Winter
$E_W$	mittlerer Elastizitätsmodul des Betons des obersten Wandabschnitts
$z_o$	Abstand vom Schwerpunkt des Gesamtbauwerks zum oberen Rand
$h_G$	Höhe des Gesamtbauwerks
$\sigma_{Setzung}$	Zwangsspannung oben aus der Setzungsmulde im Falle einer Sattellagerung ( $\sigma_{Setzung} \geq 0$ )

## 3.5 Erforderliche Anzahl an Sekundärrisspaaren

Die aufzunehmende Verformung in einem Rissystem fließt in der Bemessung über die erforderliche Anzahl an Sekundärrisspaaren ein. Die aufzunehmende Verformung des Rissystems ergibt sich dabei aus der zuvor beschriebenen Zwangsbeanspruchung und dem Primärrissabstand, wie nachfolgend beschrieben.

### 3.5.1 Primärrissabstand

#### 3.5.1.1 Bodenplatte

In Bodenplatten resultiert der maximal mögliche Primärrissabstand aus dem Biegezwang. Im Allgemeinen stellt sich dieser maximale Primärrissabstand ein, wenn das Zwangsmoment das Rissmoment erreicht. In der Bemessung wird für die Bestimmung des Zwangsmoments grundsätzlich von vollem Biegezwang ausgegangen. Eine reale Abschätzung des Primärrissabstands erfordert demgegenüber eine Überlegung, wie sich das Zwangsmoment über eine bestimmte Länge aufbaut, bis das Rissmoment erreicht wird. Neben der bauteiltypischen Temperatur- und Spannungsgeschichte in Bodenplatten mit signifikantem Unterschied über die Querschnittshöhe der Bodenplatte erfordert dies auch eine Berücksichtigung der Nachgiebigkeit des Baugrunds in Tiefenrichtung, was im Allgemeinen zu einer diskreten Abbildung der Bodenplatten-Baugrund-Interaktion im Simulationsmodell, vergleichbar mit einer Betrachtung am elastisch gebetteten Stab,

führt. Zu dieser Bodenplatten-Baugrund-Interaktion wurden in Schlicke (2016) umfangreiche Parameterstudien mit unterschiedlich nachgiebig gebetteten Platten und unterschiedlichen Plattenlängen sowie -querschnittshöhen angestellt. Das Ergebnis zeigte eine große Bandbreite an Ergebnissen, die jedoch nicht auf anwendungsfreundliche Bestimmungsgleichungen zurückgeführt werden konnten.

Da in der praktischen Anwendung nicht der maximale Rissabstand als solcher, sondern vielmehr die aufsummierte Verformung in diesem Bereich interessiert, wurde in Schlicke (2016) vorgeschlagen, die Betrachtung zum Primärrissabstand auf eine einfachere Modellvorstellung einer Platte auf einer starren Ebene zu überführen. Hierdurch nimmt zwar der Rissabstand ab, allerdings steigt auch die Zwangsbeanspruchung, sodass die interessierte aufzunehmende Verformung als Integral der Zwangsbeanspruchung über den Primärrissabstand nahezu unverändert bleibt. Für den Randbereich der Platte kann der maximale Primärrissabstand damit aus der Modellvorstellung, dass sich im Fall vom Aufschüsseln der Bodenplatte ein Kragträger und im Fall der Verwölbung ein einseitig eingespannter und auf einer Seite vertikal verschieblich gelagerter Einfeldträger einstellt, hergeleitet werden, wie in Abbildung 3.16 dargestellt. Die Gegenüberstellung des Rissmoments mit dem Einspannmoment ergibt in weiterer Folge den maximalen Primärrissabstand.

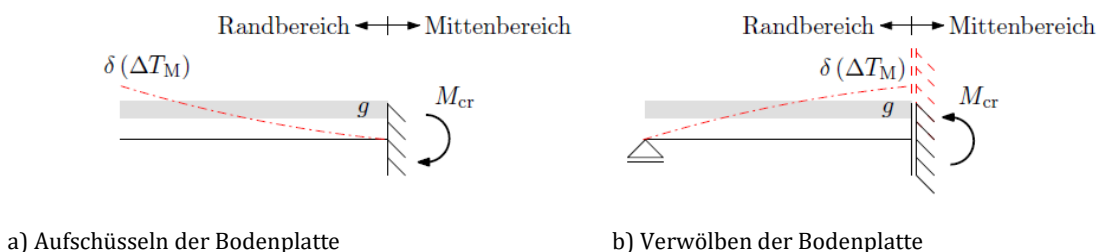


Abbildung 3.16: Systeme zur Erfassung des Verformungsverlaufs am Rand von Bodenplatten bei unendlich steifer Bettung nach Schlicke (2016)

Eine weitere Komplexität in der Bestimmung des Primärrissabstands von Bodenplatten resultiert daraus, dass die Primärrissbildung infolge Biegezwang an der Plattenoberseite auch bei dicken Platten deutlich vor dem Erreichen der 28-Tage-Festigkeit zu erwarten ist. Der Primärrissabstand von Bodenplatten ist somit auch von der vorhandenen Zugfestigkeit zum Zeitpunkt der Primärrissbildung abhängig, wie auch in Schlicke (2016) oder Tue und Schlicke ausgeführt. In MFZ (2011) und im MRZ – Gelbdruck 2019 wurde die Abhängigkeit des Primärrissabstands von Bodenplatten von der vorhandenen Zugfestigkeit zum Risszeitpunkt vernachlässigt und pauschal mit der 28-Tage-Zugfestigkeit gerechnet.

Insgesamt ist die Bestimmung des Primärrissabstands von Bodenplatten nicht trivial. Die praxistaugliche Bemessung erfordert hierbei insbesondere ingenieurmäßige Vereinfachungen zur Bodenplatten-Baugrund-Interaktion und der vorhandenen Zugfestigkeit zum Risszeitpunkt. Für die Nachweisführung im MRZ wird letztlich der pragmatische Ansatz in Gl. (3.15) gewählt, bei dem der Einfluss der Querschnittshöhe der Bodenplatte, der sich aus der beschriebenen Herleitung im Wurzelmaßstab ergibt, berücksichtigt wird. Alle anderen Einflussgrößen werden mit dem Vorfaktor 5,5 ingenieurmäßig erfasst. Dieser Vorfaktor berücksichtigt die Verhältnisse im Randbereich einer Platte und liegt insbesondere für lange Betonierabschnitte auf der sicheren Seite, da sich infolge einer stärkeren Behinderung des Aufschüsseln und der Verwölbung im Mittenbereich kürzere Primärrissabstände ergeben.

$$l_{cr,Pl} = \min\{5,5 \cdot \sqrt{h_{Pl}}; l_{BA,eff}/2\} \quad (3.15)$$

$l_{cr,Pl}$  geometrisch vorgegebener Primärrissabstand der Bodenplatte in m  
 $h_{Pl}$  Querschnittshöhe der Bodenplatte in m

$l_{BA,eff}$	effektive Betonierabschnittslänge der Bodenplatte in Betrachtungsrichtung in m
$l_{BA,eff} = l_{BA,Pl}$	... für freistehende Betonierabschnitte und Bodenplattenabschnitte zwischen zwei fertiggestellten Abschnitten bei Pilgerschrittverfahren
$l_{BA,eff} = 2 \cdot l_{BA,Pl}$	... für Vorkopfbetonagen
$l_{BA,Pl}$	Betonierabschnittslänge der Bodenplatte in Betrachtungsrichtung in m

### 3.5.1.2 Wandabschnitte

Der geometrisch vorgegebene Primärrissabstand in Wandabschnitten ist von der Betonierabschnittslänge der Wand bzw. des Wandabschnitts  $l_{BA,W}$  abhängig. Im Allgemeinen können sich drei verschiedene Fälle einstellen, welche in Abbildung 3.17 dargestellt sind.

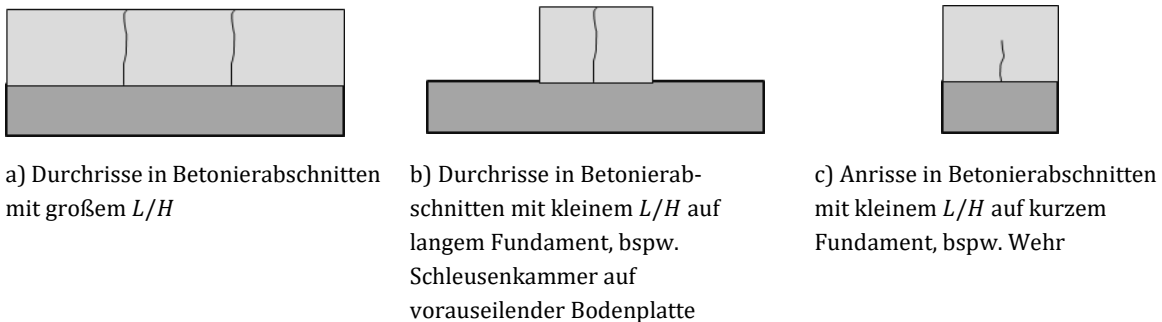


Abbildung 3.17: Primärrisse in Abhängigkeit der Betonierabschnittslänge dargestellt anhand der Längsansicht der Wand

Abbildung 3.17 a) stellt den Standardfall für massive Wasserbauwerke dar, bei der das gesamte Eigengewicht aktiviert wird. Hierbei kommt es im Erhärtungszeitraum zu Trennrissen über die gesamte Betonierabschnittshöhe der Wand bzw. des Wandabschnitts  $h_{BA,W}$ . In Schlicke (2016) wird gezeigt, dass der Primärrissabstand mit  $l_{cr,W} = 1,2 \cdot h_{BA,W}$  abgeschätzt werden kann.

Betonierabschnitte mit kleinem  $L/H$ -Verhältnis aber auf langen Fundamenten, wie in Abbildung 3.17 b) dargestellt, führen ebenfalls zur vollständigen Eigengewichtsaktivierung und Durchrisen über die gesamte Wandhöhe. In diesem Fall besteht jedoch die Möglichkeit, dass für den Primärrissabstand die Betonierabschnittslänge maßgebend wird, wodurch als Untergrenze für den Primärrissabstand  $l_{cr,W} = l_{BA,W}/2$  anzusetzen ist.

Abbildung 3.17 c) bildet einen Fall mit kleinem  $L/H$ -Verhältnis des Betonierabschnitts ab. Weist die Bodenplatte keinen nennenswerten Überstand auf, so entstehen im Erhärtungszeitraum, ausgehend vom Wandfuß, ebenfalls Primärrisse. Dabei handelt es sich allerdings um Anrisse, welche in der Regel nicht bis zur Wandoberkante verlaufen. Der Abstand der Primärrisse hängt in diesem Fall von der Anrisshöhe der Wand  $h_{cr}$  ab. Die Ermittlung der Anrisshöhe kann graphisch nach Schlicke (2016) erfolgen; ist jedoch nicht trivial. Aus diesem Grund wird für Betonierabschnitte mit kleinem  $L/H$ -Verhältnis vorgeschlagen, dass vereinfacht von einem Durchriss ausgegangen wird. Für diesen Fall kann der Primärrissabstand mit  $l_{cr,W} = 1,2 \cdot h_{BA,W}$  ermittelt werden. Außerdem wird die Untergrenze in Abhängigkeit der Betonierabschnittslänge mit  $l_{cr,W} = l_{BA,W}/2$  angesetzt.

Somit darf der Primärrissabstand für Wandabschnitte unabhängig der Betonierabschnittslänge wie folgt ermittelt werden:

$$l_{cr,W} = \min\{1,2 \cdot h_{BA,W}; l_{BA,W}/2\} \quad (3.16)$$

$l_{cr,W}$	geometrisch vorgegebener Primärrissabstand der Wand bzw. des Wandabschnitts
$h_{BA,W}$	Betonierabschnittshöhe der Wand bzw. des Wandabschnitts
$l_{BA,W}$	Betonierabschnittslänge der Wand bzw. des Wandabschnitts

### 3.5.1.3 Grundlaufdecke

Der Abstand von Primärrissen in Grundlaufdecken darf in Abhängigkeit der Querschnittsbreite des Grundlaufs mit Gl. (3.17) ermittelt werden.

$$l_{cr,Gl} = 0,6 \cdot b_{Gl} \quad (3.17)$$

$l_{cr,Gl}$	geometrisch vorgegebener Primärrissabstand der Grundlaufdecke in Längsrichtung
$b_{Gl}$	Querschnittsbreite der Grundlaufdecke

## 3.5.2 Erforderliche Sekundärrisspaare

Der behinderte Anteil der Verformungseinwirkung tritt im ungerissenen Zustand ausschließlich als Zwangsspannung (-dehnung) in Erscheinung. Nach der Rissbildung wird dieser Anteil im Bauteil in Form von elastischer Betonverformung und Rissbreiten realisiert. Reichen die Primärrisse nicht aus, um bei Einhaltung des Rissskriteriums die Verformungskompatibilität zu gewährleisten, müssen weitere Sekundärrisse erzeugt werden. Das Verformungspotenzial eines Risssystems kann entsprechend Bödefeld (2010) auf der sicheren Seite liegend mit Gl. (3.18) angegeben werden.

$$\sum w = w^P \cdot (1 + 0,9 \cdot n) \quad (3.18)$$

$\sum w$	Summe der Rechenwerte der Rissbreiten im Risssystem
$w^P$	Rechenwert der Rissbreite des Primärrisses
$n$	Anzahl an Sekundärrisspaaren

Die zum Erreichen der Verformungskompatibilität erforderliche Anzahl an Sekundärrisspaaren  $n$  wird in Abhängigkeit von Verformungseinwirkung, Primärrissabstand und Rissbreitenkriterium bestimmt. Weiterhin werden die elastische Verformung im Beton mit dem Beiwert  $k_{BD}$  und die Änderung des Behinderungsgrads bei der Rissbildung mit dem Faktor  $a^{0,6}$  berücksichtigt. Nach Turner (2017) gilt allgemein:

$$n = 1,1 \cdot \left( \left( \frac{\sigma_{Zw,0}}{a_0^{0,6}} + \sigma_{Zw,1} \right) \frac{l_{cr}}{E_{cm} \cdot w_k} \cdot k_{BD} - 1 \right) \quad (3.19)$$

mit:	$k_{BD} = \begin{cases} 0,75; & \sigma_{Zw} < 2 \cdot f_{ctm} \\ 0,85; & \sigma_{Zw} \geq 2 \cdot f_{ctm} \end{cases}$
$n$	Anzahl an Sekundärrisspaaren
$\sigma_{Zw,0}$	Zwangsspannung im Beton im Zustand I infolge Betonerhärtung
$\sigma_{Zw,1}$	Zwangsspannung im Beton im Zustand I im Nutzungszeitraum
$l_{cr}$	geometrisch vorgegebener Primärrissabstand
$E_{cm}$	mittlerer Elastizitätsmodul des Betons
$w_k$	Rissbreitenkriterium
$k_{BD}$	Beiwert zur Berücksichtigung der elastischen Betondehnung zwischen den Rissen
$a_0$	allgemeiner Behinderungsgrad im Erhärtungszeitraum
$f_{ctm}$	mittlere zentrische Betonzugfestigkeit

Die Zwangsspannung im Beton im Zustand I wurden separat für den frühen und späten Zwang ermittelt. Für den Bereich des Zugbandes an der Ober- bzw. Unterseite des Gesamtbauwerks ist die Zwangsspannung aus frühem und spätem Zwang zu überlagern. In allen anderen Bereichen (Bodenplatte Oberseite und Wandabschnitte) ist nur der frühe Zwang zu berücksichtigen.

Die Anzahl der Sekundärrisspaare muss am realen Bauwerk eine natürliche Zahl sein. Unter der Annahme, dass der Rechenwert der Rissbreite  $w$  bei Risserzeugung größer als das Rissbreitenkriterium  $w_k$  sein kann ( $w > w_k$ ), wird jedoch für die weitere Berechnung auf das Aufrunden auf die nächste größere, natürliche Zahl verzichtet. Außerdem werden mit dieser Vorgehensweise signifikante Sprünge der erforderlichen Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreite vermieden. Wird das Rissbreitenkriterium im Bauteil ohne Sekundärrisspaare bereits erfüllt ( $n \leq 0$ ), ist die Aufgabe der Bewehrung auf die Begrenzung der Rissbreite infolge der Eigenspannung und die Sicherstellung der Dauerhaftigkeit der Randzone beschränkt (siehe Kapitel 2.5).

### 3.6 Ermittlung der erforderlichen Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreite

Die Ermittlung der Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreite erfolgt gemäß der wissenschaftlichen Erkenntnisse aus den Arbeiten von Bödefeld (2010) und Turner (2017) mit Gl. (3.20). Im Detail finden hierbei folgende Effekte Berücksichtigung:

- Der Rechenwert der Rissbreite eines neuen Sekundärrisspaares ist kleiner als die des Primärrisses bzw. eines vorangegangenen Sekundärrisspaares (Gl. (3.19)).
- Die Stahlspannung im Riss nimmt in jedem neuen Sekundärriss um 30 % von der Verbundkraft bzw. der Kraft zur Erzeugung eines neuen Sekundärrisses ab.
- Die Einleitungslänge des Primärrisses steigt gegenüber einem reinen Zugstab um 30 % an, da die Stahlspannung zum nächsten Sekundärriss abnimmt.
- Die Stahlspannung im Primärriss kann mit der Annahme, dass die Betonspannung am Ende der Einleitungslänge des letzten Sekundärrisses in der effektiven Zugfläche gerade den Rechenwert der Zugfestigkeit (hier berücksichtigt mit  $f_{ctm}$  gemäß Tabelle 3.1) wieder erreicht, auf der sicheren Seite liegend hergeleitet werden.
- Mit der Annahme, dass die Betonspannung in der effektiven Zugfläche gerade wieder den Rechenwert der Zugfestigkeit erreicht, darf die erforderliche Anzahl an Sekundärrisspaaren um eins reduziert werden.
- Zusätzliche Verformungsanteile im ungerissenen Bereich können bei der Anzahl der erforderlichen Sekundärrisspaare ingenieurmäßig eingerechnet werden. (Beiwert  $k_{BD}$  in Gl. (3.19)).

Wird die erforderliche Anzahl an Sekundärrißpaaren  $n$  mit Gl. (3.19) ermittelt, folgt für die Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreite:

$$a_{s, \text{erf}} = \sqrt{\frac{d_s \cdot d_1^2 \cdot b^2 \cdot f_{\text{ctm}}}{w_k \cdot E_s}} \cdot (0,5 + 0,34 \cdot n) \quad (3.20)$$

$a_{s, \text{erf}}$	erforderliche Mindestbewehrung
$d_s$	Durchmesser der Bewehrung
$d_1$	Abstand des Bewehrungsschwerpunkts vom Bauteilrand
$b$	Querschnittsbreite, in der Regel pro Laufmeter
$f_{\text{ctm}}$	mittlere zentrische Betonzugfestigkeit
$w_k$	Rissbreitenkriterium
$E_s$	Elastizitätsmodul des Bewehrungsstahls
$n$	Anzahl an Sekundärrißpaaren

Die effektive Zugzone wird hier mit einer Höhe von  $h_{c, \text{eff}} = 2,5 \cdot d_1$  angenommen. Die in DIN EN 1992-1-1/NA:2013-04 vorhandene Erhöhung von  $h_{c, \text{eff}}$  mit zunehmender Bauteildicke berücksichtigt indirekt die Abnahme der Stahlspannung zwischen Primär- und Sekundärriß. Im verformungskompatiblen Bemessungsansatz ist diese Abnahme bereits enthalten. Zusätzlich wird die Rissbreitenzunahme unter Dauerlast oder wiederholter Belastung berücksichtigt. Zudem wird die mittlere Verbundspannung entlang des gesamten Schlupfbereichs mit  $\tau_{\text{sm}} = 1,8 \cdot f_{\text{ctm}}$  vereinfacht, was in den vorliegenden Verhältnissen einer abgeschlossenen Rissbildung eine gute Näherung darstellt.

#### 4 Beispiel: Mindestbewehrung für eine fugenlose Schifffahrtsschleuse

In diesem Beispiel sollen ausgewählte Bauteile (Bodenplatte, Kammerwand) einer monolithisch hergestellten Schleuse auf frühen und späten Zwang bemessen werden. Zu Veranschaulichungszwecken wurde die Setzung im Beispiel mit dem Steifemodulverfahren prognostiziert. Alternativ könnte die Boden-Bauwerk-Interaktion auch mit dem Bettungsmodulverfahren oder einem Aufzwingen einer geotechnisch ermittelten Setzungsmulde berücksichtigt werden. Die Bodenkennwerte und Setzungsprognosen sind projektspezifisch zu ermitteln. Hierzu empfiehlt sich eine interdisziplinäre Zusammenarbeit zwischen Geotechnik und Tragwerksplanung im Rahmen der geotechnischen Fachplanung. Die Geometrie des Bauwerks und die zugehörigen Randbedingungen sind nachfolgend dargestellt.

##### Geometrie:

Bodenplatte:	$h_{Pl} / b_{Pl}$	3,0 / 18,5 m
Kammerwand:	$h_W / b_W$	15,0 / 3,0 m
Gesamtlänge:	$l$	140 m
Betonierabschnittslänge – Bodenplatte/Wand:	$l_{BA,Pl} / l_{BA,W}$	35/46 – 48 m

##### Material:

Bodenplatte	$f_{ctm}$	2,20 N/mm <sup>2</sup>
Beton C20/25:	$E_{cm}$	30000 N/mm <sup>2</sup>
	$\Delta T_{adiab,7d}$	36 K
	$\alpha_T$	$10 \cdot 10^{-6} \text{ K}^{-1}$
Wand	$f_{ctm}$	2,60 N/mm <sup>2</sup>
Beton C25/30:	$E_{cm}$	31000 N/mm <sup>2</sup>
	$\Delta T_{adiab,7d}$	43 K
	$\alpha_T$	$10 \cdot 10^{-6} \text{ K}^{-1}$
Bewehrung	$c_{nom}$	60 mm
B500 B		
Rissbreitenkriterium	$w_k$	0,25 mm

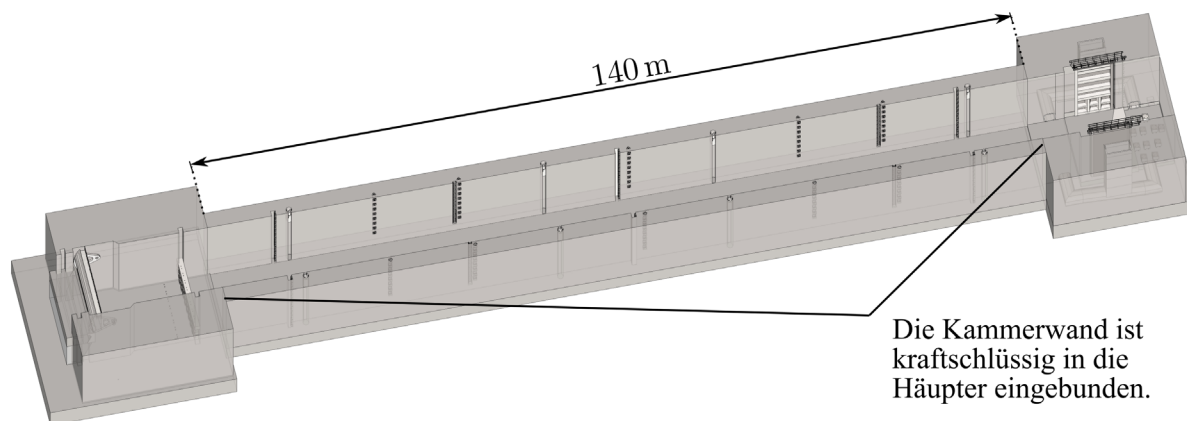
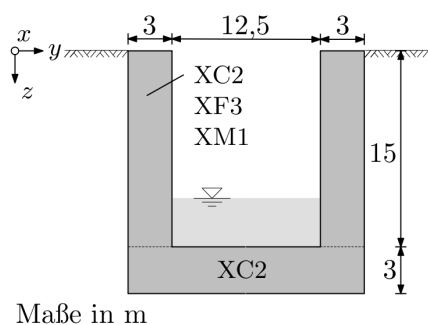


Abbildung 4.1: 3D Darstellung der zu berechnenden Schleusenkommer mit Ober-, Unterhaupt und Einbauteilen





Querschnittswerte:

$$\begin{aligned} h_G &= 18,0 \text{ m} \\ z_o &= -10,93 \text{ m} \\ z_u &= 7,07 \text{ m} \end{aligned}$$

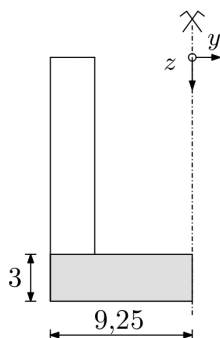
Abbildung 4.2: Querschnitt, Querschnittswerte und Expositionsklassen der zu berechnenden Schleusenkammer

Das Schleusenbauwerk wird in mehrere Bauabschnitte unterteilt. Die Kammerwand wird in drei Bauabschnitte mit gleicher Wandabschnittshöhe aufgeteilt.

**Bauabschnitt 1:**

BA I

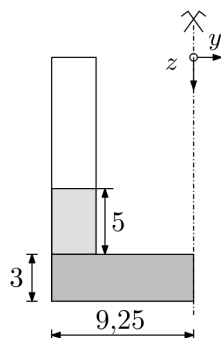
Bodenplatte längs



**Bauabschnitt 2:**

BA II

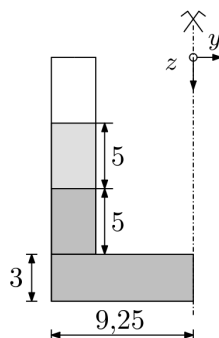
Kammerwand unten



**Bauabschnitt 3:**

BA III

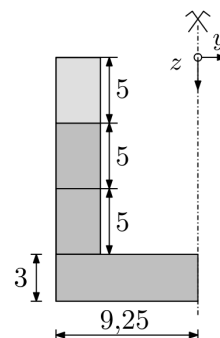
Kammerwand Mitte



**Bauabschnitt 4:**

BA IV

Kammerwand oben



Maße in m

Abbildung 4.3: Gewählte Bauabschnitte für die Herstellung der Schleusenkammer

## 4.1 Zwang infolge Betonerhärtung (früher Zwang)

### 4.1.1 Bodenplatte

#### 4.1.1.1 Verformungseinwirkung

Bodenplatte Oberseite

$$\Delta T_{Mz,eq,0} = 0,6 \cdot (0,74 \cdot 36 + 5) = 18,98 \text{ K} \quad \text{nach Gl. (3.2)}$$

Bodenplatte Unterseite

$$\Delta T_{Mz,eq,0} = \Delta T_{Mz,eq,0} = -0,8 \cdot (0,2 \cdot 36 + 0,25 \cdot 5) = -6,76 \text{ K} \quad \text{nach Gl. (3.3)}$$

#### 4.1.1.2 Zwangsbeanspruchung

Bodenplatte Oberseite

$$\sigma_{Zw,0} = + \frac{1 \cdot 10^{-5} \cdot 18,98 \cdot 30000}{2} \cdot 1 = 2,85 \text{ N/mm}^2 \quad \text{nach Gl. (3.4)}$$

$$\text{mit: } a_{M,0} = \frac{3}{2} \cdot \frac{0,025 \cdot 35^2}{1 \cdot 10^{-5} \cdot |18,98| \cdot 30000 \cdot 3,0} = 2,69 \leq 1 \quad \text{nach Gl. (3.5)}$$

Bodenplatte Unterseite

$$\sigma_{Zw,0} = - \frac{1 \cdot 10^{-5} \cdot (-6,76) \cdot 30000}{2} \cdot 1 = 1,01 \text{ N/mm}^2 \quad \text{nach Gl. (3.4)}$$

$$\text{mit: } a_{M,0} = \frac{3}{2} \cdot \frac{0,025 \cdot 35^2}{1 \cdot 10^{-5} \cdot |-6,76| \cdot 30000 \cdot 3,0} = 7,55 \leq 1 \quad \text{nach Gl. (3.5)}$$

### 4.1.2 Wandabschnitte

Bestimmung der maximal aktivierbaren Querschnittsbreite der Bodenplatte:

$$b_{Pl,eff} = 3,0 + 3,0 = 6,0 \text{ m} \quad \text{nach Gl. (3.6)}$$

$$\text{mit } b_{eff,1} = \min\{15,5 \text{ m}; 1,2 \cdot 5,0/2\} = 3,0 \text{ m}$$

#### 4.1.2.1 Verformungseinwirkung

$$\Delta T_{N,eq,0} = -0,7 \cdot (0,56 \cdot 43 + 5) = -20,24 \text{ K} \quad \text{nach Gl. (3.7)}$$

#### 4.1.2.2 Zwangsbeanspruchung

Wandabschnitt I

$$\sigma_{Zw,0} = -1 \cdot 10^{-5} \cdot (-20,24) \cdot 31000 \cdot 0,54 = 3,37 \text{ N/mm}^2 \quad \text{nach Gl. (3.8)}$$

$$\text{mit: } a_{N,0} = \frac{1}{1 + \frac{31000 \cdot 3,0 \cdot 5,0}{30000 \cdot 6,0 \cdot 3,0}} = 0,54 \leq 1 \quad \text{nach Gl. (3.9)}$$

Wandabschnitt II

$$\sigma_{Zw,0} = -1 \cdot 10^{-5} \cdot (-20,24) \cdot 31000 \cdot 0,68 = 4,29 \text{ N/mm}^2 \quad \text{nach Gl. (3.8)}$$

$$\text{mit: } a_{N,0} = \frac{1}{1 + \frac{31000 \cdot 3,0 \cdot 5,0}{30000 \cdot 6,0 \cdot 3,0 + 31000 \cdot 3,0 \cdot 5,0}} = 0,68 \leq 1 \quad \text{nach Gl. (3.9)}$$

Wandabschnitt III

$$\sigma_{Zw,0} = -1 \cdot 10^{-5} \cdot (-20,24) \cdot 31000 \cdot 0,76 = 4,77 \text{ N/mm}^2 \quad \text{nach Gl. (3.8)}$$

$$\text{mit: } a_{N,0} = \frac{1}{1 + \frac{31000 \cdot 3,0 \cdot 5,0}{30000 \cdot 6,0 \cdot 3,0 + 31000 \cdot 3,0 \cdot 10,0}} = 0,76 \leq 1 \quad \text{nach Gl. (3.9)}$$

## 4.2 Zwang im Nutzungszeitraum (später Zwang)

### 4.2.1 Verformungseinwirkung

#### 4.2.1.1 Klimatische Einwirkungen

$$\Delta T_{Mz,G} = 5 \text{ K (Winter)}$$

$$\Delta T_{Mz,G} = -10 \text{ K (Sommer)}$$

$$\Delta T_{Mz,Pl} = -\min\{3 \cdot 3,0; 12\} \text{ K} = -9 \text{ K (Sommer)}$$

#### 4.2.1.2 Boden-Bauwerk-Interaktion

Die Zwangsspannung infolge Boden-Bauwerk-Interaktion verändern sich entlang der Längsrichtung je nach Setzungsmulde des Gesamtbauwerks. Abbildung 4.4 zeigt der Längsschnitt der Setzungsmulde inkl. der daraus maximal resultierenden Zwangsspannungen. Für die weitere Bemessung wird immer nur der jeweilige Maximalwert herangezogen.

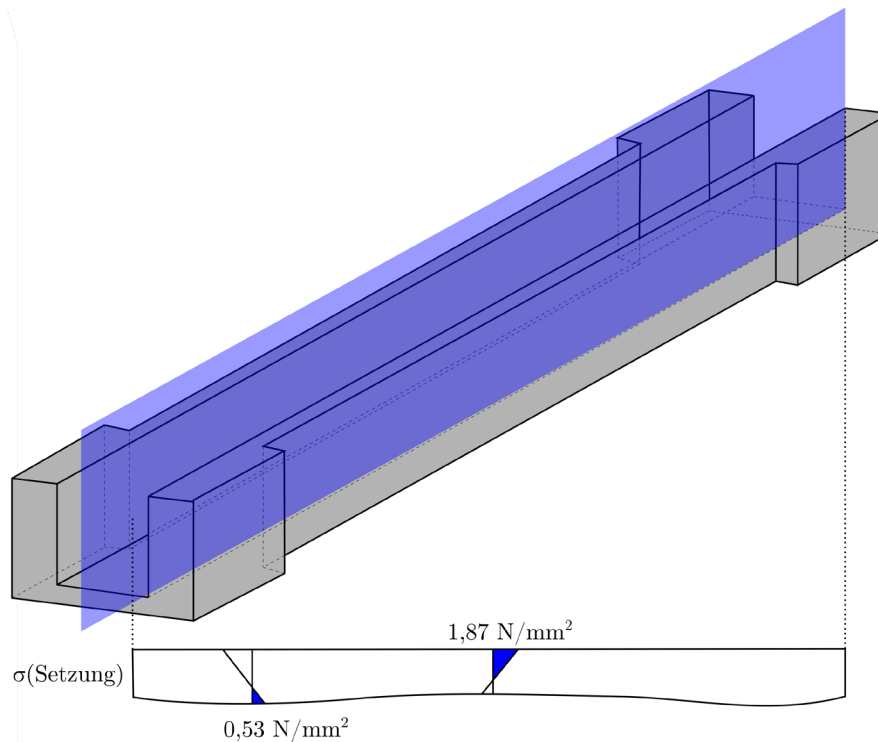


Abbildung 4.4: Darstellung der Zwangsspannungen aus der Setzungsmulde im Längsschnitt der Schleuse

#### 4.2.1.3 Zugbänder - Bereiche mit Muldenlagerung

In Bereichen mit Muldenlagerung ergibt sich eine zusätzliche Zwangsbeanspruchung der Schleuse an der Unterseite infolge der Setzungsmulde.

Zugband unten

$$\sigma_{Zw,1} = -\frac{1 \cdot 10^{-5} \cdot (-10) \cdot 30000}{18,0} \cdot 7,07 - \frac{1 \cdot 10^{-5} \cdot (-9) \cdot 30000}{2} \cdot 1 + 0,53 \quad \text{nach Gl. (3.13)}$$

$$\sigma_{Zw,1} = 1,18 + 1,35 + 0,53 = 3,06 \text{ N/mm}^2$$

Zugband oben

$$\sigma_{Zw,1} = -\frac{1 \cdot 10^{-5} \cdot 5 \cdot 31000}{18,0} \cdot (-10,93) + 0 \quad \text{nach Gl. (3.14)}$$

$$\sigma_{Zw,1} = 0,94 + 0 = 0,94 \text{ N/mm}^2$$

#### 4.2.1.4 Zugbänder - Bereiche mit Sattellagerung

In Bereichen mit Sattellagerung ergibt sich eine zusätzliche Zwangsbeanspruchung der Schleuse an der Oberseite infolge der Setzungsmulde.

Zugband unten

$$\sigma_{Zw,1} = - \frac{1 \cdot 10^{-5} \cdot (-10) \cdot 30000}{18,0} \cdot 7,07 - \frac{1 \cdot 10^{-5} \cdot (-9) \cdot 30000}{2} \cdot 1 + 0 \quad \text{nach Gl. (3.13)}$$

$$\sigma_{Zw,1} = 1,18 + 1,35 + 0 = 2,53 \text{ N/mm}^2$$

Zugband oben

$$\sigma_{Zw,1} = - \frac{1 \cdot 10^{-5} \cdot 5 \cdot 31000}{18,0} \cdot (-10,93) + 1,87 \quad \text{nach Gl. (3.14)}$$

$$\sigma_{Zw,1} = 0,94 + 1,87 = 2,81 \text{ N/mm}^2$$

### 4.3 Primärrissabstand

#### 4.3.1 Bodenplatte

$$l_{cr,Pl} = \min\{5,5 \cdot \sqrt{3,0}; 35,0/2\} = 9,53 \text{ m} \quad \text{nach Gl. (3.15)}$$

#### 4.3.2 Wandabschnitte

Wandabschnitt I bis III

$$l_{cr,W} = \min\{1,2 \cdot 5; 46/2\} = 6 \text{ m} \quad \text{nach Gl. (3.16)}$$

### 4.4 Erforderliche Sekundärrisspaare & Mindestbewehrung

#### 4.4.1 Überlagerung der vorhandenen Zwangsspannungen

Die Bewehrungsermittlung erfolgt zunächst für die Oberseite der Bodenplatte und die Wandabschnitte für die erhärtungsbedingte Zwangsspannungen. Danach wird die Bewehrung für das Zugband unten und oben ermittelt. Für das untere Zugband werden die Zwangsspannungen aus der Temperatureinwirkung des Sommers, für das obere Zugband die Zwangsspannungen aus der Temperatureinwirkung des Winters verwendet. Zusätzlich werden die Zwangsspannungen ungünstig mit jenen aus der Setzungsmulde überlagert. Abbildung 4.5 veranschaulicht schematisch alle wirkenden Zwangsspannungen. Hierbei wirken die Zwangsspannungen infolge Betonerhärtung und klimatischer Einwirkungen an jeder Stelle in Längsrichtung. Demgegenüber verändert sich die Zwangsspannung infolge Boden-Bauwerk-Interaktion in Längsrichtung. Hier wird für die weitere Bemessung immer nur der jeweilige Maximalwert herangezogen.

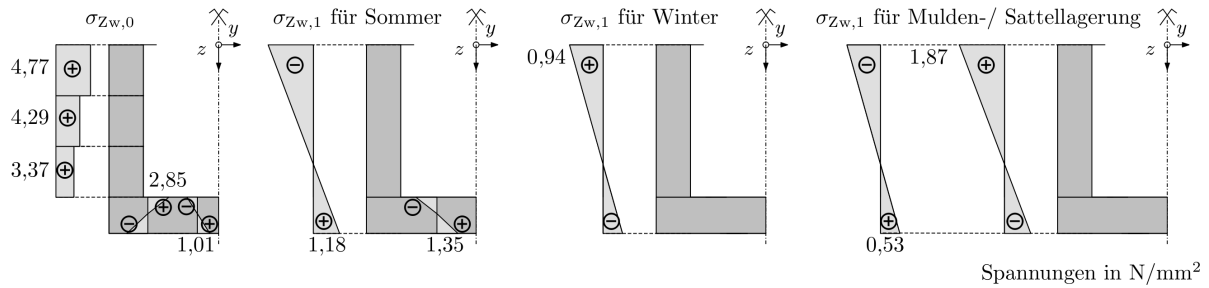


Abbildung 4.5: Übersicht der wirkenden Zwangsspannungen am Gesamtbauwerk

#### 4.4.2 Bodenplatte Oberseite

$$n = 1,1 \cdot \left( \left( \frac{2,85}{1^{0,6}} \right) \frac{9,53}{30000 \cdot 0,00025} \cdot 0,75 - 1 \right) = 1,88 \quad \text{nach Gl. (3.19)}$$

$$a_{s, \text{erf}} = \sqrt{\frac{0,025 \cdot 0,0725^2 \cdot 1,0^2 \cdot 2,2}{0,00025 \cdot 200000}} \cdot (0,5 + 0,34 \cdot 1,88) \cdot 10^4 = 25,68 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \text{nach Gl. (3.20)}$$

#### 4.4.3 Wandabschnitte

Wandabschnitt I

$$n = 1,1 \cdot \left( \left( \frac{3,37}{0,54^{0,6}} \right) \frac{6,0}{31000 \cdot 0,00025} \cdot 0,75 - 1 \right) = 2,03 \quad \text{nach Gl. (3.19)}$$

$$a_{s, \text{erf}} = \sqrt{\frac{0,025 \cdot 0,0725^2 \cdot 1,0^2 \cdot 2,6}{0,00025 \cdot 200000}} \cdot (0,5 + 0,34 \cdot 2,03) \cdot 10^4 = 28,50 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \text{nach Gl. (3.20)}$$

Wandabschnitt II

$$n = 1,1 \cdot \left( \left( \frac{4,29}{0,68^{0,6}} \right) \frac{6,0}{31000 \cdot 0,00025} \cdot 0,75 - 1 \right) = 2,34 \quad \text{nach Gl. (3.19)}$$

$$a_{s, \text{erf}} = \sqrt{\frac{0,025 \cdot 0,0725^2 \cdot 1,0^2 \cdot 2,6}{0,00025 \cdot 200000}} \cdot (0,5 + 0,34 \cdot 2,35) \cdot 10^4 = 29,76 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \text{nach Gl. (3.20)}$$

Wandabschnitt III

$$n = 1,1 \cdot \left( \left( \frac{4,77}{0,76^{0,6}} \right) \frac{6,0}{31000 \cdot 0,00025} \cdot 0,75 - 1 \right) = 2,49 \quad \text{nach Gl. (3.19)}$$

$$a_{s, \text{erf}} = \sqrt{\frac{0,025 \cdot 0,0725^2 \cdot 1,0^2 \cdot 2,6}{0,00025 \cdot 200000}} \cdot (0,5 + 0,34 \cdot 2,49) \cdot 10^4 = 30,34 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \text{nach Gl. (3.20)}$$

#### 4.4.4 Zugbänder – Bereiche mit Muldenlagerung

Zugband unten

$$n = 1,1 \cdot \left( \left( \frac{1,01}{1,0^{0,6}} + 3,06 \right) \frac{9,53}{30000 \cdot 0,00025} \cdot 0,75 - 1 \right) = 3,17 \quad \text{nach Gl. (3.19)}$$

$$a_{s, \text{erf}} = \sqrt{\frac{0,025 \cdot 0,0725^2 \cdot 1,0^2 \cdot 2,2}{0,00025 \cdot 200000}} \cdot (0,5 + 0,34 \cdot 3,17) \cdot 10^4 = 30,19 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \text{nach Gl. (3.20)}$$

Zugband oben

$$n = 1,1 \cdot \left( \left( \frac{4,77}{0,76^{0,6}} + 0,94 \right) \frac{6,0}{31000 \cdot 0,00025} \cdot 0,85 - 1 \right) = 3,65 \quad \text{nach Gl. (3.19)}$$

$$A_{s, \text{erf}} = \sqrt{\frac{0,025 \cdot 0,0725^2 \cdot 3,0^2 \cdot 2,6}{0,00025 \cdot 200000}} \cdot (0,5 + 0,34 \cdot 3,65) \cdot 10^4 = 103,48 \text{ cm}^2 \quad \text{nach Gl. (3.20)}$$

#### 4.4.5 Zugbänder – Bereiche mit Sattellagerung

Zugband unten

$$n = 1,1 \cdot \left( \left( \frac{1,01}{1,0^{0,6}} + 2,53 \right) \frac{9,53}{30000 \cdot 0,00025} \cdot 0,75 - 1 \right) = 2,61 \quad \text{nach Gl. (3.19)}$$

$$a_{s, \text{erf}} = \sqrt{\frac{0,025 \cdot 0,0725^2 \cdot 1,0^2 \cdot 2,2}{0,00025 \cdot 200000}} \cdot (0,5 + 0,34 \cdot 2,61) \cdot 10^4 = 28,33 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \text{nach Gl. (3.20)}$$

Zugband oben

$$n = 1,1 \cdot \left( \left( \frac{4,77}{0,76^{0,6}} + 2,81 \right) \frac{6,0}{31000 \cdot 0,00025} \cdot 0,85 - 1 \right) = 5,00 \quad \text{nach Gl. (3.19)}$$

$$A_{s, \text{erf}} = \sqrt{\frac{0,025 \cdot 0,0725^2 \cdot 3,0^2 \cdot 2,6}{0,00025 \cdot 200000}} \cdot (0,5 + 0,34 \cdot 5,00) \cdot 10^4 = 116,35 \text{ cm}^2 \quad \text{nach Gl. (3.20)}$$

#### 4.5 Aussparungen

In Längsrichtung der Schleusenammer befinden sich alle 15 m Nischenpoller. Die Abmessungen der Aussparungen betragen in der Breite  $l_{\text{Aus}} = 0,58 \text{ m}$ , in der Höhe  $h_{\text{Aus}} = 0,745 \text{ m}$  und in der Tiefe  $t_{\text{Aus}} = 0,40 \text{ m}$ . Die modifizierte Mindestbewehrung in der Wand ergibt sich für diesen Bereich aus der modifizierten Sekundärrissanzahl  $n_{\text{mod}}$ .

#### Wandabschnitt I

$$n_{\text{mod}} = 2,03 \cdot 2 = 4,06$$

$$a_{\text{s,erf}} = \sqrt{\frac{0,025 \cdot 0,0725^2 \cdot 1,0^2 \cdot 2,6}{0,00025 \cdot 200000}} \cdot (0,5 + 0,34 \cdot 4,06) \cdot 10^4 = 35,82 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \text{nach Gl. (3.20)}$$

#### Wandabschnitt II

$$n_{\text{mod}} = 2,34 \cdot 2 = 4,68$$

$$a_{\text{s,erf}} = \sqrt{\frac{0,025 \cdot 0,0725^2 \cdot 1,0^2 \cdot 2,6}{0,00025 \cdot 200000}} \cdot (0,5 + 0,34 \cdot 4,68) \cdot 10^4 = 37,81 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \text{nach Gl. (3.20)}$$

#### Wandabschnitt III

$$n = 2,49 \cdot 2 = 4,98$$

$$a_{\text{s,erf}} = \sqrt{\frac{0,025 \cdot 0,0725^2 \cdot 1,0^2 \cdot 2,6}{0,00025 \cdot 200000}} \cdot (0,5 + 0,34 \cdot 4,98) \cdot 10^4 = 38,71 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \text{nach Gl. (3.20)}$$

Die Verankerungslänge für den Gebrauchszustand errechnet sich mit:

$$l_{\text{bd}} = \frac{100 \cdot 25}{2,6} = 962 \text{ mm} \quad \text{nach Gl. (2.1)}$$

In Bereichen von Aussparungen wird die Mindestbewehrung auf  $\varnothing 25 / 10 \text{ cm}$  ( $49,09 \text{ cm}^2/\text{m}$ ) erhöht.

## 4.6 Zusammenfassung der Mindestbewehrung

### 4.6.1 Bereiche mit Muldenlagerung

Position	$a_{\text{s,erf}}/A_{\text{s,erf}}$	$a_{\text{s,gew}}/A_{\text{s,gew}}$
Zugband unten	30,19 cm <sup>2</sup> /m	$\varnothing 25 / 15 \text{ cm}$ (32,72 cm <sup>2</sup> /m)
Bodenplatte Oberseite	25,68 cm <sup>2</sup> /m	$\varnothing 25 / 15 \text{ cm}$ (32,72 cm <sup>2</sup> /m)
WA I	28,50 cm <sup>2</sup> /m	$\varnothing 25 / 15 \text{ cm}$ (32,72 cm <sup>2</sup> /m)
WA II	29,76 cm <sup>2</sup> /m	$\varnothing 25 / 15 \text{ cm}$ (32,72 cm <sup>2</sup> /m)
WA III	30,34 cm <sup>2</sup> /m	$\varnothing 25 / 15 \text{ cm}$ (32,72 cm <sup>2</sup> /m)
Zugband oben	103,48 cm <sup>2</sup>	22 Stk $\varnothing 25$ (107,99 cm <sup>2</sup> )



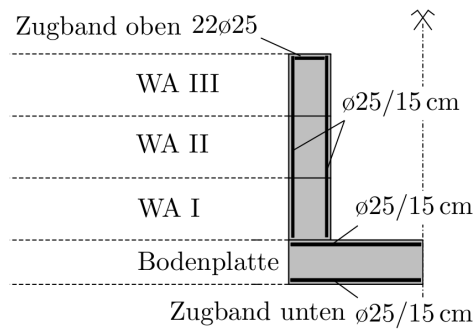


Abbildung 4.6: Gewählte Bewehrung in Bereichen mit Muldenlagerung

#### 4.6.2 Bereiche mit Sattellagerung

Position	$a_{s,erf}/A_{s,erf}$	$a_{s,gew}/A_{s,gew}$
Zugband unten	28,33 cm <sup>2</sup> /m	ø25 / 15 cm (32,72 cm <sup>2</sup> /m)
Bodenplatte Oberseite	25,68 cm <sup>2</sup> /m	ø25 / 15 cm (32,72 cm <sup>2</sup> /m)
WA I	28,50 cm <sup>2</sup> /m	ø25 / 15 cm (32,72 cm <sup>2</sup> /m)
WA II	29,76 cm <sup>2</sup> /m	ø25 / 15 cm (32,72 cm <sup>2</sup> /m)
WA III	30,34 cm <sup>2</sup> /m	ø25 / 15 cm (32,72 cm <sup>2</sup> /m)
Zugband oben	116,35 cm <sup>2</sup>	24 Stk ø25 (117,81 cm <sup>2</sup> )

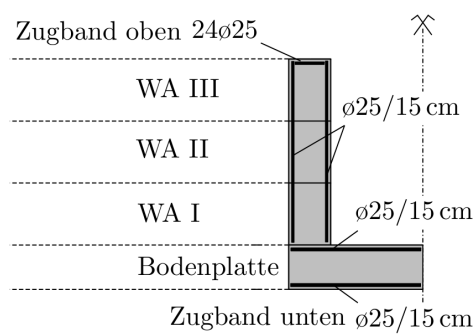


Abbildung 4.7: Gewählte Bewehrung in Bereichen mit Sattellagerung

## Literatur

Azenha, Miguel; Kanavaris, Fragkoulis; Schlicke, Dirk; Jędrzejewska, Agnieszka; Benboudjema, Farid; Honorio, Tulio et al. (2021): Recommendations of RILEM TC 287-CCS: thermo-chemo-mechanical modelling of massive concrete structures towards cracking risk assessment. In: *Mater Struct* 54 (4). DOI: 10.1617/s11527-021-01732-8.

Bödefeld, Jörg (2010): Rissmechanik in dicken Stahlbetonbauteilen bei abfließender Hydratationswärme. Karlsruhe: Bundesanstalt für Wasserbau (Mitteilungsblatt der Bundesanstalt für Wasserbau, 92).

Bödefeld, Jörg; Ehmann, Rainer; Schlicke, Dirk; Tue, Nguyen Viet (2012): Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreiten in Stahlbetonbauteilen infolge des Hydratationsprozesses. In: *Beton und Stahlbetonbau* 107 (2), S. 79–85. DOI: 10.1002/best.201100065.

DAfStb-Richtlinie „Massige Bauteile aus Beton“: Deutscher Ausschuss für Stahlbeton e.V. (Hrsg.): DAfStb-Richtlinie Massige Bauteile aus Beton. Berlin: Deutscher Ausschuss für Stahlbeton e.V.

DBV-Merkblatt „Nachbehandlung“: Deutscher Beton- und Bautechnik-Verein e.V. (Hrsg.): DBV-Merkblatt Nachbehandlung von Beton. Berlin: Deutscher Beton- und Bautechnik-Verein e.V.

DIN 19702:2013-02: Massivbauwerke im Wasserbau - Tragfähigkeit, Gebrauchstauglichkeit und Dauerhaftigkeit.

DIN EN 13670: Ausführung von Tragwerken aus Beton.

DIN EN 1991-1-5: Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke-Teil 1-5: Allgemeine Einwirkungen - Temperatureinwirkungen.

DIN EN 1992-1-1: Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau.

DIN EN 1992-1-1/NA:2013-04: Nationaler Anhang - National festgelegte Parameter - Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau.

DIN EN 1992-1-1:2011-01: Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau; Deutsche Fassung EN 1992-1-1:2004 + AC:2010.

Fairbairn, Eduardo M.R.; Azenha, Miguel (2019): Thermal Cracking of Massive Concrete Structures. Cham: Springer International Publishing (RILEM State Art Reports, 27).

König, Gert; Tue, Nguyen Viet (1996): Grundlagen und Bemessungshilfen für die Rißbreitenbeschränkung im Stahlbeton und Spannbeton sowie Kommentare, Hintergrundinformationen und Anwendungsbeispiele zu den Regelungen nach DIN 1045, EC2 und Model Code 90. Berlin: Beuth (Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, 466).

Lichte, Ulf (2004): Klimatische Temperatureinwirkungen und Kombinationsregeln bei Brückenbauwerken. Dissertation. Universität der Bundeswehr München, München. Institut für Konstruktiven Ingenieurbau.

MFZ (2011): Bundesanstalt für Wasserbau (BAW) (Hrsg.): BAWMerkblatt Rissbreitenbegrenzung für frühen Zwang (MFZ). Karlsruhe: Bundesanstalt für Wasserbau (BAW) (BAW-Merkblätter, -Empfehlungen und -Richtlinien).

MRZ: Bundesanstalt für Wasserbau (BAW) (Hrsg.): BAWMerkblatt Rissbreitenbegrenzung für frühen Zwang (MRZ). Karlsruhe: Bundesanstalt für Wasserbau (BAW) (BAW-Merkblätter, -Empfehlungen und -Richtlinien).

Ober, Julia; Krenn, Christina; Schlicke, Dirk: Bestimmung der Mindestbewehrung mittels verformungskompatiblen Ansatzes unter expliziter Berücksichtigung der Zwangsspannungen aus der Boden-Bauwerk-Interaktion bei massiven Wasserbauwerken. In: Schlicke, Krüger et al. (Hrsg.) 2024 – 6. Grazer Betonkolloquium, S. 267–273.

ÖBV-RiLi Weiße Wanne (2018), 02-2018: Österreichische Bautechnik Vereinigung: Wasserundurchlässige Betonbauwerke - Weiße Wanne. Wien: Österreichische Bautechnik Vereinigung.

Schlicke, Dirk (2016): Mindestbewehrung für zwangbeanspruchten Beton. Festlegung unter Berücksichtigung der erhärtungsbedingten Spannungsgeschichte und der Bauteilgeometrie. 2. überarbeitete Auflage. Graz: Verlag der Technischen Universität Graz (Monographic series TU Graz, Volume 4). Online verfügbar unter <https://permalink.obvsg.at/AC13228607>.

Schlicke, Dirk; Krenn, Christina (2024): Kritische Betrachtung von Temperaturkriterien zur Kontrolle der erhärtungsbedingten Rissgefahr. In: *Beton und Stahlbetonbau* 119 (8), S. 559–571. DOI: 10.1002/best.202400023.

Schlicke, Dirk; Krenn, Christina; Dorfmann, Eva Maria; Tue, Nguyen Viet: Beurteilung der Rissgefahr infolge erhärtungsbedingter Zwangbeanspruchung. In: Bergmeister, Fingerloos et al. (Hrsg.) 2022 – 2023 Beton-Kalender, S. 253–283.

Schlicke, Dirk; Tue, Nguyen Viet (2016): Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreite unter Berücksichtigung des tatsächlichen Bauteilverhaltens. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 111 (4), S. 210–220. DOI: 10.1002/best.201500072.

Schlicke, Dirk; Tue, Nguyen Viet; Krenn, Christina (2023): Untersuchungen zur Erweiterung der Anwendungsgrenze des MRZ und Erstellung von Lösungsvorschlägen für Sonderprobleme. Abschlussbericht. Technische Universität Graz; Institut für Betonbau.

Tue, Nguyen Viet; Bödefeld, Jörg; Dietz, Jörg (2007): Einfluss der Eigenspannung auf die Rissbildung bei dicken Bauteilen im jungen Betonalter. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 102 (4), S. 215–222. DOI: 10.1002/best.200700541.

Tue, Nguyen Viet; Schlicke, Dirk; Krenn, Christina (2022): Begrenzung von Rissen in massigen Bauteilen von Verkehrswasserbauwerken. Managementpapier. Institut für Betonbau. Graz.

Tue, Nguyen Viet; Schlicke, Dirk: Zwangbeanspruchung und Rissbreitenbeschränkung in Stahlbetonbauteilen auf Grundlage der Verformungskompatibilität. In: Bergmeister, Fingerloos et al. (Hrsg.) 2020 – Beton Kalender 2020, S. 831–887.

Turner, Katrin (2017): Ganzheitliche Betrachtung zur Ermittlung der Mindestbewehrung für fugenlose Wasserbauwerke. Dissertation. Technische Universität Graz, Graz. Institut für Betonbau.

ZTV-W LB 215: Bundesministerium für Verkehr (Hrsg.): Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen Wasserbau, Wasserbauwerke aus Beton und Stahlbeton - Leistungsbereich 215. Bonn/Berlin: Bundesministerium für Verkehr (Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen - Wasserbau).