

Semiprobabilistisches Nachweiskonzept zur Dauerhaftigkeitsbemessung und -bewertung von Stahlbetonbauteilen unter Chlorideinwirkung

Amir Rahimi

Vollständiger Abdruck der von der Ingenieur fakultät Bau Geo Umwelt der Technischen Universität München zur Erlangung des akademischen Grades eines

Doktor-Ingenieurs

genehmigten Dissertation.

Vorsitzender: Univ.-Prof. Dr.-Ing. Detlef Heinz
Prüfer der Dissertation: 1. Univ.-Prof. Dr.-Ing. Christoph Gehlen
2. Univ.-Prof. Dr.-Ing. Wolfgang Breit, TU Kaiserslautern
3. Univ.-Prof. Dr.-Ing. Viktor Mechtcherine, TU Dresden

Die Dissertation wurde am 16.03.2016 bei der Technischen Universität München eingereicht und durch die Ingenieur fakultät Bau Geo Umwelt am 01.06.2016 angenommen.

*“... no prediction of future developments can be made without some form of model,
no matter how crude...”*

fib bulletin 53:2009

Vorwort

Die vorliegende Dissertation entstand in den Jahren 2011 bis 2016 während meiner Tätigkeit als wissenschaftlicher Gastmitarbeiter an der Technischen Universität München, Lehrstuhl für Werkstoffe und Werkstoffprüfung im Bauwesen, und wurde von der Bundesanstalt für Wasserbau (BAW) begleitet und gefördert.

Meinem Doktorvater Herrn *Univ.-Prof. Dr.-Ing. Christoph Gehlen* danke ich sehr herzlich für seine hervorragende Betreuung, das mir entgegengebrachte Vertrauen und seine persönliche Art. An die gemeinsame Zusammenarbeit mit seiner wohlwollenden Förderung danke ich mit großer Freude zurück.

An meine Vorgesetzten bei der Bundesanstalt für Wasserbau Herrn *BDir Dipl.-Ing. Andreas Westendarp* und Herrn *Dr.-Ing. Thorsten Reschke* richte ich meinen herzlichen Dank für ihre fachliche und technische Unterstützung und die Gewährung weitreichender Freiräume bei meiner Arbeit.

Das Forschungsvorhaben wurde von einer Expertengruppe tatkräftig betreut. Mein Dank gilt – neben den o. g. Herren – auch den restlichen Mitgliedern der Betreuergruppe Herrn *Dr.-Ing. Udo Wiens (DAfStb)* und Herrn *Ir. Joost Gulikers (Rijkswaterstaat, Niederlande)* für ihr großes Interesse an der Arbeit, ihre Anregungen und motivierende Unterstützung.

Herrn *Univ.-Prof. Dr.-Ing. Wolfgang Breit* und Herrn *Univ.-Prof. Dr.-Ing. Viktor Mechtcherine* danke ich für die Berichterstattung sowie Herrn *Univ.-Prof. Dr.-Ing. Detlef Heinz* für die Übernahme des Vorsizes der Prüfungskommission.

Weiterhin danke ich Herrn *Steinar Helland (SKANSKA, Norwegen)* für seine konstruktiven Hinweise, Anregungen und die Diskussionen während der Zusammenarbeit bei der Erstellung des mit meiner Dissertation verbundenen *fib bulletin 76*.

Mein Dank gebührt Herrn *Dipl.-Ing. (FH) Philipp Tamm M.Sc.* und Herrn *Dimitar Konstadinov M.Sc.*, die mit ihren Abschlussarbeiten zur Erstellung dieser Arbeit bedeutend beigetragen haben.

Herrn *Dipl.-Math. Hanns Heiß* danke ich herzlich für die sorgsame Durchsicht dieser Arbeit.

Meinen Eltern danke ich für das stete Vertrauen in mich und ihren vorbehaltlosen Rückhalt in all den Jahren.

Karlsruhe im Juni 2016

Kurzfassung

In den letzten drei Dekaden wurden leistungsorientierte Konzepte zur Bemessung der Dauerhaftigkeit von Stahlbetonbauwerken hinsichtlich der Betonstahlkorrosion auf vollprobabilistischem Format entwickelt, um den Defiziten der derzeitigen normativen Regelung mit ihrer Vorgabe deskriptiver Anforderungen entgegenzuwirken. Die Anwendung der Bemessungskonzepte auf vollprobabilistischer Ebene ist jedoch aufwendig und benötigt gesonderte Fachkenntnisse und spezielle numerische Software. Bei der Beurteilung der Restnutzungsdauer bestehender Bauwerke unter Dauerhaftigkeitsaspekten ohne bzw. nach Ausführung von Instandsetzungsmaßnahmen sind die deskriptiven Ansätze zumeist nicht ausreichend bzw. mangels entsprechender Informationen zur Zusammensetzung der Baustoffe nicht anwendbar; praxisgeeignete Bemessungsverfahren auf Performance-Basis stehen nicht zur Verfügung. Im Rahmen dieser Arbeit werden semiprobabilistische Konzepte entwickelt, die eine Dauerhaftigkeitsbemessung hinsichtlich chloridinduzierter Betonstahlkorrosion sowohl für neu zu errichtende als auch für nachträglich mittels Betonersatz instand gesetzte Bauteile ermöglichen und zur Bewertung der Restnutzungsdauer bestehender Bauteile angewendet werden können. Durch Erstellung von Bemessungsnomogrammen wird dem Sachkundigen Planer ein anwendungsfreundliches Instrument für ein transparentes Umgehen mit der Dauerhaftigkeit von Stahlbetonbauwerken bereitgestellt.

Abstract

Over the past three decades, performance-based concepts for the durability design of reinforced concrete structures in terms of the corrosion of the reinforcement have been developed using a full probabilistic approach in order to remedy the shortcomings of the current standard rules in which descriptive requirements are specified. However, applying the design concepts at a fully probabilistic level is time-consuming and requires specialist know-how and special numerical software. When assessing the residual service life of existing structures in terms of durability, whether repair measures have been carried out or not, descriptive approaches are usually inadequate or not practicable owing to the lack or absence of information on the composition of the construction materials. There are no performance-based design approaches available that are suitable for use in practice. This work deals with the development of semi-probabilistic concepts that permit the durability design of new structural members and repair measures involving the replacement of concrete in terms of the chloride-induced corrosion of the reinforcement. The concepts also enable the residual service life of existing members to be assessed. Design nomograms have been established to provide designers with an easy-to-use tool with which the durability of reinforced concrete structures can be addressed in a transparent manner.

Abkürzungsverzeichnis

a	Anfangsbereich einer Verteilung (z. B. bei BetaD)
α_i	Sensitivitätsfaktoren [-]
α	Altersexponent [-] (im Allgemeinen; zeitunabhängig)
α_{app}	Altersexponent [-] nach dem Ansatz C
α_{nss}	Altersexponent [-] nach dem Ansatz A
α_{RCM}	Altersexponent [-] nach dem Ansatz B
b	Endbereich einer Verteilung (z. B. bei BetaD)
b_e	Temperaturkoeffizient [K], Regressionsparameter
$BetaD$	Beta-Verteilung
β	Zuverlässigkeitsindex [-]
β_0	Zielwert des Zuverlässigkeitsindex [-]
c	Betondeckung [mm]
c_{min}	Mindestbetondeckung [mm], entspricht dem Bemessungswert der Betondeckung c_d
c_{nom}	Nennwert der Betondeckung [mm], entspricht dem charakteristischen Wert (d. h. Mittelwert) der Betondeckung c_k
c_{new}	Dicke der neuen Instandsetzungsschicht [mm] beim Betonersatz
c_{remain}	Dicke der verbleibenden Betonschicht über dem Betonstahl (in der Betondeckung) [mm] beim Betonersatz
$C(x, t)$	Chloridkonzentration in Tiefe x zum Zeitpunkt t [M.-%/b]
C_0	Eigenchloridgehalt [M.-%/b]
C_{crit}	kritischer korrosionsauslösender Chloridgehalt [M.-%/b]
C_{crit}^*	Differenz zwischen dem kritischen korrosionsauslösenden Chloridgehalt C_{crit} und dem ermittelten Restchloridgehalt an der Betonstahloberfläche C_r ; $C_{crit}^* = C_{crit} - C_r$ [M.-%/b]
$C_{new}(x, t)$	zeit- und tiefenabhängige Chloridkonzentration in der neuen Instandsetzungsschicht [M.-%/b] beim Betonersatz
C_r	Gehalt an verbleibenden Chloriden an der Betonstahloberfläche [M.-%/b] beim Betonersatz

$C_{remain}(x, t)$	zeit- und tiefenabhängige Chloridkonzentration in der verbleibenden Betonschicht [M.-%/b] beim Betonersatz
$C_{s,0}$	Chloridkonzentration an der Bauteiloberfläche zum Beobachtungszeitpunkt in Abhängigkeit der anstehenden Chloridquelle, welche als konstante Einwirkung angenommen wird (Oberflächenchloridkonzentration) [M.-%/b]
$C_{s,\Delta x}$	Chloridkonzentration in der Tiefe Δx in Abhängigkeit der anstehenden Chloridquelle, welche als konstante Einwirkung angenommen wird (Ersatz-Oberflächenchloridkonzentration) [M.-%/b]
$C_{s,g}$	Konzentration der Restchloride an der Bauteiloberfläche [M.-%/b] nach dem Betonabtrag
CoV	Variationskoeffizient einer Variablen
$d_{E,min}$	minimale Schichtdicke beim Betonersatz ($= c_{new,min}$) [mm]; 5 %-Quantil der gemessenen oder berechneten Dicke; Bemessungswert der Schichtdicke
$d_{E,nom}$	Nennwert der Schichtdicke beim Betonersatz ($= c_{new,nom}$) [mm]; entspricht dem charakteristischen Wert (d. h. Mittelwert) der Schichtdicke
$D(t_0)$	Sammelbezeichnung für $D_{app}(t_0)$, $D_{nss}(t_0)$ und $D_{RCM}(t_0)$ [m ² /s]
$D_{app}(t)$	Scheinbarer Chloriddiffusionskoeffizient [m ² /s] zum Zeitpunkt t
$D_{app}(t_0)$	vom $D_{app}(t_{insp})$ auf den Referenzzeitpunkt t_0 umgerechneter Scheinbarer Chloriddiffusionskoeffizient [m ² /s]
$D_{app}(t_{insp})$	am Bauteil gemessener Scheinbarer Chloriddiffusionskoeffizient [m ² /s] zum Inspektionszeitpunkt t_{insp}
$D_{in}(t)$	momentaner (instantaneous) Chloriddiffusionskoeffizient [m ² /s]
$D_{nss}(t)$	instationärer (non-steady state) Chloriddiffusionskoeffizient [m ² /s] nach dem einseitigen Diffusionsversuch in Anlehnung an <i>DIN EN 12390-11:2015</i>
$D_{RCM}(t_0)$	Chloridmigrationskoeffizient [m ² /s] nach dem Schnellchloridmigrationstest RCM zum Referenzzeitpunkt t_0
$D_{test}(t_0)$	mittels Laborversuche oder Chloridprofile aus bestehenden Bauwerken ermittelter Chloriddiffusionskoeffizient eines Betons [m ² /s] zum Referenzzeitpunkt t_0
Δc	Vorhaltemaß der Betondeckung [mm], welches sicherstellt, dass der größte Teil (95 % einer Normalverteilung) der Betondeckung größer ist als die Mindestbetondeckung c_{min}

Δc_n	Teilsicherheitsbeiwert für die Schichtdicke des Instandsetzungsmaterials [mm]; entspricht dem Vorhaltemaß der Schichtdicke des Instandsetzungsmaterials (Δd_E)
Δc_r	Teilsicherheitsbeiwert für die Schichtdicke des verbleibenden Betons in der Betondeckung [mm]
Δd_E	Vorhaltemaß der Schichtdicke des Instandsetzungsmaterials beim Betonersatz [mm]
Δx	Konvektionszone; Tiefenbereich, in dem ggf. das Chlorideindringverhalten durch intermittierende Chlorideinwirkung vom Fick'schen Verhalten abweicht [m]
FA	Flugasche
$\Phi()$	Funktion der Standardnormalverteilung
$g(X, t)$	Grenzzustandsfunktion
f	Flugaschegehalt [kg/m ³]
$f()$	allgemeine Schreibweise einer Funktion
γ_α	Teilsicherheitsbeiwert für den Altersexponenten
$\gamma_{\alpha,n}$	Teilsicherheitsbeiwert für den Altersexponenten des Instandsetzungsmaterials
$\gamma_{\alpha,r}$	Teilsicherheitsbeiwert für den Altersexponenten des Altbetons
γ_D	Teilsicherheitsbeiwert für den Chloridmigrationskoeffizienten zum Referenzzeitpunkt
$\gamma_{D,n}$	Teilsicherheitsbeiwert für den Chloridmigrationskoeffizienten des Instandsetzungsmaterials zum Referenzzeitpunkt
$\gamma_{D,r}$	Teilsicherheitsbeiwert für den Chloridmigrationskoeffizienten des Altbetons zum Referenzzeitpunkt
γ_C	Teilsicherheitsbeiwert für die Oberflächenchloridkonzentration
k_e	Umweltparameter zur Berücksichtigung der Umgebungstemperatur [-]
K	Konstante bei der Regressionsanalyse zur Ermittlung von α_{app}
K_D	Variable der Bemessung beim Betonersatz, die das Verhältnis des Chlorideindringwiderstands der neuen zu dem der alten Schicht berücksichtigt [-]
λ	Modellunsicherheit im probabilistischen Modell in <i>LNEC E 465:2007</i>
$LogND$	Log-Normalverteilung
$M.-%/b$	Massenprozent bezogen auf die Bindemittelmasse

M.-%/B	Massenprozent bezogen auf die Beton- bzw. Probenmasse
M.-%/z	Massenprozent bezogen auf die Zementmasse
μ	Mittelwert einer Zufallsvariable
n	zeitabhängiger Altersexponent [-] zur Ermittlung des momentanen Chlorid-diffusionskoeffizienten
ND	Normalverteilung
p_f	Versagens- bzw. Eintretenswahrscheinlichkeit [-] (probability of failure)
R	Widerstand (Resistance)
R^2	Bestimmtheitsmaßgrad einer Regressionsanalyse [-]
r. F.	relative Feuchte [%]
S	Einwirkung (Stress)
SN	Sprühnebelbereich
SW	Spritzwasserbereich
σ	Standardabweichung einer Zufallsvariable
t_0	Referenzzeitpunkt [Jahr] bzw. [d]
t_{ex}	Zeitpunkt des Beginns der Exposition in die chloridhaltige Umgebung [Jahr] bzw. [d] bzw. [s]
t_{SL}	Lebensdauer (Nutzungsdauer) eines Bauteils (Service Life) [Jahr]
T_{real}	Umgebungstemperatur [K]
T_{ref}	Referenztemperatur [K]
u	q %-Quantil der Normalverteilung
U	Wert der normalverteilten Größe, die den Flächeninhalt der Verteilung in q % sowie (1-q) % teilt
UW	Unterwasserbereich
w/b	Wasserbindemittelwert [-]
w/z	Wasserzementwert [-]
w/z _{eq}	äquivalenter Wasserzementwert [-]
WW	Wasserwechselbereich
x	Tiefe [mm]
X	Zufallsvariable

$x_{crit}(t)$	Tiefenlage des kritischen korrosionsauslösenden Chloridgehalts zum Zeitpunkt t [m]
x_{crit}^*	Tiefenlage mit dem Chloridgehalt $C_{crit}^* = C_{crit} - C_r$
z	Zementgehalt [kg/m ³]
z_{eq}	äquivalenter Zementgehalt [kg/m ³]
Z	Zustand; Differenz zwischen Widerstand und Einwirkung

Indizes

d	Bemessungswert (Design) der Variable
k	charakteristischer Wert der Variable
$insp$	bei der Inspektion bzw. Untersuchung des Bauteils ermittelter Kennwert
new	Variable für die Instandsetzungsschicht beim Betonersatz
$remain$	Variable für die verbleibende Betonschicht beim Betonersatz

Inhaltsverzeichnis

Vorwort	I
Kurzfassung	II
Abstract	II
Abkürzungsverzeichnis	III
1 Einleitung	1
1.1 Hintergrund und Problemstellung.....	1
1.2 Zielsetzung	2
1.3 Vorgehensweise.....	3
2 Dauerhaftigkeitsbemessung von neu zu errichtenden Stahlbetonbauteilen unter Chlorideinwirkung	4
2.1 Einführung.....	4
2.2 Deskriptives und leistungsbezogenes Vorgehen	7
2.3 Modellierung des Chloridtransports im Beton	13
2.3.1 Historie der Modellentwicklung	13
2.3.2 Ausgewähltes Modell.....	15
2.3.2.1 Grundlage und mathematische Formulierung.....	15
2.3.2.2 Scheinbarer (apparent) Chloriddiffusionskoeffizient $D_{app}(t)$	18
2.3.2.3 Momentaner (instantaneous) Chloriddiffusionskoeffizient $D_{in}(t)$	25
2.4 Vollprobabilistische Dauerhaftigkeitsbemessung	28
2.4.1 Allgemeines.....	28
2.4.2 Methodik zur Zustandsprognose	28
2.4.3 Zielzuverlässigkeit	31
2.4.4 Beschreibung der Modellvariablen.....	33
2.4.4.1 Übersicht und Bemerkungen	33
2.4.4.2 Chloridmigrationskoeffizient $D_{RCM}(t_0)$	35
2.4.4.3 Referenzzeitpunkt t_0	38
2.4.4.4 Altersexponent α_{RCM}	38
2.4.4.5 Variablen zur Berücksichtigung der Umgebungstemperatur $k_e, b_e, T_{ref}, T_{real}$	43
2.4.4.6 Oberflächenchloridkonzentration $C_{S,0}$ bzw. $C_{S,\Delta x}$	44
2.4.4.7 Tiefe der Konvektionszone Δx	47
2.4.4.8 Eigenchloridgehalt C_0	48
2.4.4.9 Kritischer korrosionsauslösender Chloridgehalt C_{crit}	50
2.4.4.10 Betondeckung c	52
2.4.5 Validierung des Modells	53
2.4.5.1 Methodik.....	53
2.4.5.2 Validierung und Update der Modellprognose mit Hilfe von Bauwerksdaten ...	56

2.5	Semiprobabilistische Dauerhaftigkeitsbemessung mit Teilsicherheitsbeiwerten	.64
2.5.1	Grundlagen	64
2.5.2	Differenzierung der Expositionsklassen	65
2.5.3	Festlegung der Bemessungsvariablen und Teilsicherheitsbeiwerte	67
2.6	Vereinfachtes Nachweisformat zur Dauerhaftigkeitsbemessung mit Nomogrammen	78
3	Dauerhaftigkeitsbewertung von bestehenden Stahlbetonbauteilen unter Chlorideinwirkung	82
3.1	Einführung	82
3.2	Vereinfachtes Nachweiskonzept zur Ermittlung der Restnutzungsdauer mit Nomogrammen	83
3.3	Anwendungsbeispiele zur Ermittlung der Restnutzungsdauer mit Nomogrammen	86
4	Dauerhaftigkeitsbemessung von instand zu setzenden Stahlbetonbauteilen unter Chlorideinwirkung mittels Betonersatz	91
4.1	Einführung	91
4.2	Vollprobabilistisches Nachweiskonzept	92
4.2.1	Prinzip	92
4.2.2	Instandsetzung mit vollständigem Ersatz der Betondeckung (Fall 1)	93
4.2.3	Instandsetzung mit teilweisem Ersatz der Betondeckung ohne Verbleiben von Restchloriden (Fall 2)	93
4.2.3.1	Modellierung des Chloridtransports	93
4.2.3.2	Zustandsprognose und Bemessung	95
4.2.4	Instandsetzung mit teilweisem Ersatz bzw. Überdeckung der Betondeckung mit Verbleiben von Chloriden (Fall 3)	97
4.2.4.1	Modellierung des Chloridtransports	97
4.2.4.2	Erforderliche Mindestabtragtiefe der Betondeckung	98
4.2.4.3	Bemessungsansatz	106
4.2.4.4	Berücksichtigung der Chloridumverteilung bei der Zuverlässigkeitsanalyse	108
4.2.4.5	Vergleichende FE-Untersuchungen	110
4.2.4.6	Anwendungsgrenzen des Ansatzes	111
4.3	Semiprobabilistisches Nachweiskonzept	112
4.4	Vereinfachtes Nachweiskonzept mit Nomogrammen	125
5	Zusammenfassung und Ausblick	131
	Referenzen	133
A	Anhang A: Untersuchungen zur Ermittlung der Leistungsfähigkeit von Instandsetzungsmaterialien	148
A.1	Einführung	148
A.2	Materialien, Probekörper, Versuche	149
A.3	Kennwerte und Zusammenhänge	155
A.3.1	Chloridprofile	155

A.3.2	Zeitliche Entwicklung des instationären Chloriddiffusionskoeffizienten $D_{ns}(t)$	158
A.3.3	Chloridmigrationskoeffizient D_{RCM}	161
A.3.4	Spezifischer Elektrolytwiderstand ρ	164
A.4	Bewertung der Leistungsfähigkeit der Instandsetzungsmaterialien	166
B	Anhang B: Untersuchungen zum Chloridtransport in instandgesetzten Betonbauteilen.....	170
B.1	Laborversuche zum Chloridtransport in einem Zwei-Schicht-System.....	170
B.2	Auslagerungsversuche zum Chloridtransport in einem 2-Schicht-System.....	175
C	Anhang C: Diverse Laboruntersuchungen	183
C.1	Untersuchung der Reproduzierbarkeit der RCM-Prüfung und des Vergleichs der Verfahren nach BAW Merkblatt 2012 und NT Build 492:1999	183
C.2	Untersuchung des Einflusses des Chloridgehalts der Prüflösung auf das Chlorideindringverhalten.....	184
C.3	Untersuchung des Einflusses der Schalungsart und der Nachbehandlung auf den Chlorideindringwiderstand	185
D	Anhang D: Nomogramme zur Dauerhaftigkeitsbemessung von Neubauten sowie zur Bewertung der Dauerhaftigkeit von bestehenden Bauteilen.....	188
E	Anhang E: Nomogramme zur Dauerhaftigkeitsbemessung von Instandsetzung mittels Betonersatz.....	209

1 Einleitung

1.1 Hintergrund und Problemstellung

Die derzeitige Normung (DIN EN 206 / DIN 1045-2 / DIN EN 1992-1/NA) regelt die Dauerhaftigkeit neu zu errichtender Betonbauwerke deskriptiv durch die Einhaltung von bestimmten, auf Erfahrungswerten beruhenden Mindestanforderungen an Betonzusammensetzung und Betondeckung. Eine leistungsbezogene Bewertung nach dem Performance-Konzept, wie bei der Tragwerksbemessung, ist nicht gegeben. Dem zuverlässigkeitsbezogenen Konzept der *DIN EN 1990:2010* wird nicht Folge getragen.

An bestehenden Bauwerken gesammelte Erfahrungen und Erkenntnisse zeigen, dass mit dem aktuellen deskriptiven Normungsansatz die angestrebten Nutzungsdauern hinsichtlich chloridinduzierter Betonstahlkorrosion nicht in jedem Fall mit ausreichender Wahrscheinlichkeit erreicht und teilweise sogar deutlich verfehlt werden. Leistungsbezogene Dauerhaftigkeitsbemessungen mit vollprobabilistischen Berechnungen (z. B. *Gehlen et al. 2008*, *fib bulletin 76:2015*) weisen gleichermaßen nach, dass für Bauwerke unter Chlorideinwirkung das normativ beabsichtigte Sicherheitsniveau durch die Einhaltung der deskriptiv gestellten normativen Anforderungen an Material- und Bauteilwiderstand zum Teil nicht erreicht wird.

Leistungsbezogene Entwurfsverfahren dürfen nach *DIN EN 206:2014* (nur) im Zusammenhang mit einem bauaufsichtlichen Verwendbarkeitsnachweis angewendet werden. Das einzig verfügbare geregelte Instrument zur Bemessung von der Chlorideinwirkung ausgesetzten Bauteilen ist das in *BAW-Merkblatt 2012* „Chlorideindringwiderstand“ beschriebene Laborprüfverfahren Schnellchloridmigrationsversuch mit den dort vorgegebenen pauschalen Abnahmekriterien. Die Bewertung erfolgt dabei lediglich aufgrund des im frühen Alter ermittelten Materialwiderstands. Das entscheidende Langzeitverhalten des Materials bleibt unberücksichtigt, genauso die expositionsbedingten Gegebenheiten und die Konstruktion des Bauteils. Die vollprobabilistischen Bemessungskonzepte (insbesondere in *fib bulletin 34:2006: fib Model Code for Service Life Design*) ermöglichen eine begründete Dauerhaftigkeitsbemessung, sie sind jedoch aufwendig und benötigen gesonderte Fachkenntnisse und spezielle numerische Software. Einfache Instrumente für Ingenieure und Sachkundige Planer sind nicht vorhanden.

Bei der Beurteilung der Restnutzungsdauer bestehender Bauwerke unter Dauerhaftigkeitsaspekten ohne bzw. nach Ausführung von Instandsetzungsmaßnahmen sind die deskriptiven Ansätze zumeist nicht ausreichend bzw. mangels entsprechender

Informationen zur Zusammensetzung der Baustoffe nicht anwendbar; praxisgeeignete Bemessungsverfahren auf Performance-Basis stehen nicht zur Verfügung.

Für die Bemessung der Dauerhaftigkeit von Stahlbetonbauteilen hinsichtlich carbonatisierungsinduzierter Betonstahlkorrosion wurde kürzlich ein semiprobabilistisches Performance-Konzept entwickelt und durch Erstellung von Bemessungsnomogrammen dem Sachkundigen Planer ein anwendungsfreundliches Instrument bereitgestellt (*Greve-Dierfeld 2015*). Dort wurde nachgewiesen, dass für XC-exponierte Bauteile im Gegensatz zur Bemessung von Bauteilen unter Chlorideinwirkung die deskriptiven Anforderungen der Normung im Großteil der Fälle zu hohen Zuverlässigkeiten und somit u. U. sogar zu einer unwirtschaftlichen Bemessung von Bauteilen führen.

1.2 Zielsetzung

Die vorliegende Arbeit hat zum Ziel, einfache leistungsorientierte Instrumente zur

1. Dauerhaftigkeitsbemessung von neu zu errichtenden Stahlbetonbauteilen,
2. Bewertung der Dauerhaftigkeit bestehender Stahlbetonbauteile und
3. Dauerhaftigkeitsbemessung von instand zu setzenden Stahlbetonbauteilen mittels Betonersatz

hinsichtlich chloridinduzierter Betonstahlkorrosion unter Berücksichtigung der Randbedingungen:

- der zu berücksichtigende Grenzzustand ist die Depassivierung des Betonstahls anzunehmen,
- Sicherheitsniveaus sind konform mit der Normung und dem Status quo der Forschung (*DAfStb Positionspapier 2008*) festzulegen,
- Konzepte sind basierend auf dem vollprobabilistischen Bemessungsmodell nach *fib bulletin 34:2006* und darauf aufbauend auszuarbeiten,
- Eingangswerte zur Bewertung des Materialwiderstands müssen durch Prüfungen quantifizierbar sein,
- Die Klassifizierung der Einwirkung durch die Expositionsklassen nach *DIN EN 206:2014* soll Berücksichtigung finden,

für die Anwendung durch Sachkundige Planer zu erarbeiten.

Dabei sind die auszuarbeitenden Konzepte zu beschreiben und die einzugehenden Unsicherheiten anzugeben.

1.3 Vorgehensweise

Die oben formulierten drei Ziele der Arbeit mit der Ausarbeitung der genannten Bemessungskonzepte werden in der gegebenen Reihenfolge in den Abschnitten 2, 3 und 4 bearbeitet. Die Nachweiskonzepte werden jeweils zunächst auf der vollprobabilistischen Ebene entwickelt und beschrieben. Mit der Ermittlung von Teilsicherheitsbeiwerten für die Variablen des vollprobabilistischen Modells wird ein semiprobabilistisches Bemessungstool konzipiert, welches mit der Erstellung von Bemessungsnomogrammen für die praktische Anwendung vereinfacht wird. Die Nachweisformate und ihr Zusammenhang sind im Bild 1.1 dargestellt.

Die Expositionsklassen XS1 und XD1 werden bei den semiprobabilistischen Nachweisformaten und bei den Bemessungsnomogrammen nicht betrachtet, da bei diesen Expositionen die Chlorideinwirkung in der Regel nicht die dominierende Beanspruchung darstellt und mit der Einhaltung der deskriptiven Vorgaben der Normung die notwendigen Sicherheiten erreicht werden (s. *Gehlen et al. 2008, fib bulletin 76:2015* und Abschnitt 2.2).

Zur besseren Übersicht sind die eigenen Laboruntersuchungen themenspezifisch in drei separaten Anhängen A, B und C dargestellt. Anhänge D und E beinhalten die entwickelten Nomogramme der Bemessungskonzepte. Eine Zusammenfassung der Arbeit mit einem Ausblick erfolgt im Abschnitt 5.



Bild 1.1: Nachweisformate und ihr Zusammenhang

2 Dauerhaftigkeitsbemessung von neu zu errichtenden Stahlbetonbauteilen unter Chlorideinwirkung

2.1 Einführung

Ein wesentlicher Teilaspekt der umgebungsbedingten Beanspruchungen auf Stahlbetonbauwerke ist die Chlorideinwirkung. Betroffen ist eine Vielzahl von Infrastrukturbauwerken wie Brücken, Tunnels, Parkhäuser etc., die im Winter aus Gründen der Verkehrssicherheit mit Taumitteln behandelt werden, sowie von Meerwasserbauwerken wie z. B. Staudämme und Schleusen. Dringen Chloride bis zur Betonstahloberfläche vor und erreichen dort eine kritische Konzentration, so wird die schützende Passivschicht des umhüllenden Betons beschädigt und unter bestimmten Randbedingungen beginnt der Betonstahl zu korrodieren. Diese zur Korrosion einleitende Phase (Initiierungsphase) verursacht keine sichtbaren Schäden für das Bauwerk. Die darauffolgende Korrosion des Betonstahls hat Folgen für die Gebrauchstauglichkeit und Tragfähigkeit der Konstruktion (Schädigungsphase). Rissbildungen, Abplatzen der Betondeckung, Verlust der Verbundwirkung zwischen Beton und Stahl, Querschnittsverlust des Stahls und gar Bauteilversagen sind zu befürchten.

Der Widerstand eines Bauteils gegenüber chloridinduzierter Betonstahlkorrosion kann durch folgende drei Parameter bewertet und gesteuert werden:

- die Chlorideindringrate verbunden mit der Dicke der Betondeckung,
- den Schwellenwert der kritischen korrosionsauslösenden Chloridkonzentration C_{crit} und
- die Korrosionsrate.

Für die Ermittlung der Chlorideindringrate existieren bewährte mathematische Modelle, die die zeit- und tiefenabhängige Chloridkonzentration im Beton mit ausreichender Genauigkeit berechnen können. Der kritische korrosionsauslösende Chloridgehalt hängt von verschiedenen, betontechnologischen, umgebungsbedingten sowie stahlspezifischen Faktoren ab (s. Abschnitt 2.4.4.9). Eine fallbezogene Ermittlung des kritischen korrosionsauslösenden Chloridgehalts erfolgt in der Regel nicht; vielmehr wird dieser mit einem allgemeingültigen Schwellenwert berücksichtigt. Durch die Berechnung der Chlorideindringrate im Beton und die Annahme eines kritischen korrosionsauslösenden Chlorid-

gehalts kann der Zeitpunkt der Depassivierung der Betonstahloberfläche und somit meistens die Initiierungsphase des Korrosionsvorgangs abgeschätzt werden.

Für eine Initiierung der Sauerstoffkorrosion des Betonstahls sind neben der anodischen Eisenauflösung des Betonstahls, welche u. a. infolge einer Depassivierung der Betonstahloberfläche durch Chloridionen hervorgerufen wird, weitere Voraussetzungen erforderlich. Diese sind die elektrische Leitfähigkeit des Betonstahls, welche bei unbeschichtetem Stahl stets gegeben ist; die elektrolytische Leitfähigkeit des Betons, welche mit der vorherrschenden Feuchtigkeit bei den meisten der Chlorideinwirkung ausgesetzten Bauteilen stets vorhanden ist; die Bildung von Anoden- und Kathodenbereichen im Bauteil, die aufgrund der gegebenen Potentialdifferenzen, u. a. durch die lokale Depassivierung des Betonstahls, gegeben ist; und die Sauerstoffzufuhr in den Kathodenbereich. Bei Unterwasserbauteilen könnte eine mangelnde Sauerstoffzufuhr die Initiierung der Korrosion trotz der Depassivierung der Betonstahloberfläche verhindern. Aufgrund der oft großen passiven Stahloberfläche (Kathode) kann jedoch der kathodische Teilprozess der Korrosion mit einem geringen Gehalt an Sauerstoff stattfinden. Zudem liegt oft ein Großteil des Kathodenbereichs der Unterwasserbauteile im feuchten Beton oberhalb des Wasserspiegels, welcher mit dem Sauerstoff aus der Luft versorgt wird. Depassivierte Betonstahlf Flächen können auch durch bauliche Randbedingungen (kathodisch) vor einer Korrosion geschützt sein (Verbindung mit metallischen Elementen). Insofern kann eine chloridinduzierte Depassivierung der Betonstahloberfläche in den meisten Fällen die Betonstahlkorrosion initiieren. Die baulichen und expositionsbedingten Gegebenheiten sind in jedem Fall in Betracht zu ziehen.

In den letzten Jahren wurden Modelle zur Ermittlung der Korrosionsrate des Betonstahls nach seiner Depassivierung entwickelt. Dabei wurden die eine oder mehrere an der Korrosion beteiligten Mechanismen durch entsprechende Einflussparameter berücksichtigt und abgebildet. *Osterminski 2013* gruppiert diese Modelle in Sauerstoffdiffusionsmodelle (u. a. *Takewka et al. 2003, Hussain & Ishida 2011*), Elektrolytwiderstandsmodelle (u. a. *Alonso et al. 1988, Duracrete 1998a*), elektrische Ersatzschaltbildmodelle (u. a. *Schwenk 1972, Osterminski 2013*) und numerische Modelle (u. a. *Bažant 1978, Ghods et al. 2008*). Es existieren jedoch keine bewährten Modelle, die die Schädigungsphase der Korrosion nach der Depassivierung des Betonstahls bis zur Rissbildung, Abplatzung der Betondeckung oder bis zum Versagen des Bauteils abschätzen können. Bei der Betrachtung der Korrosionsfolgen auf das Bauwerk müssen zugleich Spaltzugspannungen aus dem Betonstahl in der Betondeckung infolge von mechanischen Beanspruchungen berücksichtigt werden (*ISO 16204:2012*).

Aus diesen Gründen wird bei der Dauerhaftigkeitsbemessung (auch in dieser Arbeit) oft die Depassivierung des Betonstahls als Grenzzustand zugrunde gelegt; die Schädigungs-

phase wird nicht betrachtet. Auch beim deskriptiven Verfahren der Normung wird die Dauerhaftigkeit von Betonbauwerken hinsichtlich chloridinduzierter Betonstahlkorrosion durch Vorgaben zur Steuerung des Chlorideindringwiderstands des Betons und Vermeidung einer Depassivierung des Betonstahls oder einer Initiierung der Betonstahlkorrosion sichergestellt.

2.2 Deskriptives und leistungsbezogenes Vorgehen

Die Dauerhaftigkeit neu zu errichtender Betonbauwerke wird nach derzeitigen deutschen Regelwerken (z. B. DIN EN 206 / DIN 1045-2 / DIN EN 1992-1-1/NA / ZTV-W LB 215 / ZTV-ING) deskriptiv maßgeblich durch die Einhaltung von Mindestanforderungen an Betonzusammensetzung und Betondeckung geregelt. Für Stahlbetonbauwerke unter Chlorideinwirkung sind Vorgaben hinsichtlich folgender Parameter einzuhalten:

- maximaler Wasserzementwert,
- Mindestzementgehalt,
- höchstzulässiger Mehlkorngehalt,
- zugelassene Zementart,
- Mindestdruckfestigkeit,
- Mindestbetondeckung und ein zulässiges Vorhaltemaß,
- maximaler Eigenchloridgehalt des Betons und
- maximale Rissbreite.

Diese Parameter beschreiben den Widerstand des Betons und des Bauteils gegenüber einer möglichen Depassivierung des Betonstahls infolge des Eindringens von Chloriden aus der Umgebung. Die Mindestanforderungen an diese Parameter stehen in Abhängigkeit zu umgebungsbedingten Beanspruchungen. Die Intensität der Beanspruchung wurde durch eine Einteilung der Umgebung in Expositionsklassen definiert. Die Einteilung erfolgte in Abhängigkeit der anstehenden Chloridlösung in die Expositionsklassen XD (Taumittel) und XS (Meerwasser), welche je nach vorliegendem Feuchtezustand des Bauteils in drei weitere Untergruppen unterteilt wurden (s. Tabelle 2.1).

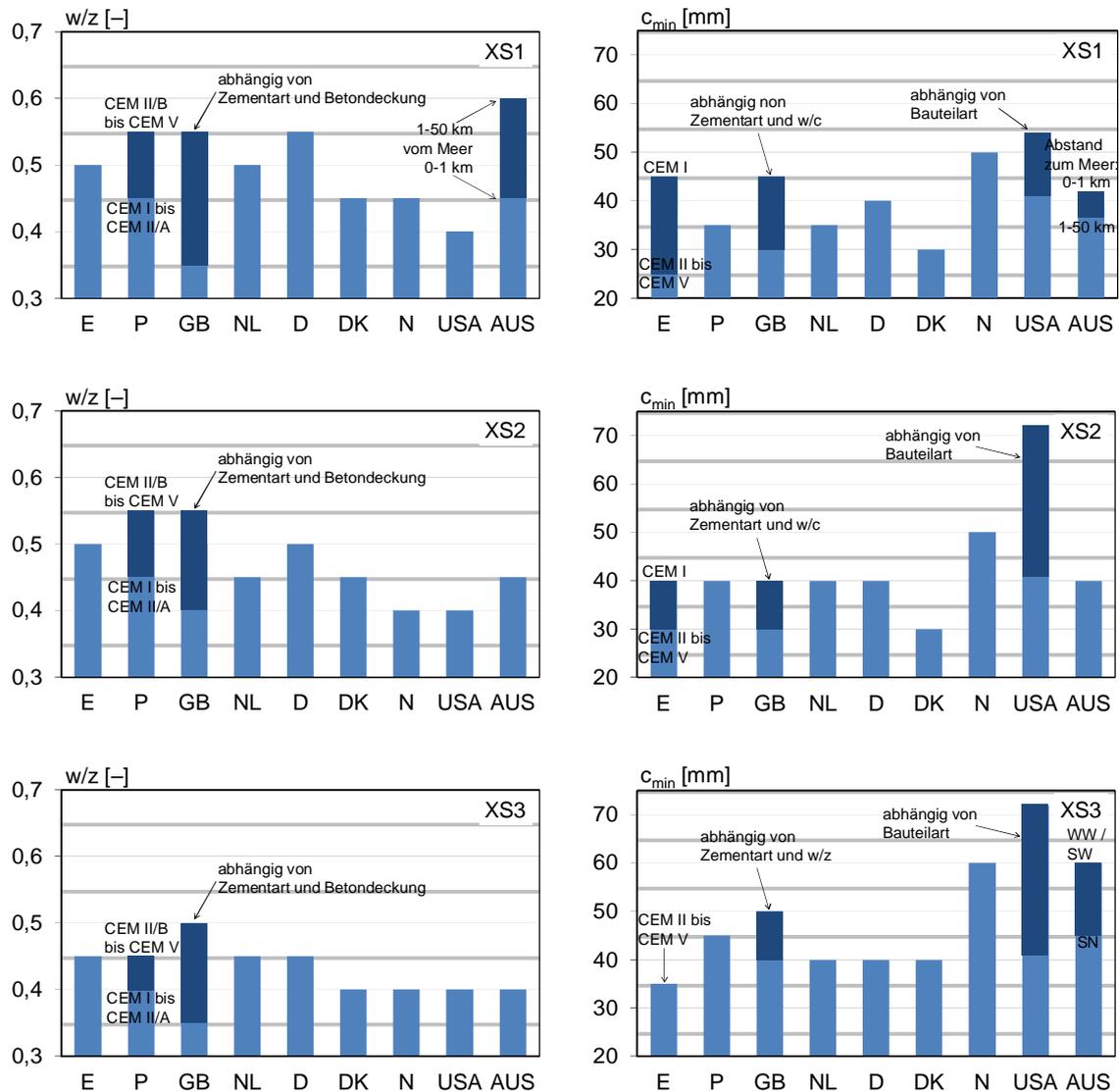
Für jede Expositionsklasse sind in *DIN 1045-2:2008*, die zusammen mit *DIN EN 206:2014* die Leistungsfähigkeit des Betons in Deutschland regelt, Anforderungen an Betonzusammensetzung sowie Mindestdruckfestigkeit festgelegt worden. In *DIN EN 1992-1-1/NA:2013 (EC 2)*, die maßgebende deutsche Norm für die Bemessung von Stahlbetontragwerken, wurden für jede Expositionsklasse u. a. Anforderungen an die Mindestbetondeckung festgelegt. Diesen Anforderungen liegt die Annahme einer beabsichtigten Nutzungsdauer von mindestens 50 Jahren unter üblichen Instandhaltungsbedingungen zugrunde. Weitere Vorgaben, z. B. maximale Rissbreite, werden durch Regelwerke wie z. B. *ZTV-W*-, *ZTV-ING*-, *DAfStb*-Richtlinien usw. oder Normen wie z. B. *DIN 19702:2010* für spezifische Bauwerke und Situationen festgelegt.

Tabelle 2.1: Expositionsklassen nach DIN 1045-2:2008 für Chloridbeanspruchung

Klasse	Beschreibung der Umgebung	Beispiele für die Zuordnung von Expositionsklassen (informativ)
Bewehrungskorrosion, verursacht durch Chloride, ausgenommen Meerwasser (wenn Beton, der Bewehrung oder anderes eingebettetes Metall enthält, chloridhaltigem Wasser, einschließlich Taumittel, ausgenommen Meerwasser, ausgesetzt ist)		
XD1	mäßige Feuchte	Bauteile im Sprühnebelbereich von Verkehrsflächen; Einzelgaragen
XD2	nass, selten trocken	Solebäder; Bauteile, die chloridhaltigen Industrieabwässern ausgesetzt sind
XD3	wechselnd nass und trocken	Teile von Brücken mit häufiger Spritzwasserbeanspruchung; Fahrbahndecken; direkt befahrene Parkdecks ^a
Bewehrungskorrosion, verursacht durch Chloride aus Meerwasser (wenn Beton, der Bewehrung oder anderes eingebettetes Metall enthält, Chloriden aus Meerwasser oder salzhaltiger Seeluft ausgesetzt ist)		
XS1	salzhaltige Luft, aber kein unmittelbarer Kontakt mit Meerwasser	Außenbauteile in Küstennähe
XS2	unter Wasser	Bauteile in Hafenanlagen, die ständig unter Wasser liegen
XS3	Tidebereiche, Spritzwasser- und Sprühnebelbereiche	Kaimauern in Hafenanlagen

^a Ausführung nur mit zusätzlichen Maßnahmen (z. B. rissüberbrückende Beschichtung, siehe auch DAfSt-Heft 526)

Diese Mindestanforderungen der Normung beruhen neben wissenschaftlichen Erkenntnissen und Produktnormen von Betonausgangsstoffen im Wesentlichen auf nationalen Erfahrungen. Die in den einzelnen europäischen Ländern eingeführten Regeln bzw. die daraus resultierenden Beton- und Bauteilwiderstände sind nicht in jedem Fall vereinbar und einsichtig. Dies beweist u. a. eine Gegenüberstellung der deskriptiven Regeln der europäischen Länder und der daraus resultierenden Zuverlässigkeiten in *fib bulletin 76:2015*. Mit der Einführung von *EN 206* im Jahr 2000 wurde die Einteilung der Betone nach Expositionsklasse eingeführt. Mit *EN 206* wurden jedoch nur die Rahmenbedingungen festgelegt, welche mit nationalen Anwendungsregeln ergänzt werden durften. Die Folge ist die heutige Vielfaltigkeit und Differenzen in den nationalen Anhängen zu *EN 206*, trotz der regionalen Nähe der Länder. Diese Differenzen können nicht durchgängig erklärt werden; die Vorgaben führen nicht immer zu einheitlichen Widerständen. Im Bild 2.1 sind die nationalen Vorgaben von neun Ländern zum maximalen Wasserzementwert sowie zur Mindestbetondeckung für die Expositionsklassen XS1 bis XS3 dargestellt. Dabei handelt es sich um sechs europäische Länder, bei denen *EN 206* gültig ist (Portugal, Großbritannien, Niederlande, Deutschland, Dänemark, Norwegen), Spanien, ein europäisches Land, welches *EN 206* nicht angenommen hat, sowie zwei Länder außerhalb Europa (Vereinigte Staaten von Amerika, Australien).



WW: Wasserwechselbereich, SW: Spritzwasserbereich, SN: Sprühnebelbereich

Bild 2.1: Diversität der nationalen Vorgaben von verschiedenen Ländern zum maximalen Wasserzementwert (links) und zur Mindestbetondeckung (rechts) für Expositionsklassen XS1 bis XS3 (fib bulletin 76:2015)

Aus dem Bild 2.1 ist zu entnehmen, dass bei einigen nationalen Anhängen bzw. Normen Freiheit bei der Wahl der Parametergröße gegeben ist bzw. Parameter miteinander verknüpft sind. Somit ist eine gewisse Flexibilität in der Bemessung gegeben und der Einfluss der einzelnen Parameter, wenn auch nur eingeschränkt, auf den Bauteilwiderstand berücksichtigt worden. Beispielsweise darf nach *NP EN 206-1+NA:2007* (nationaler Anhang Portugal zu *EN 206*) für Betone mit CEM II/B bis CEM V ein höherer Wasserzementwert angesetzt werden; in Großbritannien (*BS 8500-1:2006*) sind Zementart, w/z -Wert und Mindestbetondeckung miteinander verknüpft. Der wesentliche Einfluss der Bindemittelart auf die Dauerhaftigkeit von Betonbauwerken ist unumstritten. Der deskriptive Ansatz zur Sicherstellung der Dauerhaftigkeit stammt aus einer Zeit, in der die Wahl des Bindemittels durch das sehr enge Spektrum von Zementarten relativ einfach fiel.

Das wachsende Angebot an Bindemittelarten lässt dieses Konzept an seine Grenzen stoßen.

In allen betrachteten Ländern werden für die Expositionsklassen XS2 und XS3 erwartungsgemäß strengere Vorgaben als für die XS1 vorgegeben (Ausnahme ist Spanien mit strengeren Vorgaben für XS1 als XS2 bei der Anwendung von CEM I). Außer in NL und USA, bei denen die Expositionsklassen XS2 und XS3 gleich gesetzt sind, sehen alle anderen Länder strengere Anforderungen für die Expositionsklasse XS3 vor. Dies kann mit der Annahme eines schnelleren Chlorideintrags mittels Kapillarsoges in die XS3-exponierten Betonbauteile (siehe Abschnitt 2.4.4.7) und somit schnelleren Depassivierung des Betonstahls und / oder mit der Annahme einer größeren Wahrscheinlichkeit einer Initiierung der Betonstahlkorrosion nach seiner Depassivierung (siehe Abschnitt 2.1) begründet werden.

Um die aus den Vorgaben der nationalen Normen der Länder resultierenden Bauteilwiderstände gegenüber chloridinduzierter Betonstahlkorrosion miteinander zu vergleichen, wurde in *fib bulletin 76:2015* das Spektrum der resultierenden Zuverlässigkeiten berechnet (s. Bild 2.2). Hierfür wurde das in Abschnitt 2.4 vorgestellte leistungsbezogene vollprobabilistische Konzept verwendet. Um das Spektrum der Zuverlässigkeit für die nationalen Vorgaben jedes Landes zu ermitteln, wurden landesspezifisch günstige und ungünstige Bemessungssituationen betrachtet. Die ungünstigen Bemessungsfälle entstanden aus der Gegenüberstellung von hinsichtlich chloridinduzierter Depassivierung des Betonstahls niedrigen Bauteilwiderständen – durch die Wahl von erlaubten Materialparametergrößen, die einen Beton mit niedrigem Chlorideindringwiderstand ergeben (ungünstige Zementart, maximal zulässiger w/z -Wert) und die niedrigste zugelassene Mindestbetondeckung – und ungünstigen Einwirkungsszenarien (hohes Chloridangebot der Umgebung). Die günstigen Bemessungsfälle ergaben sich wiederum aus der Gegenüberstellung von hohen Bauteilwiderständen und günstigen Einwirkungsszenarien. Auf der Einwirkungsseite wurde als Temperatur die durchschnittliche Jahresmitteltemperatur der Länder und als Chloridangebot ein einheitliches Belastungsspektrum berücksichtigt. Detaillierte Angaben zu diesem Benchmarking können *fib bulletin 76:2015* entnommen werden.

Im Bild 2.2 sind die Spektren der berechneten Zuverlässigkeitsindexe für eine Lebensdauer von 50 Jahren dargestellt. Erkennbar ist, dass die nationalen Vorgaben der Länder zum Teil große Differenzen in den Spektren der Zuverlässigkeitsindexe ergeben. Für Großbritannien und die Niederlande wurden beispielsweise für die Expositionsklasse XS3 Zuverlässigkeitsindexe von $-0,4 \leq \beta \leq 1,7$ bzw. $-1,3 \leq \beta \leq 1,3$ ermittelt. Diese Differenzen sind angesichts der regionalen Nähe und ähnlichen Umweltbedingungen dieser Länder nicht nachvollziehbar. Des Weiteren geht aus dem Bild 2.2 hervor, dass der durchschnittliche Wert des Zuverlässigkeitsindex für die Expositionsklassen XS2 und XS3 weit unter

dem in *DIN EN 1990:2010* geforderten Zielwert von $\beta = 1,5$ liegt, was auf die mangelnde Sicherheit im deskriptiven Konzept der Normen der Länder hindeutet. Für die Expositions-klasse XS1 ergeben die Vorgaben der nationalen Anhänge der Länder zu *EN 206* selbst für ungünstige Bemessungssituationen annehmbare Zuverlässigkeiten. Die Zuverlässigkeits-analysen für die Expositions-klassen XD1 bis XD3 (in *fib bulletin 76:2015*) führten zu vergleichbaren Ergebnissen mit denen für die XS-Expositions-klassen.

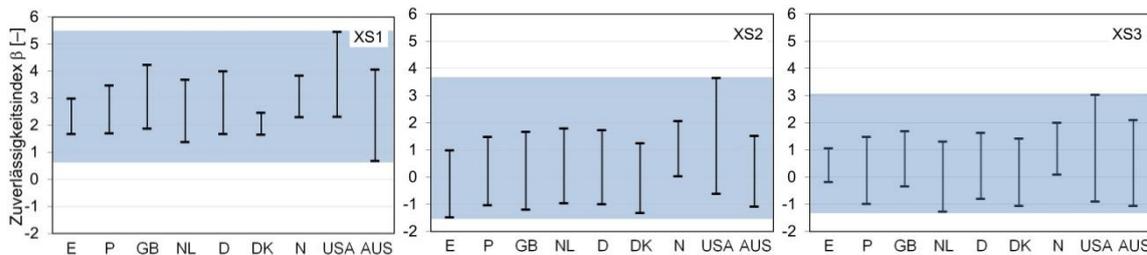


Bild 2.2: Spektrum der berechneten Zuverlässigkeitsindexe für eine Lebensdauer von 50 Jahren, resultierend aus den nationalen Vorgaben der Länder für Expositions-klassen XS1 bis XS3 (*fib bulletin 76:2015*)

Entgegengesetzt dem deskriptiven Ansatz wird bei einer leistungsbezogenen (performance-based) Dauerhaftigkeitsbemessung der potentielle Beton- und Bauteilwiderstand ermittelt und der erwarteten umgebungsbedingten Beanspruchungen gegenübergestellt (wie im oben aufgeführten Benchmarking in *fib bulletin 76:2015*).

Um eine leistungsbezogene Bewertung und Bemessung der Dauerhaftigkeit zu ermöglichen, wurden ab Mitte der 1980er Jahre probabilistische Prognosemodelle auf Performance-Basis entwickelt (erste Arbeiten u. a. *Siemes et al. 1985*, *Hergenröder 1992*, *CEB 238:1997*, *DuraCrete 1998*). Diese Performance-Konzepte setzen folgende Grund-informationen für eine realistische Abschätzung der Dauerhaftigkeit voraus:

- Definition von Grenzzuständen,
- Mathematische Modelle zur Beschreibung der zeitabhängigen Schädigungs-mechanismen und Transportvorgänge,
- Statistische Quantifizierung der orts- und zeitabhängigen Einwirkungen,
- Messung und statistische Quantifizierung der Bauteilwiderstände,
- Annahme angemessener Eintretenswahrscheinlichkeiten ungewollter Bauteil-zustände (Versagen).

Für den Fall des ungewollten Bauteilzustandes „Depassivierung des Betonstahls infolge einer Chlorideinwirkung“ wurde ein vollprobabilistisches Performance-Konzept für die Dauerhaftigkeit von Betonbauteilen in intaktem Bereich (ohne Risse) entwickelt (*Gehlen 2000*), welches international in die praktische Bemessung Eingang fand. Dem in *fib bulletin 34:2006: fib Model Code for Service Life Design* und später in *fib Model Code for*

Concrete Structures 2010 und *ISO 16204:2012* veröffentlichten Bemessungsmodell liegt der **Grenzzustand** zu Grunde, dass die Depassivierung der Betonstahloberfläche auszuschließen ist. Die Betonstahloberfläche wird depassiviert, wenn ein kritischer Chloridgehalt an der Oberfläche des Betonstahls erreicht wird. Die Ermittlung der zeit- und tiefenabhängigen Chloridkonzentration im Betonbauteil erfolgt durch ein **mathematisches Modell**. Als Variablen der **Einwirkung** werden das Chloridangebot der umgebenden Chloridquelle und die Umgebungstemperatur als stochastische Parameter berücksichtigt. Als Variablen des **Widerstands** sind gemessene Chlorideindringwiderstände des Betons zusammen mit Betondeckungsmaßen zu betrachten. In Abhängigkeit vom erforderlichen Aufwand zur Risikominimierung wird eine maximale **Eintretens-** oder **Versagenswahrscheinlichkeit** für den berücksichtigten Grenzzustand angenommen.

Die im Rahmen dieser Arbeit erstellten leistungsbezogenen Konzepte zur Dauerhaftigkeitsbemessung von Stahlbetonbauteilen basieren auf dem vollprobabilistischen Konzept von *fib bulletin 34:2006*. Im folgenden Abschnitt wird die Modellierung des Chlorideindringverlaufs im Beton als der wesentliche Baustein des Konzepts behandelt. Anschließend wird das vollprobabilistische Konzept beschrieben. Daraufhin folgen die Ausarbeitungen zum entwickelten semiprobabilistischen Konzept sowie vereinfachten Nachweisformat mit Bemessungsnomogrammen.

2.3 Modellierung des Chloridtransports im Beton

2.3.1 Historie der Modellentwicklung

Die erste Modellierung des Chloridtransports im Beton erfolgte durch *Colleparidi et al. 1970*. Das als zweites Fick'sches Diffusionsgesetz bekannte Modell ist in Gleichung (2.1) in seiner ursprünglichen Form als Differentialgleichung dargestellt.

$$\frac{\partial C}{\partial t} = D \cdot \frac{\partial^2 C}{\partial x^2} \quad (2.1)$$

Darin ist D der Chloriddiffusionskoeffizient des Betons [m^2/s], der als konstante Größe, d. h. unabhängig von der Zeit, angenommen wurde.

Bei der Anwendung des Modells in den 1980er Jahren wurde festgestellt, dass die gerechneten Chlorideindringtiefen sehr ungünstig sind, was zur Abschätzung von unrealistisch kurzen Lebensdauern von Betonbauteilen führte. Zudem wurde herausgefunden, dass die Chloriddiffusionskoeffizienten von alten Betonbauteilen wesentlich niedriger (günstiger) liegen als die von vergleichbaren Betonen im frühen Alter (u. a. *Østmosen et al. 1993*). Die Betrachtung der zeitlichen Entwicklung von Chloriddiffusionskoeffizienten in einer doppellogarithmischen Skalierung zeigte eine lineare Abnahme dieser Kenngröße (*Bamforth 1993, Maage et al. 1993, Maage et al. 1996*), was dazu führte, dass Anfang 1990er Jahren der konstante Chloriddiffusionskoeffizient des Betons durch einen zeitabhängigen Chloriddiffusionskoeffizienten ersetzt wurde (siehe Gleichung (2.2)). Die Chloriddiffusionskoeffizienten wurden durch das Fitting von Chloridprofilen, die aus Bauwerken mit ständigem Kontakt mit Chloridlösung in verschiedenen Zeitpunkten entnommenen wurden, in die mathematische Lösung der Differentialgleichung (2.1) ermittelt.

$$D_{app}(t) = D_{test}(t_0) \cdot \left(\frac{t_0}{t - t_{ex}}\right)^\alpha \quad (2.2)$$

und bei $t_{ex} \ll t$, was den Regelfall darstellt:

$$D_{app}(t) = D_{test}(t_0) \cdot \left(\frac{t_0}{t}\right)^\alpha \quad (2.3)$$

Darin ist $D_{test}(t_0)$ der mittels Laborversuche oder Chloridprofile aus bestehenden Bauwerken ermittelte Chloriddiffusionskoeffizient eines Betons [m^2/s] zum Referenzzeitpunkt t_0 [s], α ist der Altersexponent [-], mit dem die Abnahme des scheinbaren Chloriddiffusionskoeffizienten über die Zeit berücksichtigt wird ($0 < \alpha < 1,0$), und t_{ex} ist

der Zeitpunkt des Beginns der Exposition in die chloridhaltige Umgebung. Da die Modellierung des Chloridtransports im Beton zur Ermittlung des Zeitpunkts der Depassivierung des Betonstahls größere Zeiträume von mehreren Jahren betrifft, fällt der Einfluss des Parameters t_{ex} , welches i. d. R. nur wenige Tage beträgt, nicht ins Gewicht, sodass auf diesen Parameter vereinfachend verzichtet werden kann.

Die Kenngröße $D_{app}(t)$ repräsentiert den scheinbaren Chloriddiffusionskoeffizienten des Betons für den gesamten betrachteten Zeitraum von t_{ex} (~ 0) bis t als ein konstanter Durchschnittswert. „Scheinbar“ (apparent) drückt aus, dass neben dem Transport freier Chloridionen in der Porenlösung aufgrund von Konzentrationsunterschieden, d. h. dem reinen Diffusionsvorgang, auch die Chloridbindung betrachtet wird (Lay 2007) sowie dient zur Abgrenzung dieser Kenngröße vom momentanen (instantaneous) Chloriddiffusionskoeffizienten $D_{in}(t)$ (siehe Abschnitt 2.3.2.3).

Die zeitliche Abnahme des Chloriddiffusionskoeffizienten und somit die Zunahme des Chlorideindringwiderstands des Betons konnte bisher nicht vollständig erklärt werden. Neben der Gefügeverdichtung infolge der Nachhydratation des Bindemittels sind weitere Einflüsse wie z. B. Porenverblockung durch den Ionenaustausch mit dem Meerwasser und die teilweise Trocknung des Betons durch den Feuchtegradienten gegeben, die im Laufe der Zeit zu einer Verzögerung des Chloridtransports im Beton führen (s. Abschnitt 2.4.4.4).

Mehrere Modelle wurden folglich unter der Anwendung des zweiten Fick'schen Diffusionsgesetzes und mit einem zeitabhängigen Chloriddiffusionskoeffizienten entwickelt und veröffentlicht.

Das wahrscheinlich am häufigsten verwendete auf dem Fick'schen Diffusionsgesetz basierende Modell ist die durch *DuraCrete 1998* und *Gehlen 2000* entwickelte und in *fib bulletin 34:2006: fib Model Code for Service Life Design* veröffentlichte Variante. Die Lösung der Differentialgleichung (2.1) erfolgt hier mit Hilfe der Gauß'schen Fehlerfunktion. Eine wichtige Randbedingung ist dabei die Annahme einer konstanten Chloridkonzentration an der Bauteiloberfläche. Zudem wird in diesem Modell der Einfluss einer durch eine intermittierende Chloridbeaufschlagung bildende Konvektionszone im oberflächennahen Bereich, in der die Chloridumverteilung stark vom Fick'schen Diffusionsgesetz abweicht, vereinfachend durch eine Variable berücksichtigt.

Mejlbro 1996 stellte ein Modell vor mit der Möglichkeit, die Oberflächenchloridkonzentration zeitabhängig zu betrachten. Die Lösung der Differentialgleichung (2.1) erfolgt hier mit der vergleichend zur Gauß'schen Fehlerfunktion wesentlich komplexeren Ψ_p -Funktion. Die Berücksichtigung der Zeitabhängigkeit der Oberflächenchloridkonzentration erfordert zusätzliche Parameter, die verifiziert werden müssen.

Die verschiedenen Modellvarianten enthalten unterschiedliche Parameter zur Beschreibung der Materialeigenschaften sowie der Umgebungsbedingungen. Die entsprechenden Datengrundlagen sind bei der Anwendung und zum Vergleich der Modelle heranzuziehen. Validierte Modelle sollen jedoch Ergebnisse in ähnlicher Größenordnung liefern, soweit sie mit denselben Bauwerks- und Labordaten kalibriert worden sind.

Den Ausarbeitungen zur Dauerhaftigkeitsbemessung in dieser Arbeit liegt das Model von *fib bulletin 34:2006: fib Model Code for Service Life Design* zugrunde, welches in den folgenden Abschnitten beschrieben wird.

2.3.2 Ausgewähltes Modell

2.3.2.1 Grundlage und mathematische Formulierung

Das Chlorideindringen im Beton ist mit verschiedenen physikalischen und chemischen Prozessen verbunden. Das Ziel der Modellierung ist hier das Resultat dieser Prozesse, nämlich Chloridprofile, mittels aus praktischer Sicht zumutbarer Wege mit ausreichender Genauigkeit abzubilden.

Das in *fib bulletin 34:2006: fib Model Code for Service Life Design* beschriebene Ingenieurmodell stellt, etwas vereinfacht, aber modellierungstechnisch ergänzt, die Lösung der Differentialgleichung (2.1) zum Fick'schen Diffusionsgesetz wie folgt dar (Gleichung (2.4)):

$$C(x, t) = C_0 + (C_{s,0} - C_0) \cdot \operatorname{erfc} \frac{x}{2 \cdot \sqrt{D_{app}(t) \cdot t}} \quad (2.4)$$

Darin sind:

$C(x, t)$: Chloridkonzentration in Tiefe x zum Zeitpunkt t [M.-%/b]

C_0 : Eigenchloridgehalt des Betons [M.-%/b]

$C_{s,0}$: Chloridkonzentration an der Bauteiloberfläche zum Beobachtungszeitpunkt in Abhängigkeit der anstehenden Chloridquelle, welche als konstante Einwirkung angenommen wird (Oberflächenchloridkonzentration) [M.-%/b]

x : Tiefe mit einem korrespondierenden Chloridgehalt $C(x, t)$ [m]

t : Betonalter [s]

$D_{app}(t)$: scheinbarer Chloriddiffusionskoeffizient des Betons [m²/s], Größenordnung abhängig von der Auslagerungszeit. Variable wird jedoch bei allen Berechnungen für den gesamten betrachteten Zeitraum von t_{ex} (~ 0) bis t als Konstante angesetzt.

erfc : Komplementäre der Gauß'schen Fehlerfunktion (= 1-erf)

Aus der Gleichung (2.4) wird gefolgert, dass die Eindringrate von Chloriden in den Beton durch die Diffusivität und die Chloridbindekapazität des Betons (Materialwiderstand) und die in unterschiedlicher Intensität einwirkenden Chloride (Umweltbelastung) gesteuert wird.

Im Alterungsterm in der Gleichung (2.4) ($D_{app}(t) \cdot t$) wurde vereinfachend auf den Zeitraum vor der Exposition des Betons in die chloridhaltige Umgebung t_{ex} verzichtet, da dieser keinen bedeutenden Einfluss auf die Berechnung der Chloridkonzentrationen für die zu betrachtenden Zeiträumen von mehreren Jahren ausübt (s. auch Abschnitt 2.3.1, Gleichung (2.2)). Der Alterungsterm wird mit $D_{app}(t) \cdot (t - t_{ex})$ präzise dargestellt.

Für Bauteile unter zyklischen Chloridbelastung, wie zum Beispiel Verkehrsflächen (Tausalzmittelbehandlung im Winter) aber auch im Wasserwechsel- und Spritzwasserbereich von Küstenbauwerken, kann der Chloridtransport in den oberflächennahen Tiefen jedoch vom Fick'schen Diffusionsgesetz stark abweichen. Für diesen Fall wurde von *Gehlen 2000* die Ersatz-Oberflächenchloridkonzentration $C_{s,\Delta x}$ eingeführt. Die Chloridkonzentrationen innerhalb der Konvektionszone Δx werden auf der sicheren Seite liegend vernachlässigt und die Gleichung (2.4) wird bei intermittierender Chlorideinwirkung wie folgt verändert (vgl. Bild 2.3, rechts):

$$C(x, t) = C_0 + (C_{s,\Delta x} - C_0) \cdot \operatorname{erfc} \frac{x - \Delta x}{2 \cdot \sqrt{D_{app}(t) \cdot t}} \quad (2.5)$$

Darin sind:

$C_{s,\Delta x}$: Chloridkonzentration in Tiefe Δx in Abhängigkeit der anstehenden Chloridquelle, welche als konstante Einwirkung angenommen wird (Ersatz-Oberflächenchloridkonzentration) [M.-%/b]

Δx : Tiefenbereich, in dem ggf. das Chlorideindringverhalten durch intermittierende Chlorideinwirkung vom Fick'schen Verhalten abweicht [m]

Die (Ersatz)Oberflächenchloridkonzentration ist insbesondere anfänglich zeitabhängig. Dieser Parameter wird jedoch im Modell vereinfachend konstant über der Zeit angenommen, um die Randbedingung zur Anwendung der Gauß'schen Fehlerfunktion zur Lösung der Differentialgleichung des Fick'schen Diffusionsgesetzes einzuhalten.

Der Materialwiderstand wird durch den Parameter scheinbarer Chloriddiffusionskoeffizient $D_{app}(t)$ berücksichtigt. Die Bezeichnung „Scheinbar“ (apparent) dient insbesondere zur Abgrenzung dieser Kenngröße vom momentanen (instantaneous) Chloriddiffusionskoeffizienten $D_{in}(t)$. Des Weiteren drückt „Scheinbar“ aus, dass neben

dem Transport freier Chloridionen in der Porenlösung aufgrund von Konzentrationsunterschieden, d. h. reiner Diffusionsvorgang, auch die Chloridbindung betrachtet wird (Lay 2007). $D_{app}(t)$ nimmt mit zunehmender Auslagerungszeit (Betonalter) verschiedene Größenordnungen an. Mit zunehmenden Betrachtungszeiträumen nimmt die Größenordnung des scheinbaren Diffusionskoeffizienten ab, d. h., i. d. R. $D_{app}(t_2) < D_{app}(t_1)$ mit $t_2 > t_1$. Für die einzelne Berechnung wird der scheinbare Chloriddiffusionskoeffizient als konstante Eingangsvariable eingeführt, welche eine Art gemittelten Chloriddiffusionskoeffizienten über den betrachteten Zeitraum ($t_{ex} (\sim 0)$ bis t) darstellt. Die Möglichkeiten zur Beschreibung dieser Variable des Materialwiderstands werden im folgenden Abschnitt beschrieben.

Wie jedes praxisrelevante Ingenieurmodell beruht auch dieses Modell auf einigen Annahmen und Vereinfachungen.

Die Verwendung des Fick'schen Diffusionsgesetzes zur Modellierung des Chloridtransports im Beton ist eine vereinfachende Annahme, da, obwohl Diffusion den maßgebenden Transportmechanismus darstellt, der Chloridtransport im teilgesättigten Beton konvektiv durch kapillares Saugen, Permeation oder Mikroislinsenpumpe erfolgen kann. Insbesondere bei Straßenbauwerken mit stark variierender Tausalz-Beaufschlagung können mehrere Transportmechanismen simultan ablaufen. Die wenigen explizit für Straßenbauwerke entwickelten Modelle, die neben Diffusion auch einen konvektiven Chloridtransport im Beton berücksichtigen, eignen sich für die praktische Anwendung nur begrenzt oder gar nicht. Im Modell von Lay 2007 wird der Chlorideindringverlauf unter Berücksichtigung der Vorgänge Diffusion, Konvektion und Dispersion analytisch berechnet. Das Modell ist jedoch sehr komplex mit einer Vielzahl von Variablen, von denen einige nicht direkt quantifiziert werden können. Das empirische Modell von Ungricht 2008 berücksichtigt nacheinanderfolgend die Mechanismen Konvektion und Diffusion. Die analytische Berechnung des Chlorideindringverlaufs ist jedoch nur für einen sehr kurzen Zeitraum möglich und einige Modellvariablen sind nicht direkt quantifizierbar. Mangels Datengrundlage ist eine probabilistische Bemessung mit diesem Modell nicht möglich. (Kapteina 2011)

Für die Anwendung des Fick'schen Diffusionsgesetzes sowie die Gauß'sche Fehlerfunktion als Lösungsansatz sind folgende wesentliche Annahmen vorausgesetzt:

- Homogenität des Betongefüges,
- einseitig gerichtete Diffusion in semi-finites Medium,
- konstante Chloridbindekazapazität des Betons,
- konstante Oberflächenchloridkonzentration,
- Vernachlässigung anderer Ionen als Chloride.

Des Weiteren ist das Modell zur Prognose des Chloridkonzentrationsverlaufs im Beton für lange Zeiträume nach der Exposition anwendbar. Der Transportvorgang weicht anfänglich, abhängig von der Expositionsart (unter Wasser, Wasserwechselzone, salzhaltige Luft etc.) unterschiedlich lang, vom Fick'schen Diffusionsgesetz stark ab. Erst wenn sich am Bauteil relativ stabile Verhältnisse eingestellt haben, bildet das Modell die zeit- und tiefenabhängige Chloridkonzentration im Bauteil mit ausreichender Genauigkeit ab.

2.3.2.2 Scheinbarer (apparent) Chloriddiffusionskoeffizient $D_{app}(t)$

2.3.2.2.1 Allgemeines

Die allgemeine Formulierung des scheinbaren Chloriddiffusionskoeffizienten $D_{app}(t)$ wurde in der Gleichung (2.3) dargestellt. Der Parameter $D_{test}(t_0)$, welcher den Widerstand des Betons (i. Allg. des Produkts) gegen Chlorideindringen darstellt, wird in der Regel durch das Fitting von Chloridprofilen aus bestehenden Bauwerken oder Labor-kurzzeitprüfungen in die Gleichung (2.4) oder (2.5) ermittelt. Dies erfolgt durch eine Regressionsanalyse, in der die Abweichungen (v_i) zwischen berechneten und gemessenen Werten minimiert werden (Methode der kleinsten Fehlerquadrate), vgl. Bild 2.3. Das Ergebnis der Regressionsanalyse ist das Wertepaar $D_{test}(t_0)$ und Oberflächenchloridkonzentration $C_{S,0}$ bzw. Chloridkonzentration in der Tiefe Δx (Konvektionszone) $C_{S,\Delta x}$ (Ersatz-Oberflächenchloridkonzentration). Der Chloridgehalt kann dabei sowohl bezogen auf die Zementmasse z (bzw. äquivalente Zementmasse z_{eq} bzw. Bindemittelmasse b) als auch auf die Masse der Mehlprobe (u. a. bei unbekannter Zusammensetzung des Materials) berücksichtigt werden.

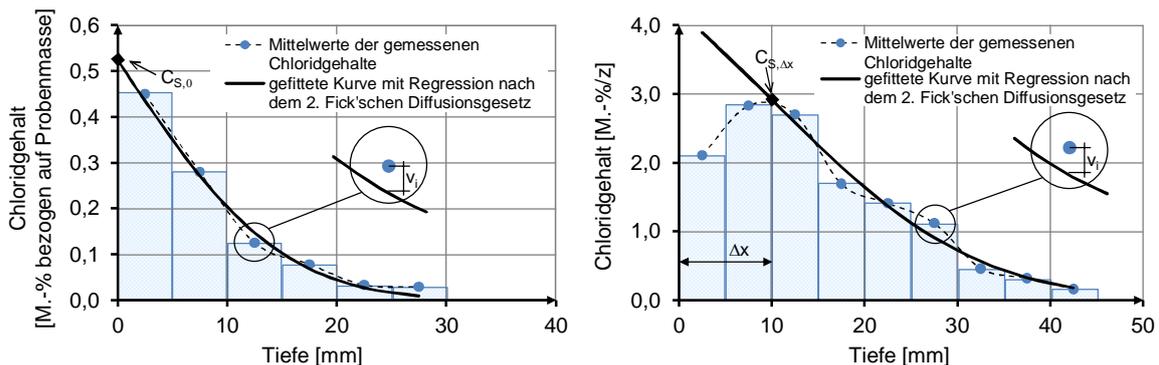


Bild 2.3: Ermittlung von $D_{test}(t_0)$ und $C_{S,0}$ bzw. $C_{S,\Delta x}$ anhand Chloridprofile aus bestehenden Bauwerken oder Laborkurzzeitversuch

Mit dem zweiten Parameter des scheinbaren Chloriddiffusionskoeffizienten, d. h., Alters-exponenten α , wird das Langzeitverhalten des zu untersuchenden Produkts beschrieben. Die Größe des Altersexponenten gibt die Intensität der zeitlichen Abnahme des $D_{app}(t)$ an. Im Gegensatz zu $D_{test}(t_0)$ kann der Altersexponent nicht anhand einer einzelnen Laborprüfung ermittelt werden. Die Abschätzung dieses Parameters erfolgt durch das Heran-

ziehen von Bauwerksdaten und / oder durch Betrachtung der zeitlichen Entwicklung von $D_{app}(t)$ anhand Laborprüfungen über einen längeren Zeitraum.

Im Folgenden werden drei Verfahrensweisen vorgestellt, bei denen die zwei Parameter $D_{rest}(t_0)$ und α durch unterschiedliche Verfahren gemessen bzw. abgeschätzt werden. Das Ziel ist dabei die Ermittlung der für die Dauerhaftigkeitsmodelle in dieser Arbeit (voll- und semiprobabilistisch sowie vereinfachter Nachweis mit Nomogrammen) notwendigen Kenngröße scheinbarer Chloriddiffusionskoeffizient $D_{app}(t)$ für Fälle der Praxis mit verschiedenen Materialien (herkömmliche Betone, neue Materialien), Informationsständen (Zusammensetzung des Materials, Datengrundlage aus Labor- oder Bauwerksuntersuchungen etc.), realisierbarem Zeit- und Kostenaufwand und notwendiger Zuverlässigkeit zu ermöglichen.

2.3.2.2.2 Ermittlung des Materialwiderstands $D_{app}(t)$ mittels Diffusionsversuche (Ansatz A)

Der scheinbare Chloriddiffusionskoeffizient $D_{app}(t)$ wird in diesem Ansatz durch die Ermittlung der Parameter $D_{nss}(t_0)$ und α_{nss} mittels Diffusionsversuche in Anlehnung an *DIN EN 12390-11:2015* charakterisiert und anhand folgender Gleichung berechnet:

$$D_{app,A}(t) = k_e \cdot D_{nss}(t_0) \cdot \left(\frac{t_0}{t}\right)^{\alpha_{nss}} \quad (2.6)$$

Darin sind:

$D_{nss}(t_0)$ instationärer (non-steady state) Chloriddiffusionskoeffizient [m²/s] nach dem einseitigen Diffusionsversuch in Anlehnung an *DIN EN 12390-11:2015*

t_0 Referenzzeitpunkt; Dauer der Beaufschlagung des Prüfkörpers mit Chloridlösung im Diffusionsversuch ($t_0 = 28$ d)

α_{nss} Altersexponent [-], ermittelt durch Diffusionsversuche in Anlehnung an *DIN EN 12390-11:2015*

$D_{app,A}(t)$ scheinbarer Chloriddiffusionskoeffizient [m²/s] nach dem Ansatz A

k_e Umweltparameter zur Berücksichtigung der Umgebungstemperatur [-] (s. Abschnitt 2.4.4.5)

Der Diffusionsversuch ist an Prüfkörpern durchzuführen, welche nach der Herstellung zur Nachbehandlung 28 Tage unter Wasser gelagert worden sind. Der instationäre Chloriddiffusionskoeffizient $D_{nss}(t_0)$ wird durch Beprobung der Prüfkörper nach $t_0 = 28$ Tagen Beaufschlagung mit Chloridlösung und Erstellung der Chloridprofile ermittelt. Zur Ermittlung des Altersexponenten α_{nss} sind der Diffusionsversuch an den Prüfkörpern für insgesamt mindestens zwei Jahre durchzuführen und Chloriddiffusionskoeffizienten zu

mindestens drei weiteren Zeitpunkten (nach ca. 90, 365 und 730 Tagen Beaufschlagung mit Chloridlösung) zu ermitteln. Die zeitliche Entwicklung des Chloriddiffusionskoeffizienten D_{nss} eines Materials ist exemplarisch in Bild 2.4 in normaler und doppel-logarithmischer Skalierung dargestellt. Der Altersexponent α_{nss} wird durch eine Regressionsanalyse quantifiziert. Die Regressionsfunktion (Potenz: $y = a \cdot x^{-\alpha}$) und das Bestimmtheitsmaß R^2 sind im Bild 2.4 angegeben. Der Exponent der Regressionsfunktion ergibt den Altersexponenten α_{nss} (hier $\alpha_{nss} \sim 0,35$).

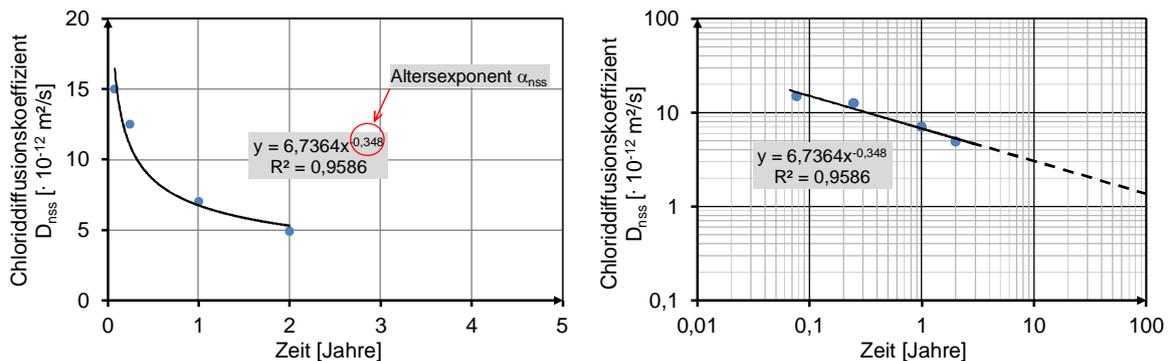


Bild 2.4: exemplarische Ermittlung des Altersexponenten α_{nss} mittels Regressionsanalyse an Chloriddiffusionskoeffizienten D_{nss} . Die einzeln ausgewiesenen Chloriddiffusionskoeffizienten repräsentieren den Materialwiderstand für unterschiedlich lange Expositionszeiten ($t_0 = 28$ d, $t_1 = 90$ d, $t_2 = 365$ d und $t_3 = 730$ d) jeweils als konstante Größe über den betrachteten Zeitraum. Zeitliche Entwicklung des D_{nss} in normaler (links) und doppel-logarithmischer (rechts) Skalierung

Die Betrachtung der zeitlichen Entwicklung des instationären Chloriddiffusionskoeffizienten über mindestens zwei Jahren lehnt sich an den aktuellen Stand der Arbeiten von JWG aus TC 104 / SC1 und TC 250 / SC2 (siehe *Leivestad 2014*) an, die sich mit der Entwicklung von Performance-orientierten Ansätzen für die Dauerhaftigkeitsbemessung von Stahlbetonbauwerken befassen. Die Wahl der Untersuchungsdauer von zwei Jahren ist ein Kompromiss zwischen der notwendigen Genauigkeit und dem zeitlichen und wirtschaftlichen Aufwand. Mit den ermittelten Parametern $D_{nss}(t_0)$ und α_{nss} wird schließlich im Rahmen der Dauerhaftigkeitsbemessung der Chloriddiffusionskoeffizient $D_{app}(t)$ für lange Zeiträume von bis zu $t = 100$ Jahren extrapoliert.

Der so ermittelte Altersexponent α_{nss} ist entsprechend den Angaben in *fib Model Code for Concrete Structures 2010* zwischen 0,20 und 0,80 einzugrenzen.

Dieser Ansatz eignet sich insbesondere für Produkte mit unbekannter Zusammensetzung oder mit unzureichendem Praxiseinsatz. Für herkömmliche Betone und Produkte, für die ihr Langzeitverhalten hinsichtlich Chlorideindringwiderstand durch Bauwerksdaten nachweisbar ist, kann der im folgenden Abschnitt beschriebene Ansatz B eingesetzt werden.

2.3.2.2.3 Ermittlung des Materialwiderstands $D_{app}(t)$ mittels Migrationsversuchs und Daten aus bestehenden Bauwerken (Ansatz B)

In *DuraCrete 1998* und *Gehlen 2000* wurde eine Methodik zur Ermittlung des $D_{app}(t)$ entwickelt, in der zum einen Bauwerksdaten zur Ermittlung des Altersexponenten herangezogen werden und zum anderen der Materialwiderstand zum Referenzzeitpunkt $D_{RCM}(t_0)$ mittels eines Laborschnelltests bestimmt wird. Der scheinbare Chloriddiffusionskoeffizient $D_{app}(t)$ wird in diesem Ansatz anhand Gleichung (2.7) berechnet:

$$D_{app,B}(t) = k_e \cdot D_{RCM}(t_0) \cdot \left(\frac{t_0}{t}\right)^{\alpha_{RCM}} \quad (2.7)$$

Darin sind:

$D_{RCM}(t_0)$ Chloridmigrationskoeffizient [m²/s] nach dem Schnellchloridmigrationstest RCM nach *BAW-Merkblatt 2012*

t_0 Referenzzeitpunkt; Zeitpunkt des Beginns des RCM-Versuchs an Prüfkörpern, Betonalter ($t_0 = 28$ d)

α_{RCM} Altersexponent [-], ermittelt nach dem Ansatz B

$D_{app,B}(t)$ scheinbarer Chloriddiffusionskoeffizient [m²/s] nach dem Ansatz B

k_e Umweltparameter zur Berücksichtigung der Umgebungstemperatur [-] (s. Abschnitt 2.4.4.5)

Der Schnellchloridmigrationstest RCM (Rapid Chloride Migration) wurde von *Tang 1996* entwickelt und in mehreren europäischen Regelwerken eingeführt (z. B. *NT Build 492:1999* und *BAW-Merkblatt 2012*). Im RCM-Prüfverfahren wird das Eindringen der Chloride in Beton mit Hilfe eines elektrischen Feldes beschleunigt. Nach Ende der Spannungsbeaufschlagung und nach Spalten der Probekörper wird mittels Indikatorlösungen die Eindringtiefe der Front der freien Chloridionen ermittelt. Aus der Eindringtiefe, der Höhe der angelegten Spannung und weiteren Parametern wird der Chloridmigrationskoeffizient berechnet. Die Prüfungsdauer variiert zwischen wenigen Stunden und einer Woche und ist im Vergleich zum Laborkurzzeitversuch „Diffusionstest“ wesentlich kürzer. Das Prüfverfahren weist im Vergleich zum Diffusionsversuch einen wesentlich geringeren Aufwand auf.

Nachdem für den Parameter Altersexponent eine maßgebliche Abhängigkeit von der Bindemittelart festgestellt wurde, wurde in *Gehlen 2000* der Altersexponent von Betonen mit den Hauptbindemittelarten Portlandzement (CEM I), Portlandflugaschezement (CEM I + FA ($f \geq 0,20 \cdot z$)) und Hochofenzement (CEM III/B) wie folgt quantifiziert.

Für jede der obengenannten Betonsorten wurden zunächst zahlreiche Chloridprofile aus verschiedenen Betonbauteilen mit entsprechender Bindemittelart zu unterschiedlichen Zeitpunkten zusammengestellt (Literaturangaben sowie eigene Bauwerksuntersuchungen in Gehlen 2000). Die Bauteile wurden aus den Expositionsbereichen Unterwasser, Wasserwechselzone und Spritzwasser (XS2, XS3) gewählt. Die Betone wiesen Wasserzementwerte zwischen 0,40 und 0,60 auf. Die aus den Chloridprofilen mittels Regression nach dem Fick'schen Diffusionsgesetz (Gl. (2.4) oder (2.5)) ermittelten scheinbaren Chloriddiffusionskoeffizienten $D_{app}(t)$ wurden in einem doppel-logarithmischen Diagramm dem Betonalter gegenübergestellt (Bild 2.4). Laborbetone mit ähnlichen Zusammensetzungen, d. h., gleiche Bindemittelart und $0,40 \leq w/z \leq 0,60$, wurden hergestellt und im Alter von 28 Tagen der RCM-Prüfung unterzogen. An den Bauwerksdaten wurde eine Regressionsanalyse durchgeführt und die resultierte Regressionslinie wurde durch den Mittelwert von $D_{RCM}(t_0=28d)$ gezwungen. Die so ermittelte Regressionslinie gibt den Altersexponenten nach dem Ansatz B wieder. Eine Quantifizierung des Altersexponenten nach diesem Ansatz in Abhängigkeit der Bindemittelart ist in Tabelle 2.5 dargestellt.

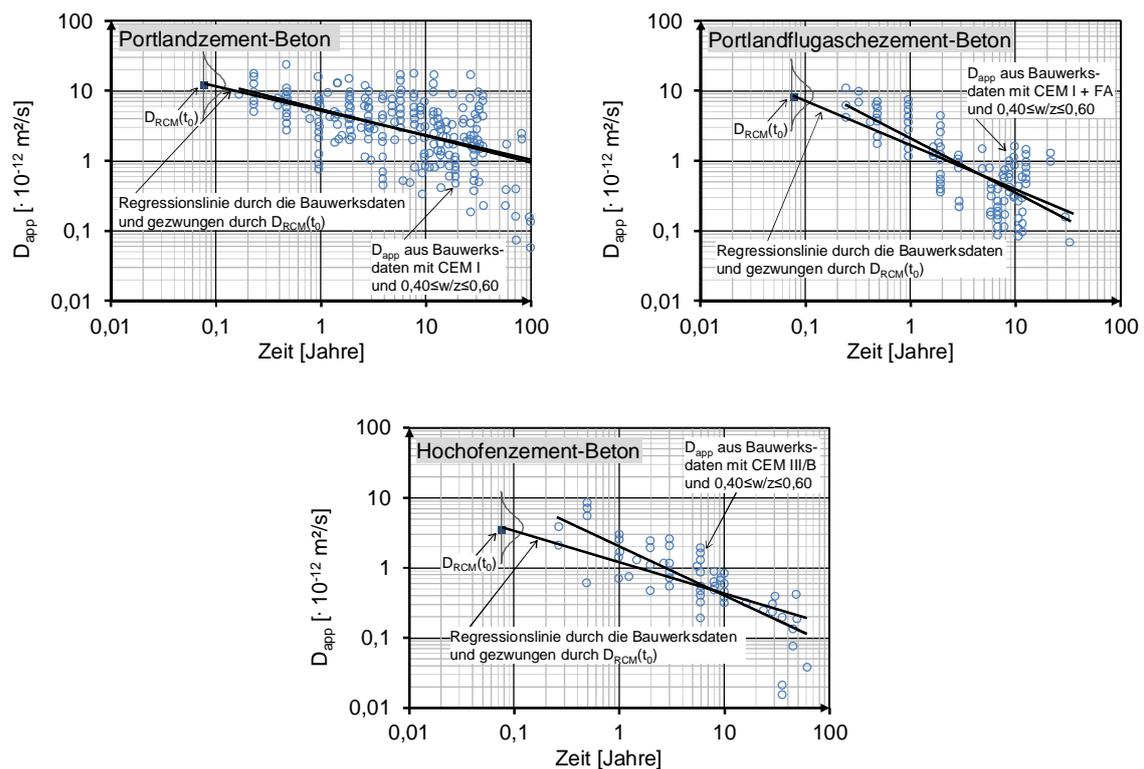


Bild 2.5: Entwicklung des scheinbaren Chloriddiffusionskoeffizienten über die Zeit für Betone aus Portlandzement (links), Portlandflugaschezement (rechts) und Hochofenzement (unten), aus Gehlen 2000 (modifizierte Darstellung).

Durch das Zwingen der ursprünglich aus den Bauwerksdaten ermittelten Regressionslinie durch $D_{RCM}(t_0)$ wurde die Steigung der Regressionslinie in allen drei Fällen, jedoch unterschiedlich groß, geringer (s. Bild 2.4), da der $D_{RCM}(t_0)$ in allen Fällen einen geringeren Wert als der durch die Regression der Bauwerksdaten ermittelte Chloriddiffusions-

koeffizient zum Zeitpunkt t_0 aufweist. Dies bedeutet, dass der Altersexponent durch die Berücksichtigung des $D_{RCM}(t_0)$ abnimmt, d. h. ungünstiger wird. Erkennbar ist auch, dass sich die Regressionslinien in allen drei Fällen zu einem Zeitpunkt zwischen 5 und 10 Jahren treffen. Nach dem Zusammentreffen der Regressionslinien liefert die durch $D_{RCM}(t_0)$ gezwungene Linie größere (ungünstigere) Werte für $D_{app}(t)$ als die Regressionslinie der Bauwerksdaten, was dadurch mit Blick auf Dauerhaftigkeitsbemessung zu vergleichend sichereren bzw. konservativeren Ergebnissen führt (siehe auch *Gehlen et al. 2015*). Die Differenz zwischen den beiden Regressionslinien ist im Fall der Hochofenzementbetone am größten. Für Portlandzementbetone liegen die Regressionslinien beinahe aufeinander.

Mit diesem Ansatz wird zum einen das Langzeitverhalten des Betons über mehrere Jahrzehnte mit Hilfe von bestehenden Bauwerken berücksichtigt. Zum anderen wird der potentielle Widerstand des einzusetzenden Betons mit einem relativ geringen Aufwand gemessen und in Betracht gezogen.

Die in *Gehlen 2000* statistisch quantifizierten Altersexponenten für Betone mit den drei Hauptbindemittelarten CEM I, CEM I + FA und CEM III/B sind im Abschnitt 2.4.4.4, Tabelle 2.5 dargestellt. Tabelle 2.5 enthält ebenfalls auf dieser Basis angenommene Werte für Altersexponenten für einige weitere Zement- und Bindemittelarten. Die Annahmen basieren auf den für die drei o. g. Bindemittelarten ermittelten Werten und vorliegenden Erfahrungen und Erkenntnissen mit bzw. über die jeweilige Bindemittelart.

Für diesen Ansatz wurde durch seine Anwendung in zahlreichen vollprobabilistischen Dauerhaftigkeitsbemessungen in den letzten 15 Jahren eine breite Erfahrungsbasis geschaffen. Allen Ausarbeitungen zur Dauerhaftigkeitsbemessung in dieser Arbeit liegt dieser Ansatz zur Ermittlung des scheinbaren Chloriddiffusionskoeffizienten $D_{app}(t)$ zugrunde.

2.3.2.2.4 Ermittlung des Materialwiderstands $D_{app}(t)$ mittels Diffusionsversuchs und Daten aus bestehenden Bauwerken (Ansatz C)

Dieser Ansatz zur Ermittlung des $D_{app}(t)$ ist für den speziellen Bemessungsfall anzuwenden, wenn das Langzeitverhalten des einzusetzenden Produkts (Design-Produkt) durch Daten aus vereinzelt Bauwerken, die hinsichtlich Materialzusammensetzung sowie Expositionsbedingungen großenteils dem Bemessungsfall entsprechen, bestimmt ist. Der $D_{app}(t)$ wird wie folgt berechnet:

$$D_{app,c}(t) = k_e \cdot D_{nss}(t_0) \cdot \left(\frac{t_0}{t}\right)^{\alpha_{app}} \quad (2.8)$$

Darin sind:

- $D_{nss}(t_0)$ instationärer (non-steady state) Chloriddiffusionskoeffizient [m^2/s] nach dem einseitigen Diffusionsversuch in Anlehnung an *DIN EN 12390-11:2015*
- t_0 Referenzzeitpunkt; Dauer der Beaufschlagung des Prüfkörpers mit Chloridlösung im Diffusionsversuch ($t_0 = 28 \text{ d}$)
- α_{app} Altersexponent [–], ermittelt nach dem Ansatz C
- $D_{app,C}(t)$ scheinbarer Chloriddiffusionskoeffizient [m^2/s] nach dem Ansatz C
- k_e Umweltparameter zur Berücksichtigung der Umgebungstemperatur [–] (s. Abschnitt 2.4.4.5)

Der potentielle Materialwiderstand ist in diesem Ansatz durch den Diffusionsversuch in Anlehnung an *DIN EN 12390-11:2015* durch eine 28-tägige Beaufschlagung des Prüfkörpers ($t_0 = 28 \text{ d}$) mit der Chloridlösung im Alter von 28 Tagen zu ermitteln (Analog zum Ansatz A, Abschnitt 2.3.2.2.2). Der Altersexponent α_{app} wird durch eine Regressionsanalyse der durch das Fitting der Chloridprofile aus den Bauwerken ermittelten Chloriddiffusionskoeffizienten berechnet (vgl. Bild 2.4 und Bild 3.2). Um sicherzustellen, dass die ermittelten Chloriddiffusionskoeffizienten den realitätsnahen Widerstand des Betonbauteils gegen das Chlorideindringen in der exponierten Umgebung widerspiegeln, muss das erste einbezogene Chloridprofil mindestens 10 Jahre nach der Beaufschlagung des Bauteils erfolgen. Der zeitliche Abstand zu bzw. zwischen den weiteren Chloridprofilen muss mindestens 5 Jahre betragen.

2.3.2.2.5 Zusammenfassung

Für die Modellierung des Chloridtransports im Beton und eine leistungsbezogene Dauerhaftigkeitsbemessung von Betonbauteilen ist die Kenngröße scheinbarer Chloriddiffusionskoeffizienten $D_{app}(t)$, welcher den Materialwiderstand über der Zeit darstellt, zu ermitteln. Im Hinblick auf die Dauerhaftigkeitsbemessungskonzepte in dieser Arbeit und in Abhängigkeit des einzusetzenden Produkts, der Informationsstände, des realisierbaren Zeit- und Kostenaufwands und der notwendigen Zuverlässigkeit wurden drei Ansätze zur Berechnung dieser Kenngröße vorgestellt, welche in Tabelle 2.2 zusammengefasst sind.

Tabelle 2.2: Ansätze zur Ermittlung des scheinbaren Chloriddiffusionskoeffizienten $D_{app}(t)$ für die Modellierung des Chloridtransports im Beton und Dauerhaftigkeitsbemessung von Betonbauteilen

	Ansatz A	Ansatz B	Ansatz C
Prüfverfahren / Hilfsmittel	Diffusionsversuche	RCM-Versuch + (große) Bauwerksdaten	Diffusionsversuch + (vereinzelte) Bauwerksdaten
Anwendungsfälle	neue Produkte mit fehlender Erfahrungsbasis, Produkte mit unbekannter Zusammensetzung	Herkömmliche Produkte mit vorhandener Erfahrungsbasis und bekannter Zusammensetzung	Bauwerksdaten entsprechend dem Design-Produkt und der Design-Exposition vorhanden
Aufwand	sehr hoch	sehr gering	mittel
Versuchsdauer*	mind. zwei Jahre	ca. 5 Wochen	ca. 9 Wochen
Formel	$D_{app,A}(t) = k_e \cdot D_{nss}(t_0) \cdot \left(\frac{t_0}{t}\right)^{\alpha_{nss}}$	$D_{app,B}(t) = k_e \cdot D_{RCM}(t_0) \cdot \left(\frac{t_0}{t}\right)^{\alpha_{RCM}}$	$D_{app,C}(t) = k_e \cdot D_{nss}(t_0) \cdot \left(\frac{t_0}{t}\right)^{\alpha_{app}}$

* von der Herstellung der Probekörper bis zur Gewinnung der Ergebnisse, d. h. Messung der Eindringtiefen bei RCM oder chemische Analyse der Mehlproben bei Diffusionsversuch

2.3.2.3 Momentaner (instantaneous) Chloriddiffusionskoeffizient $D_{in}(t)$

Die Modellierung des Chloridtransports mit der Fehlerfunktion als Lösung des Fick'schen Diffusionsgesetzes wird in der Literatur auch unter Einbeziehung von momentanen Chloriddiffusionskoeffizienten behandelt (z. B. *Tang & Gulikers 2007, Frederiksen et al. 2008, Tang et al. 2012*). Der momentane oder punktweise (point-wise) $D_{in}(t)$ gilt für einen bestimmten Zeitpunkt t , während der scheinbare Chloriddiffusionskoeffizient $D_{app}(t)$ einen konstanten, gemittelten Wert über einem Zeitintervall ($t_{ex} (\sim 0)$ bis t) darstellt. Die Ermittlung von $D_{in}(t)$ erfolgt analog zu $D_{app}(t)$ durch einen Referenzwert, d. h. einen Chloriddiffusionskoeffizienten $D_{test}(t_0)$ zu einem Referenzzeitpunkt t_0 , und einen Altersexponenten n (Gleichung (2.9)).

$$D_{in}(t) = D_{test}(t_0) \cdot \left(\frac{t_0}{t}\right)^n \quad (2.9)$$

$D_{test}(t_0)$ wird, wie bei der Ermittlung von $D_{app}(t)$ in der Gleichung (2.3), mittels Chloridprofilen aus bestehenden Bauwerken oder durch Laborprüfverfahren zu einem Referenzzeitpunkt t_0 ermittelt. Der Altersexponent n ist im Gegensatz zum Altersexponent α (zur Ermittlung von $D_{app}(t)$) eine zeitabhängige Variable und unterscheidet sich von diesem. Für die Modellierung der Chloridkonzentration im Beton anhand $D_{in}(t)$ ist diese Variable über die gesamte Expositionsdauer zu integrieren. Der Alterungsterm des Modells zur Ermittlung der Chloridkonzentration im Beton (Gleichung (2.4)) ist für diesen Fall in Gleichung (2.10), rechte Seite, dargestellt.

$$D_{app}(t) \cdot (t - t_{ex}) = \int_{t_{ex}}^t D_{in}(t) \cdot dt \quad (2.10)$$

Der Zusammenhang zwischen den beiden Chloriddiffusionskoeffizienten kann somit wie folgt ermittelt werden:

$$\rightarrow D_{app}(t) \cdot (t - t_{ex}) = \int_{t_{ex}}^t D_{test}(t_0) \cdot \left(\frac{t_0}{t}\right)^n \cdot dt \quad (2.11)$$

$$\rightarrow D_{app}(t) = \frac{D_{test}(t_0)}{1 - n} \cdot \left(\frac{t_0}{t}\right)^n \cdot \left[t - t_{ex} \cdot \left(\frac{t}{t_{ex}}\right)^n \right] \cdot \frac{1}{t - t_{ex}} \quad (2.12)$$

Für den üblichen Fall mit $t_{ex} \ll t$ (s. Abschnitt 2.3.1) gilt:

$$\rightarrow D_{app}(t) = \frac{1}{1 - n} \cdot D_{in}(t) \quad (2.13)$$

Aus der Gleichung (2.10) kann durch eine Ableitung der beiden Gleichungsseiten ebenfalls folgender Zusammenhang zwischen $D_{in}(t)$ und $D_{app}(t)$ gefolgert werden:

$$D_{app}(t) + (t - t_{ex}) \cdot D'_{app}(t) = D_{in}(t) \quad (2.14)$$

$$\rightarrow D_{in}(t) = \left(1 - \alpha + \alpha \cdot \frac{t_{ex}}{t}\right) \cdot D_{app}(t) \approx (1 - \alpha) \cdot D_{app}(t) \quad (2.15)$$

Die Altersexponenten α und n stehen in folgendem Zusammenhang (*Frederiksen et al. 2008, Tang et al. 2012*):

$$n = \alpha + \frac{\ln \left[(1 - \alpha) + \alpha \cdot \frac{t_{ex}}{t} \right]}{\ln \left(\frac{t_{ex}}{t} \right)} \quad (2.16)$$

Aus den oben dargestellten Gleichungen kann folgendes zusammengefasst werden:

$$\left\{ \begin{array}{l} D_{app}(t) = \frac{1}{1-n} \cdot D_{in}(t), \\ D_{in}(t) = (1-\alpha) \cdot D_{app}(t), \\ D_{in}(t) < D_{app}(t), \\ n > \alpha \end{array} \right. \quad (2.17)$$

Sowohl der momentane als auch der scheinbare Chloriddiffusionskoeffizient können zur Modellierung des Chloridtransports im Beton verwendet werden. Dem Autor dieser Arbeit ist jedoch kein Verfahren zur Bestimmung des Altersexponenten n zur Berechnung des momentanen Chloriddiffusionskoeffizienten $D_{in}(t)$ bis dato bekannt. Im Abschnitt 2.3.2.2 wurden dagegen Ansätze zur Ermittlung des Altersexponenten α zur Berechnung des scheinbaren Chloriddiffusionskoeffizienten $D_{app}(t)$ vorgestellt. In einigen Veröffentlichungen und wissenschaftlichen Arbeiten wurden die oben aufgeführten Zusammenhänge nicht korrekt eingesetzt, was zu falschen Aussagen und Bewertungen führte (z. B. *Tang & Gulikers 2007*).

2.4 Vollprobabilistische Dauerhaftigkeitsbemessung

2.4.1 Allgemeines

Beim vollprobabilistischen Ansatz zur leistungsbezogenen Dauerhaftigkeitsbemessung werden die gesamten Modellvariablen als statistisch verteilten Größen berücksichtigt. Im folgenden Abschnitt wird zunächst die Methodik zur Vorhersage des Bauteilzustandes mit dem Bemessungsmodell vorgestellt. Im Abschnitt 2.4.3 erfolgt die Festlegung des Sicherheitsniveaus des Bemessungskonzepts. Die einzelnen Modellvariablen werden im Abschnitt 2.4.4 erklärt und statistisch beschrieben. Im Abschnitt 2.4.5 wird die Übereinstimmung des Bemessungsmodells mit der Praxis durch mehrere Beispiele nachgewiesen.

2.4.2 Methodik zur Zustandsprognose

Aus der Tragwerksbemessung ist bekannt, dass Beurteilungs- bzw. Bemessungsprobleme prinzipiell durch die Gegenüberstellung von Einwirkung S und Widerstand R gelöst werden. Die Differenz aus Einwirkung und Widerstand wird als Zustand Z bezeichnet. Nimmt der Zustand Z Werte kleiner als null an, spricht man vom Versagen des Bauteils. Tatsächlich sind Einwirkungen und Widerstände nicht deterministische, sondern unsichere Größen. In der probabilistischen Berechnung werden sie deshalb als Zufallsvariable eingeführt und in einer Grenzzustandsfunktion $g(X)$ gegenübergestellt (siehe Gleichung (2.18)). Die Differenz aus Einwirkung und Widerstand ist dann ebenfalls eine Zufallsvariable.

$$g(X, t) = R(t) - S(t) = Z(t) \quad (2.18)$$

Dieses Prinzip ist auf den Lebensdauernachweis, der im Rahmen der Dauerhaftigkeitsbemessung durchgeführt wird, übertragbar. Beim Lebensdauernachweis werden, im Gegensatz zur Tragwerksbemessung, die Zufallsvariablen Einwirkung und Widerstand zeitabhängig berücksichtigt. Die Zufallsvariable Zustand wird aus diesem Grund in Abhängigkeit von der Laufvariable Zeit dargestellt, vgl. Bild 2.6.

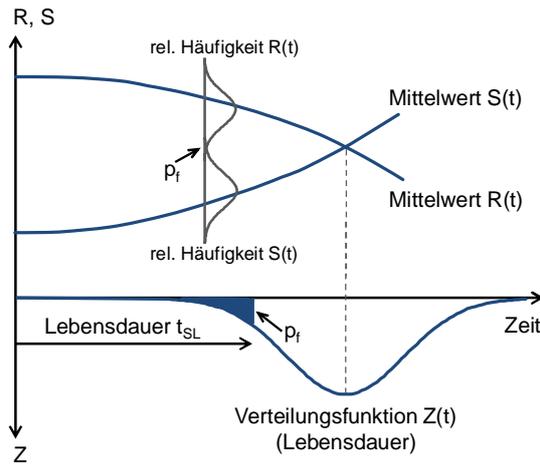


Bild 2.6: Gegenüberstellung von streuender Einwirkung und streuendem Widerstand und Definition der Lebensdauer, in Anlehnung an fib bulletin 53:2009

Im Bild 2.6 ist die Lebensdauer (t_{SL} , Service Life) als die Zeitspanne definiert, in der die Wahrscheinlichkeit, dass die Einwirkung größer als Widerstand ist, eine festgelegte Zielwahrscheinlichkeit nicht überschreitet (siehe Gleichung (2.19)).

$$t_{SL} = t \left\{ p_f \left((R(t) - S(t)) < 0 \right) < p_{f, \text{Ziel}} \right\} \quad (2.19)$$

Für die Berechnung der Versagens-, besser Eintrittswahrscheinlichkeit p_f , ist ein Faltungsintegral zu lösen, welches in der Regel analytisch nicht lösbar ist. Kommerzielle Computerprogramme (z. B. *STRUREL*) bieten zu diesem Zweck Simulationsverfahren und Methoden der strukturellen Zuverlässigkeitsanalyse, z. B. Näherungsverfahren wie FORM (First Order Reliability Method) oder SORM (Second Order Reliability Method), an. Anstelle der Eintrittswahrscheinlichkeit p_f kann dabei auch der Zuverlässigkeitsindex β angegeben werden. Bei normalverteilten Zufallsvariablen stehen Eintrittswahrscheinlichkeit und Zuverlässigkeitsindex im folgenden Zusammenhang (*Probabilistic Model Code 2001*):

$$p_f = \Phi(-\beta) = \Phi\left(-\frac{\mu_Z}{\sigma_Z}\right) \quad (2.20)$$

bzw.

$$\beta = -\Phi^{-1}(p_f) \quad (2.21)$$

Darin stellt $\Phi(\cdot)$ die Funktion der Standardnormalverteilung dar und μ_Z und σ_Z sind der Mittelwert bzw. die Standardabweichung der Zufallsvariable Zustand Z . Im Bild 2.7 ist dieser Zusammenhang graphisch dargestellt.

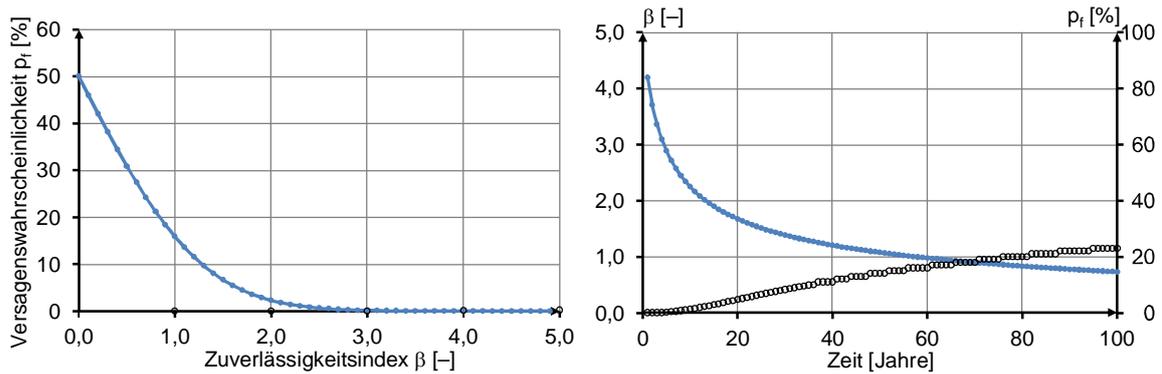


Bild 2.7: Zusammenhang zwischen Versagenswahrscheinlichkeit p_f und Zuverlässigkeitsindex β (links) und exemplarischer Verlauf von p_f und β über der Zeit (rechts)

Mit dem Erreichen eines kritischen korrosionsauslösenden Chloridgehalts an der Betonstahloberfläche ist der Grenzzustand für die chloridinduzierte Betonstahlkorrosion erreicht (vgl. Abschnitt 2.1). Die Grenzzustandsgleichung kann wie folgt formuliert werden:

$$g(X, t) = C_{crit} - C(c, t_{SL}) \quad (2.22)$$

Darin sind:

C_{crit} : kritischer korrosionsauslösender Chloridgehalt [M.-%/b]

$C(c, t_{SL})$: Chloridgehalt an der Betonstahloberfläche zum Zeitpunkt t_{SL} [M.-%/b]

c : Betondeckung [m]

t_{SL} : Nutzungsdauer (Service Life) [Jahr]

Der kritische korrosionsauslösende Chloridgehalt ist ein angenommener Schwellenwert, der u. a. von der Dicke und der Qualität der Betondeckung gesteuert wird, und stellt in der Grenzzustandsgleichung den Widerstand dar. Der Chloridgehalt an der Betonstahl-oberfläche zum Zeitpunkt t repräsentiert die Einwirkung. Die Grenzzustandsgleichung kann ebenfalls wie folgt beschrieben werden:

$$g(X, t) = c - x_{crit}(t_{SL}) \quad (2.23)$$

Darin ist:

$x_{crit}(t_{SL})$: Tiefenlage des kritischen korrosionsauslösenden Chloridgehalts zum Zeitpunkt t_{SL} [m]

Die Zustandsprognose erfolgt durch eine Zuverlässigkeitsanalyse mit Hilfe der Grenzzustandsgleichung und durch Festlegung eines Zielwertes des Zielzuverlässigkeitsindex β_0 . Hierfür sind die gesamten Eingabeparameter stochastisch in die Grenzzustands-

gleichung einzusetzen. Abschnitt 2.4.4 enthält Empfehlungen, welche Werte für die einzelnen Modellvariablen gewählt werden können.

2.4.3 Zielzuverlässigkeit

Mit der Zielzuverlässigkeit wird die Anforderung an die Sicherheit des Bauwerks für den betrachteten Zustand ausgedrückt. Die Differenzierung der Zielzuverlässigkeit erfolgt mit dem Zielwert des Zuverlässigkeitsindex β_0 . In der einschlägigen Normung und Literatur (insbesondere *ISO 2394:1998*, *DIN EN 1990:2010*, *Probabilistic Model Code 2001*) sind β_0 -Werte als Empfehlung oder Anforderung angegeben, die in erster Linie nach den Grenzzuständen der Tragfähigkeit oder der Gebrauchstauglichkeit eingeteilt sind. Die Zielwerte für den Grenzzustand der Tragfähigkeit sind aufgrund der vergleichend höheren und schwerwiegenden Folgen eines Grenzzustandsüberschreitens höher als die Zielwerte für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit. Die Zielwerte sind in der Regel für Bezugszeiträume von einem Jahr und / oder 50 Jahren angegeben. Der Bezugszeitraum ist der gewählte Zeitraum zur statistischen Beurteilung der veränderlichen Variablen der Einwirkung (*DIN EN 1990:2010*). Die Zielwerte für den Bezugszeitraum von einem Jahr sind höher als die Werte für den Bezugszeitraum von 50 Jahren, wobei diese Werte zum selben Sicherheitsniveau führen (*Holický 2011*). Somit sind beispielsweise in *DIN EN 1990:2010* für eine geplante Nutzungsdauer des Bauteils von 50 Jahren und für den Grenzzustand der Tragfähigkeit Zielwerte des Zuverlässigkeitsindex von 4,7 und 3,8 für den Bezugszeitraum von einem Jahr bzw. 50 Jahren angegeben (für die Zuverlässigkeitsklasse RC 2 (mittlere Folgen)).

Die Betrachtung und Analyse der Zuverlässigkeit und die Festlegung von Zielwerten des Zuverlässigkeitsindex erfolgten bisher überwiegend für den Grundzustand der Tragfähigkeit und angesichts der mechanischen Belastung des Bauteils. Beim Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit wird in erster Linie zwischen reversiblen und irreversiblen Folgen des Grenzzustandsüberschreitens unterschieden. Die ungewollten Bauteilzustände, die unter dem Dauerhaftigkeitsaspekt geregelt werden, u. a. Depassivierung des Betonstahls oder Beginn der Betonstahlkorrosion, sind dem Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit zugeordnet, welche in der Regel unumkehrbare Folgen verursachen.

Zuverlässigkeitsbetrachtungen im Bereich der Gebrauchstauglichkeit werden in der Praxis häufig vor dem Hintergrund von Kosten-Nutzen-Analysen durchgeführt (*Rackwitz 1999*, *Ang & Wyatt 1999*, *Hermann 1999*, *DuraCrete 2000*), da bei Gebrauchstauglichkeitsfragen ökonomische Gesichtspunkte dominieren (*DAfStb Positionspapier 2008*).

DAfStb Positionspapier 2008 enthält expositionsabhängige Angaben zum Zielwert des Zuverlässigkeitsindex für den ungewollten Zustand Auslösen der Betonstahlkorrosion,

d. h. für die Expositionsklassen XC1-4, XD1-3 und XS1-3. Hierbei stellt die Depassivierung des Betonstahls nicht das ausschließliche Kriterium dar, sondern es werden die Möglichkeit des Auslösens der Korrosion des Betonstahls nach seiner Depassivierung und die Intensität seines Fortschreitens ebenfalls in Betracht gezogen. Somit wurde, beispielhaft, für die Expositionsklasse XC1 (trocken) keine Sicherheitsanforderung gestellt (kein β_0), da aufgrund fehlender Umgebungsfeuchte bei dieser Exposition die Gefahr eines Auslösens und Fortschreitens der Korrosion des Betonstahls nach seiner Depassivierung durch die Carbonatisierung des Betons vernachlässigbar klein ist. Des Weiteren wurde das Verhältnis zwischen dem Aufwand zur Risikominimierung beim Herstellen des Bauteils und dem Aufwand einer Instandsetzung nach dem Grenzzustandsüberschreiten mit einbezogen.

Diese Überlegungen aufgreifend sieht *DAfStb Positionspapier 2008* vor, den in *DIN EN 1990:2010* für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (mit mittleren irreversiblen Folgen) empfohlenen Zielwert des Zuverlässigkeitsindex von $\beta_0 = 1,5$ ($p_f = 6,7\%$) vorzugsweise einzuhalten. Mit dem Hintergrund, dass die Einhaltung dieses Zielwerts bei den Expositionsklassen XD2, XD3, XS2 und XS3 zum Teil mit sehr großen Betondeckungen und hohen Kosten verbunden ist (*Gehlen et al. 2008*), wird für diese Expositionsklassen, fallspezifisch, ein geringerer Zielwert von $\beta_0 = 0,5$ ($p_f = 30\%$) zugelassen, unter der Voraussetzung, dass eine Korrosion des Betonstahls durch regelmäßige Überwachung und Inspektion des Bauteils frühzeitig zu erfassen und das Bauteil instand zu setzen ist, denn der Aufwand einer Instandsetzung kann in einem frühen Stadium der Betonstahlkorrosion gering gehalten werden.

Tabelle 2.3 enthält Zielwerte des Zuverlässigkeitsindex nach *DAfStb Positionspapier 2008* sowie nach weiteren Regelwerken und Normen für einen Bezugszeitraum von 50 Jahren, die für die Dauerhaftigkeitsbemessung hinsichtlich chloridinduzierter Betonstahlkorrosion herangezogen werden können. Die Zielwerte beziehen sich entweder allgemein auf den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit oder spezifisch auf die Depassivierung des Betonstahls oder auf das Auslösen der Betonstahlkorrosion. Für Zustände mit mittleren irreversiblen Folgen für das Bauteil variieren die zusammengefassten β_0 -Werte zwischen 0,5 und 1,5.

Tabelle 2.3: Zielwerte des Zuverlässigkeitsindex β_0 für einen Bezugszeitraum von 50 Jahren in verschiedenen Regelwerken, die für die Dauerhaftigkeitsbemessung hinsichtlich chloridinduzierter Betonstahlkorrosion herangezogen werden können

Dokument	Zielwert des Zuverlässigkeitsindex β_0	Ereignis / Bemerkung
ISO 2394:1998	0,0	Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit; reversibel: 0,0, irreversibel: 1,5
	1,5	
DIN EN 1990:2010	1,5	Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit, irreversibel mit mittleren Folgen
<i>fib</i> bulletin 34:2006	1,3 (1,0 – 1,5)	Depassivierung des Betonstahls
LNEC E 465:2007	2,0	Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit, irreversibel, in Abhängigkeit von den Folgen (hoch: 2,0, mittel: 1,5, niedrig: 1,2)
	1,5	
	1,2	
NEN 6700:2005	1,8	Auslösen der Betonstahlkorrosion
NS-EN 206/NA 2014 *	1,3	chloridinduziertes Auslösen der Betonstahlkorrosion
DAfStb Positionspapier 2008	0,5	chloridinduziertes Auslösen der Betonstahlkorrosion; für XD2, XD3, XS2 und XS3 in Abhängigkeit von der Zugänglichkeit des Bauteils für Inspektion und Instandsetzung (einfach: 0,5, schwer: 1,5); für XD1 und XS1 stets 1,5
	1,5	

* Quelle: Fluge 2003

Der Ausarbeitung der semiprobabilistischen sowie vereinfachten Nachweisformate in dieser Arbeit wurden die Festlegungen in *DAfStb Positionspapier 2008* zugrunde gelegt, d. h. $\beta_0 = 1,5$ und $0,5$. Da die Inspektion und Instandsetzung von Meerwasserbauwerken (Bauwerke der Expositionsklassen XS1 bis XS3) und ein Großteil von Straßenbauwerken (Bauwerke der Expositionsklassen XD1 bis XD3) in der Regel mit einem großen Aufwand verbunden ist, erfolgt die Dauerhaftigkeitsbemessung dieser Bauwerke im Allgemeinen auf Grundlage eines Zielwertes des Zuverlässigkeitsindex von $\beta_0 = 1,5$.

2.4.4 Beschreibung der Modellvariablen

2.4.4.1 Übersicht und Bemerkungen

Die Modellvariablen und ihre Abhängigkeiten sind in zahlreichen Veröffentlichungen ausführlich beschrieben worden (z. B. *DuraCrete 1998*, *Gehlen 2000*, *fib bulletin 34:2006*). In den Abschnitten 2.4.4.2 bis 2.4.4.10 folgt in Anlehnung an *fib bulletin 76:2015* eine kurze Darstellung der einzelnen Modellvariablen mit ihren statistischen Quantifizierungen, welche für die Entwicklung der weiteren Nachweisformate (semiprobabilistisch und Nomogramme) angewendet wurden. Für die Ermittlung des scheinbaren Chloriddiffusionskoeffizienten $D_{app}(t)$ wurde der Ansatz B, aufgrund der

vorhandenen breiten Erfahrungsbasis, angewendet (s. Abschnitt 2.3.2.2.3). Tabelle 2.4 gibt eine Übersicht über die Modellvariablen und ihre statistischen Verteilungen.

Tabelle 2.4: Übersicht über die Modellvariablen

Variable	Einheit	Verteilung* und Werte	Quantifizierung	
$D_{RCM}(t_0)$	m ² /s	ND (μ / σ mit CoV = 0,20)	Abschnitt 2.4.4.2	
t_0	d	konstant (28)	Abschnitt 2.4.4.3	
α_{RCM}	–	BetaD ($\mu / \sigma / 0 / 1$)	Abschnitt 2.4.4.4	
b_e	K	ND (4800 / 700)		
k_e	T_{ref}	K	konstant (293)	Abschnitt 2.4.4.5
	T_{real}	K	ND (μ / σ)	
$C_{S,0} / C_{S,\Delta x}$	M.-%/b	LND (μ / σ)	Abschnitt 2.4.4.6	
Δx	mm	BetaD (10 / 5 / 0 / 50) oder konstant (0)	Abschnitt 2.4.4.7	
C_0	M.-%/b	konstant (0)	Abschnitt 2.4.4.8	
C_{crit}	M.-%/b	BetaD (0,60 / 0,15 / 0,2 / 2)	Abschnitt 2.4.4.9	
c	mm	ND (μ / σ)	Abschnitt 2.4.4.10	

* eine zusammenfassende Beschreibung der gewöhnlichen Verteilungstypen kann z. B. Faber 2007 entnommen werden.

Im Modell ist zum jetzigen Zeitpunkt noch keine Variable vorgesehen, die mögliche Einflüsse auf den Chlorideindringwiderstand des Bauteils berücksichtigt, welche aus der Ausführung, Nachbehandlung und Konstruktion herrühren. Im Bemessungsmodell zur Dauerhaftigkeitsbemessung hinsichtlich carbonatisierungsinduzierter Betonstahlkorrosion in Gehlen 2000 und Greve-Dierfeld 2015 wird z. B. der Einfluss der Nachbehandlungsdauer auf den Carbonatisierungswiderstand des Betons mittels einer Variablen berücksichtigt. Die Eigenschaften der Betonrandzone kann die Dauerhaftigkeit des Bauteils maßgeblich beeinflussen. Dabei kommt der Schalungsart und der Nachbehandlung hinsichtlich der Ausbildung der Gefügestruktur der Betonrandzone eine besondere Bedeutung zu. Inwieweit der Chlorideindringwiderstand des Betons von der Nachbehandlung und der Schalungsart beeinflusst wird, wurde bisher nur unzureichend untersucht. Im Anhang C.3 wird diese Thematik u. a. durch eigene Untersuchungen behandelt. Bei Bauteilen im ständigen Kontakt mit der Chloridlösung (XS2, XD2) relativiert sich die Wirkung einer Nachbehandlung mit der ständigen Wasserzufuhr (Gehlen 2000). Im Bemessungsmodell wird für die Expositionsklassen XS3 und XD3, bei denen es durch eine intermittierende Feuchtebeanspruchung zu einer kapillarsogbedingten Verschleppung der

Chloride in den oberflächennahen Bereich des Bauteils kommen kann, die Betonrandzone mit einem Mittelwert von 10 mm auf der sicheren Seite liegend vernachlässigt (s. Abschnitt 2.3.2. und 2.4.4.7). Der Einflussbereich der Nachbehandlung auf die Festbetoneigenschaften wurde in mehreren Untersuchungen auf die ersten 10 mm der Bauteiloberfläche eingeschränkt (u. a. *Jaegermann 1999, Huber 2008*). Die Bewertung des Chlorideindringwiderstands des Betons erfolgt beim RCM-Versuch (*BAW-Merkblatt 2012* sowie *NT Build 492:1999*) ohne Berücksichtigung der Randzone von 10 mm und beim Diffusionsversuch (*DIN EN 12390-11:2015*) wird die ungeschaltete Prüfkörperfläche mit der Chloridlösung beaufschlagt.

Die Modellunsicherheiten, das sind die Abweichungen zwischen den Modellberechnungen und den tatsächlich gemessenen Werten aufgrund der Unvollkommenheit der Modelle, können im Allgemeinen als unabhängige Zufallsvariablen in einem Modell berücksichtigt werden (*Probabilistic Model Code 2001*). Ihre Quantifizierung erfolgt mit Hilfe von Untersuchungen und Betrachtungen aus der Praxis. Beispielhaft wird im probabilistischen Modell zur Dauerhaftigkeitsbemessung hinsichtlich chloridinduzierter Betonstahlkorrosion in *LNEC E 465:2007* die Modellunsicherheit durch die normalverteilte Variable λ berücksichtigt, die jedoch aufgrund mangelnder Daten zur Verifizierung i. d. R. mit einem Mittelwert von $\mu = 1,0$ und einem Variationskoeffizienten von $\text{CoV} = 15\%$ angenommen wird (*Marques et al. 2012*). Im probabilistischen Modell im Rahmen dieser Arbeit wird die Modellunsicherheit nicht durch eine eigenständige Variable angerechnet; sie wird indirekt durch die Variable Altersexponent α_{RCM} berücksichtigt, welche anhand Bauwerksdaten verifiziert wird.

2.4.4.2 Chloridmigrationskoeffizient $D_{RCM}(t_0)$

Mit dem Chloridmigrationskoeffizienten $D_{RCM}(t_0)$ zum Referenzzeitpunkt t_0 wird zusammen mit dem Altersexponenten α_{RCM} der scheinbare Chloriddiffusionskoeffizient $D_{app}(t)$ berechnet und somit der Materialwiderstand gegenüber Chlorideindringen beschrieben (Ansatz B zur Ermittlung $D_{app}(t)$, s. Abschnitt 2.3.2.2.3).

Der Chloridmigrationskoeffizient wird durch Laborschnelltest RCM (s. Abschnitt 2.3.2.2.3) bestimmt und gibt den Widerstand des Materials gegenüber Migration der Chloridionen durch die angelegte elektrische Spannung wieder. Aufgrund kurzer Prüfdauer, weitgehend einfacher und störunanfälliger Handhabung sowie ausreichender Präzision hat sich das RCM-Prüfverfahren als geeignete Prüfmethode zur Bewertung des Chlorideindringwiderstands des Betons erwiesen und wird häufig als Ersatzprüfverfahren für den Diffusionstest angewendet. Sowohl Chloridmigrationskoeffizient $D_{RCM}(t_0)$ als auch Chloriddiffusionskoeffizient $D_{nss}(t_0)$ werden hauptsächlich durch die Diffusivität des Probekörpers, welche von der Porenstruktur, d. h. Gesamtporosität, Porengrößenverteilung

und Tortuosität, abhängt, beeinflusst. Das Binden von Chloridionen durch das Bindemittel übt jedoch auch einen wesentlichen Einfluss auf den Chloriddiffusionskoeffizienten aus; seine Bedeutung fällt aber für den Chloridmigrationskoeffizienten aufgrund sehr kurzer Versuchsdauer der RCM-Prüfung deutlich geringer aus (*Castellote 1997, Castellote et al. 1999, Andrade et al. 2000, Spiesz 2013*).

Eine Vielzahl an Literaturstellen weisen auf eine gute Korrelation zwischen den D_{RCM} (im jungen Betonalter von 28 bis 90 Tagen) und D_{nss} (Beaufschlagungsdauer von 28 bis 90 Tagen) des Betons auf (*Frederikson et al. 1996, Andrade & Whiting 1996, Gehlen & Ludwig 1999, Gehlen 2000, Tang et al. 2010*). Dies gilt insbesondere für Portlandzementbetone. Bei eigenen Untersuchungen (s. Anhang A) ergaben sich jedoch durch die Parameter $D_{RCM}(t_0)$ und $D_{nss}(t_0)$ unterschiedliche Bewertungen des Materialwiderstands gegenüber Chlorideindringen.

Im Bild 2.8 sind ermittelte Chloridmigrationskoeffizienten $D_{RCM}(t_0=28d)$ an verschiedenen Betonen dargestellt. Dabei ist eine deutliche Abhängigkeit des $D_{RCM}(t_0=28d)$ vom Wasserbindemittelwert sowie insbesondere von der Bindemittelart erkennbar. Die niedrigsten (günstigsten) Werte sind bei hochofenzementhaltigen Betonen (CEM III/B, CEM III/A, CEM II/B-S) aufgrund ihrer dichten Gefüge und hohen Chloridbindekazität zu beobachten, während CEM I- und CEM II/A-LL-Betone die größten (ungünstigsten) Werte aufweisen, was auf die hohe Porosität und geringe Chloridbindefähigkeit dieser Betone zurückzuführen ist. Flugaschehaltige Betone (CEM II/A-V) weisen aufgrund der langsamen Erhärtung (puzzolanische Reaktion) Werte in der Größenordnung von CEM I-Betonen auf. Eine Zunahme des Wasserbindemittelwerts ergibt durch die Erhöhung der Porosität des Betons die Zunahme des Chloridmigrationskoeffizienten, wobei dieser Effekt bei hochofenzementhaltigen Betonen gering ausfällt. Eine umfassendere Gegenüberstellung der Chloridmigrationskoeffizienten verschiedener Betone mit unterschiedlichen w/z -Werten und Bindemittelarten kann z. B. *Jacobs & Leemann 2007* entnommen werden. Auch dort wurde ein maßgebender Einfluss der Bindemittelart auf den Chloridmigrationskoeffizienten festgestellt, gefolgt vom w/z -Wert.

Weitere betontechnologische Einflüsse auf den Chloridmigrationskoeffizienten werden als unbedeutend angesehen. Ein möglicher Einfluss des Zementgehalts auf den Chloridmigrationskoeffizienten des Betons wurde umfassend in *Lay 2006* untersucht und als unwesentlich nachgewiesen (eine ausreichende Verdichtung des Betongefüges durch einen Mindestzementgehalt vorausgesetzt). Auch ein systematischer und nennenswerter Einfluss der Art, Form und Größe der Gesteinskörnung konnte in *Lay 2006* nicht festgehalten werden. Ein möglicher Einfluss einer Zugabe von Luftporenbildnern zur Erhöhung des Frost- und Frost-Tausalz-Widerstands des Betons auf den Chloridmigrationskoeffizienten

wurde bisher nicht umfassend untersucht; vereinzelte Versuche in *Lay 2006* weisen diesen als unbedeutend nach.

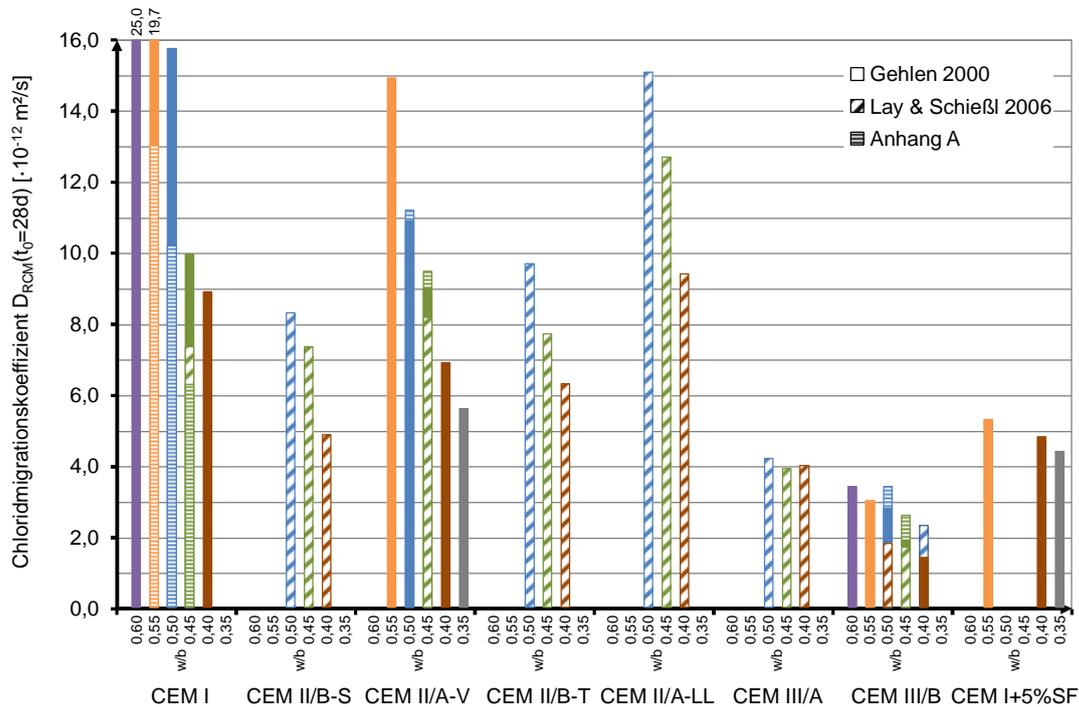


Bild 2.8: Chloridmigrationskoeffizienten im Alter von 28 Tagen $D_{RCM}(t_0=28d)$ von verschiedenen Betonen nach BAW-Merkblatt 2012, Abhängigkeit von der Bindemittelart und dem Wasserbindemittelwert

Für den Laborschnelltest RCM gibt es noch kein einheitliches genormtes Prüfverfahren. Die vorhandenen, wenngleich geringfügigen Unterschiede in den Prüfverfahren verschiedener Regelwerke, z. B. *NT Build 492:1999* und *BAW-Merkblatt 2012*, führen zu unterschiedlicher Größenordnung der ermittelten Chloridmigrationskoeffizienten. Die ermittelten Chloridmigrationskoeffizienten nach *BAW-Merkblatt 2012* weisen in der Regel niedrigere (günstigere) Werte als die nach *NT Build 492:1999* auf (z. B. *Gulikers 2011* und Anhang C.1). Dies liegt insbesondere daran, dass die hohen Prüfspannungen beim Verfahren nach *NT Build 492:1999* eine Temperaturerhöhung in den Prüfkörpern hervorrufen, die die Ionenwanderung beschleunigt (Joul effect) (*Andrade et al. 2000*, *Ghosh et al. 2011*). Zudem sind die Möglichkeit und die Intensität einer Chloridbindung in der durch die höhere Prüfspannung verkürzten Prüfungsdauer geringer (*Andrade et al. 2000*). Die Berechnung des D_{RCM} erfolgt nach *NT Build 492:1999* im Gegensatz zu *BAW-Merkblatt 2012* mit der Berücksichtigung einer Spannung von 2,0 V für die Polarisation der Elektroden, die einen geringfügigen Anteil bei den höheren D_{RCM} nach *NT Build 492:1999* hat. Die Unterschiede zwischen den RCM-Prüfverfahren nach *BAW-Merkblatt 2012* und nach *NT Build 492:1999* sind im Anhang C.1 zusammengestellt.

Die berücksichtigten Prüfdauern, die abhängig von der anfänglich gemessenen Stromstärke gewählt werden, gelten für Betone mit üblichen Bindemittelgehalten, wodurch eine

Eindringtiefe von mindestens 10 mm (bis ca. 30 mm) im Prüfkörper gewährleistet wird. Für Materialien mit höheren Bindemittelgehalten (z. B. PCC und SPCC) ist in *NT Build 492:1999* eine Erhöhung der Prüfdauer entsprechend des Bindemittelgehalts vorgesehen (s. Anhang A.3.3).

Die Präzision des Chloridmigrationskoeffizienten wird von einigen Autoren in Frage gestellt (z. B. *Spiesz & Brouwers 2012, Spiesz et al. 2012*), da dieser unter Annahme einer linearen Chloridbinde-Isotherme sowie einer linearen Beziehung zwischen den freien und gebundenen Chloriden ermittelt wird, welche jedoch insbesondere durch die kurze Versuchsdauer nicht gegeben ist.

Die Prüfstreuung des Chloridmigrationskoeffizienten wird in *BAW-Merkblatt 2012* mit einem Variationskoeffizienten von $\text{CoV} = 11\%$ für die Wiederholpräzision und $\text{CoV} = 20\%$ für die Vergleichspräzision angegeben (übernommen aus *Gehlen 2000*), wobei die Vergleichspräzision als 90 %-Quantil der Wiederholpräzision angenommen wurde. In *NT Build 492:1999* beträgt der Variationskoeffizient für die Wiederholpräzision $\text{CoV} = 9\%$; für die Vergleichspräzision wird für Betone mit Portlandzement oder mit Silicastaub als Zusatzmittel $\text{CoV} = 13\%$ und für hochofenzementhaltige Betone $\text{CoV} = 24\%$ angegeben.

Die Modellvariable $D_{RCM}(t_0)$ kann nach *Gehlen 2000* durch eine Normalverteilung mit einem Variationskoeffizienten von 20 % statistisch hinreichend beschrieben werden:

$$D_{RCM}(t_0): \quad \text{ND} (\mu / \sigma \text{ mit } \text{CoV} = 0,20) \quad [\text{m}^2/\text{s}]$$

2.4.4.3 Referenzzeitpunkt t_0

Der Referenzzeitpunkt t_0 bezieht sich im Modell auf das Alter der Prüfkörper beim Beginn des RCM-Versuchs und wird als eine konstante Variable im Bemessungsmodell angesetzt:

$$t_0 = 28 [\text{d}] \quad \text{konstant}$$

2.4.4.4 Altersexponent α_{RCM}

Diese Variable beschreibt zusammen mit dem Chloridmigrationskoeffizienten zum Referenzzeitpunkt den Materialwiderstand gegenüber Chlorideindringen. Mit dem Altersexponenten wird die zeitliche Abnahme des scheinbaren Chloriddiffusionskoeffizienten $D_{app}(t)$ berücksichtigt. Die zeitliche Abnahme von $D_{app}(t)$ konnte bisher nicht vollständig geklärt werden. Folgende Effekte können unter anderem zur Abnahme des scheinbaren Chloriddiffusionskoeffizienten über die Expositionsdauer und zur generellen Zeitabhängigkeit dieses Parameters beitragen (*DARTS 2004*):

- Verdichtung des Betongefüges infolge der anhaltenden Hydratation des Bindemittels,
- Blockierung der Poren des Betons durch Chloridionen,
- Konzentrations- sowie Temperaturabhängigkeit der Chloridbindekapazität des Betons,
- Veränderungen des Wassersättigungsgrads des Betons über der Zeit und Tiefe (z. B. durch die Selbsttrocknung im Bauteilinneren).

Des Weiteren wurde in mehreren Untersuchungen eine Blockierung der Poren und Verdichtung des Betongefüges infolge eines Ionen-Austauschs (Magnesium und Calcium) zwischen der Bauteiloberfläche und dem Meereswasser festgestellt (*Mohammed et al. 2002, Mohammed et al. 2002a, Maage & Helland 2009*). Zudem ist es erwiesen, dass bei im Leitungswasser gelagerten Betonprobekörpern die zeitliche Abnahme des Chloriddiffusionskoeffizienten wesentlich geringer ist als bei im Meereswasser exponierten vergleichbaren Probekörpern (*Maage et al. 1999*).

Wiens 2005 begründet die deutlich intensivere zeitliche Abnahme des Chloriddiffusionskoeffizienten (auch des Chloridmigrationskoeffizienten) der flugaschehaltigen Betone im Vergleich zu Portlandzementbetonen mit der „geometrischen“ und „ionogenen“ Porenverblockung in Flugaschebetonen. Die puzzolanische Reaktion führt zu einer spezifischen Ausbildung der Porenstruktur mit einem verringerten Porenquerschnitt und einer erhöhten Querschnittsveränderlichkeit. Damit stehen zum einen weniger (Kapillar-) Transportwege für Chloridionen zur Verfügung und zum anderen findet eine geschwindigkeitsreduzierende Interaktion der Chloridionen mit den Porenoberflächen bzw. den elektrischen Doppelschichten statt (*Wiens 2005*).

Obwohl Umgebungsbedingungen den zeitlichen Verlauf des Chloriddiffusionskoeffizienten beeinflussen, weisen Bindemittel charakteristische Altersexponenten auf. Im Abschnitt 2.3.2.2.3 wurde beim vorgestellten Ansatz (B) zur Ermittlung des scheinbaren Chloriddiffusionskoeffizienten die Methodik, mit der in *Gehlen 2000* die Altersexponenten von Betonen mit den drei Hauptbindemittelarten CEM I, CEM I + FA und CEM III/B ermittelt wurden, dargestellt. Dabei wurde das Langzeitverhalten dieser Betone gegenüber Chlorideindringen anhand zahlreicher Bauwerksdaten betrachtet sowie der Chlorideindringwiderstand aktueller Laborbetone durch Laborschnelltest RCM berücksichtigt. Die ermittelten Altersexponenten für Betone mit den drei o. g. Bindemittelarten sind in Tabelle 2.5 dargestellt. Für weitere Zement- und Bindemittelarten, die nach *DIN 1045-2:2008* bei Chlorideinwirkung eingesetzt werden dürfen, sind Altersexponenten auf Basis ermittelter Werte für die drei o. g. Bindemittelarten und vorliegender Erkenntnisse über jeweiliger Bindemittelart angenommen worden, s. Tabelle 2.5. Bei herkömmlichen Betonen mit

unbekannter Zusammensetzung darf $\alpha_{RCM} = 0,30$ angenommen werden. Bei kunststoffvergüteten Materialien (PCC und SPCC, siehe Anhang A) wird ein noch geringerer Wert von $\alpha_{RCM} = 0,20$ angesetzt.

Der Altersexponent kann theoretisch Werte zwischen 0 (keine Steigerung des Materialwiderstands, d. h. keine zeitliche Abnahme des $D_{app}(t)$) und 1 (komplette Verdichtung des Betongefüges, kein weiteres Chlorideindringen mehr möglich) annehmen. In *fib Model Code for Concrete Structures 2010* ist eine Bandbreite von 0,20 bis 0,80 als praktische (Mittel)Werte für den Altersexponenten, berechnet aus Bauwerksdaten und / oder Diffusionsversuchen (d. h. α_{app} und α_{nss} s. Abschnitt 2.3.2.2) angegeben.

Portlandzementbetone (CEM I) und Betone mit Bestandteilen aus Kalksteinmehl (CEM II/A-L & LL) besitzen aufgrund relativ hoher Porosität sowie sehr geringer Nachhydratation und Chloridbindekapazität die geringsten Altersexponenten. Auch Betone mit Silicastaub (CEM II/A-D) und geringem Anteil an Hochofenschlacke (CEM II/A-S) verfügen aufgrund geringer Chloridbindekapazität über relativ kleine Altersexponenten. Größere Altersexponenten können Betonen mit hohem Hochofenschlackenanteil (CEM III/B & C) zugeschrieben werden. Für flugaschehaltige Betone (CEM II/A & B-V) können aufgrund maßgeblich anhaltender Nachhydratation durch die puzzolanische Reaktion und hoher Chloridbindekapazität die günstigsten Altersexponenten angenommen werden. Für Betone mit Bestandteilen aus Puzzolanen (CEM II/A & B-P & -Q) und Gebranntem Schiefer (CEM II/A & B-T) liegen kaum Erfahrungen in diesem Zusammenhang vor; aufgrund ihrer ausgeprägten puzzolanischen und hydraulischen Eigenschaften können relativ günstige Altersexponenten für sie angenommen werden.

Bei Bindemittelarten bestehend aus Kombinationen aus Zement und Zusatzstoff kann der Altersexponent der am ehesten verwandten Zementart nach Tabelle 2.5 gewählt werden (z. B. CEM I + 6 % Silicastaub \rightarrow CEM II/A-D).

Die statistische Beschreibung des Altersexponenten erfolgte in *Gehlen 2000* mit Hilfe einer Beta-Verteilung. Sowohl der Mittelwert als auch die Standardabweichung der Variable Altersexponent haben einen großen Einfluss auf die Ergebnisse der Lebensdauerbemessung mit dem Modell. Ergebnisse von Sensitivitätsanalysen zeigen, dass der Altersexponent die am meisten dominierende Variable im Modell darstellt (s. *Gehlen et al. 2011* und Bild 2.11).

Die Chloridprofile zur Ermittlung des Altersexponenten in *Gehlen 2000* stammen aus Bauteilen der Expositionsklassen XS2 und XS3. Es wird angenommen, dass die ermittelten Altersexponenten auch für die Expositionsklassen XD2 und XD3 gelten. Für die Expositionsklassen XS1 und XD1 wurde hingegen in *Gehlen 2000* der Altersexponent von den weiteren Expositionsklassen differenziert. Hier wurde der Mittelwert des Alters-

exponenten unabhängig von der Bindemittelart mit 0,65 angenommen (s. Tabelle 2.6), was höher ist als die ermittelten und angenommenen Werte für die Expositionsklassen XD2, XD3, XS2 und XS3 in Tabelle 2.5. Der Grund ist das andersartige Langzeitverhalten des Betons in diesen Expositionen, wo dem Beton nicht direkt das chloridhaltige Wasser ausgesetzt ist, sondern nur die salzhaltige Luft oder der Sprühnebel und der Beton über lange Zeiträume trocken steht. Der Beton wird deshalb selten im oberflächennahen Bereich wassergesättigt sein, sodass eine Diffusion der Chloridionen nur gelegentlich stattfindet. Aus der geringeren Chlorideindringrate resultiert eine ausgeprägte Abnahme des scheinbaren Chloriddiffusionskoeffizienten über der Zeit, was über einen großen Altersexponenten Rechnung getragen wird.

Tabelle 2.5: Altersexponent α_{RCM} in Abhängigkeit der Zementart für Expositionsklassen XD2, XD3, XS2 und XS3

Zementart nach DIN EN 197-1:2014	Altersexponent α_{RCM} [-] BetaD (μ / σ) mit $a = 0,0$ & $b = 1,0$	
CEM I	0,30 / 0,12 ³⁾	
CEM II	CEM II/A-S	0,35 / 0,16 ⁴⁾
	CEM II/B-S	0,37 / 0,17 ⁴⁾
	CEM II/A-D	0,40 / 0,16 ⁴⁾
	CEM II/A-P	0,40 / 0,16 ⁴⁾
	CEM II/B-P	0,40 / 0,16 ⁴⁾
	CEM II/A-Q	0,40 / 0,16 ⁴⁾
	CEM II/B-Q	0,40 / 0,16 ⁴⁾
	CEM II/A-V ¹⁾	0,60 / 0,15 ³⁾
	CEM II/B-V	0,60 / 0,15 ⁴⁾
	CEM II	CEM II/A-W
CEM II/B-W		–
CEM II/A-T		0,40 / 0,16 ⁴⁾
CEM II/B-T		0,40 / 0,16 ⁴⁾
CEM II/A-L		0,30 / 0,12 ⁴⁾
CEM II/B-L		–
CEM II/A-LL		0,30 / 0,12 ⁴⁾
CEM II/B-LL		–
CEM II/A-M		–
CEM II/B-M		–
CEM III	CEM III/A	0,40 / 0,18 ⁴⁾
	CEM III/B	0,45 / 0,20 ³⁾
	CEM III/C	0,45 / 0,20 ⁴⁾
CEM IV	CEM IV/A	–
	CEM IV/B	–
CEM V	CEM V/A	–
	CEM V/B	–
CEM III/A + ca. 10% Flugasche ²⁾	0,50 / 0,20 ⁴⁾	

¹⁾ Flugaschegehalt mindestens 18 M.-%/Gesamtmasse

²⁾ wirksame Bindemittelart; Zusammensetzung mit den Zementarten nach DIN EN 197-1 nicht abbildbar

³⁾ auf Basis von Untersuchungen (Gehlen 2000) abgeleiteter Wert

⁴⁾ auf Basis der Zementzusammensetzung angenommener Wert

Tabelle 2.6: Altersexponent α_{RCM} in Abhängigkeit der Zementart für Expositionsklassen XD1 und XS1 nach Gehlen 2000

Zementart nach DIN EN 197-1:2014	Altersexponent α_{RCM} [-]
alle für XD1 und XS1 zugelassene	BetaD ($\mu = 0,65 / \sigma = 0,12 / a = 0,0 / b = 1,0$)

2.4.4.5 Variablen zur Berücksichtigung der Umgebungstemperatur k_e , b_e , T_{ref} , T_{real}

Das Fick'sche Diffusionsgesetz folgt thermodynamischen Gesetzen (*Einstein 1905*). Die Temperaturabhängigkeit des Chloridtransports im Beton wurde von zahlreichen Autoren bestätigt (u. a. *Page et al. 1981*, *Nguyen et al. 2006*, *Carré 2008*, *Yuan et al. 2008*, *Dousti et al. 2013*). Ein Steigen der Umgebungstemperatur beschleunigt in der Regel die Ionenbewegung und führt somit zur Erhöhung der Chlorideindringrate im Beton. Eine Temperaturerhöhung kann zudem eine Reduzierung der Chloridbindefähigkeit des Betons bzw. eine teilweise Befreiung der gebundenen Chloridionen hervorrufen (*Benjamin & Sykes 1990*, *Hussain et al. 1995*) und damit das Chlorideindringen beschleunigen.

Zur Berücksichtigung des Einflusses der Umgebungstemperatur auf die Chlorideindringrate in Betonbauteilen wurde bei der Berechnung des scheinbaren Chloriddiffusionskoeffizienten $D_{app}(t)$ der Umweltparameter k_e eingeführt (s. Abschnitt 2.3.2.2). Die Berücksichtigung des Einflusses der Temperatur auf den Chloridtransport im Beton erfolgt, identisch zur Beschreibung der Temperaturabhängigkeit der Korrosionsrate des Betonstahls sowie des Elektrolytwiderstands des Betons, vereinfachend mit Hilfe der Arrhenius-Gleichung, wie folgt:

$$k_e = \exp\left(b_e \cdot \left(\frac{1}{T_{ref}} - \frac{1}{T_{real}}\right)\right) \quad (2.24)$$

Darin sind:

- b_e Temperaturkoeffizient [-]; Regressionsparameter proportional zur Aktivierungsenergie des Materials
- T_{ref} Referenztemperatur [K]
- T_{real} Temperatur der Bauteiloberfläche oder die Umgebungstemperatur [K]
- exp Exponentialfunktion (e^x)

Für die Variable T_{real} kann die mittlere Jahrestemperatur der umgebenden Luft aus der nächstgelegenen Wetterstation angesetzt werden. Diese Variable kann mit einer Normalverteilung präzise beschrieben werden:

T_{real} : ND (μ [K] / σ [°C])

Für Deutschland kann unter Berücksichtigung der globalen Erwärmung einen Mittelwert von 10 °C (283 K) für T_{real} angenommen werden. Die Standardabweichung kann für die XD-Expositionen (Straßenbauwerke) mit 8 °C und für die XS-Expositionen (Küstenbauwerke) aufgrund geringerer Streuung mit einem geringeren Wert von 5 °C berücksichtigt werden.

T_{ref} bezieht sich in der Regel auf die Temperatur bei den Laborversuchen mit dem RCM- bzw. Diffusionsverfahren, welche als eine Konstante mit 20 °C (293 K) in der Bemessung angesetzt wird:

$T_{ref} = 293$ [K] (20 °C) konstant

In *Page et al. 1981* wurde der funktionale Zusammenhang zwischen den Parametern k_e und T_{real} bei einer Referenztemperatur von $T_{ref} = 20$ °K an Portlandzementleimproben untersucht, wodurch ein Mittelwert des Temperaturkoeffizienten b_e von 4800 K ermittelt wurde (Regressionsanalyse). Dieser Wert wurde dann auf Betone und weitere Bindemittelarten übertragen. Da jedoch die Temperatur nur den Chloridtransport in die Bindemittelmatrix beeinflusst, verfügen Betone, vergleichend zu Zementleim, in der Regel über eine niedrigere Aktivierungsenergie und damit einen niedrigeren Temperaturkoeffizient b_e , was einen kleineren k_e -Wert für Beton impliziert (*Dousti et al. 2013*). In *Dousti et al. 2013* wurde zudem für Hochofenzementbetone eine niedrigere Aktivierungsenergie im Vergleich zu Portlandzementbetonen ermittelt, was auf eine geringere Temperaturempfindlichkeit der Chlorideindringrate bei Hochofenzementbetonen hindeutet. In *Maage et al. 1999* konnte keine signifikante Beeinträchtigung des Chlorideindringens in hochofenzement- und silicastaubhaltigen Betonen (CEM I + SF und CEM III/B) von der Temperatur festgestellt werden.

Im Rahmen dieser Arbeit wird der Temperaturkoeffizient b_e produktunspezifisch wie folgt quantifiziert (*Gehlen 2000*):

b_e : ND ($\mu = 4800$ [K] / $\sigma = 700$ [K])

2.4.4.6 Oberflächenchloridkonzentration $C_{S,0}$ bzw. $C_{S,\Delta x}$

Mit der Modellvariable Oberflächenchloridkonzentration $C_{S,0}$ bzw. der Ersatz-Oberflächenchloridkonzentration $C_{S,\Delta x}$ (Chloridkonzentration in der Tiefe Δx , s. Abschnitt 2.3.2.1) wird die Einwirkung im Modell wiedergegeben (neben der Umgebungstemperatur). $C_{S,0}$ und $C_{S,\Delta x}$ sind sowohl material- als auch umweltabhängig.

Die Materialabhängigkeit der Oberflächenchloridkonzentration $C_{S,0}$ bzw. $C_{S,\Delta x}$ kommt durch die chemische und die physikalische Chloridbindekapazität des Betons, gesteuert durch die Bindemittelart, und das mit Chloridionen abzusättigende Porenvolumen, gesteuert durch die Mischungszusammensetzung, zum Ausdruck. Die Summe der maximalen Menge an gebundenen und freien Chloridionen im Beton, d. h. der vom Beton maximal aufnehmbare Gesamtchloridgehalt, kann als die Größe der Einwirkung, d. h. $C_{S,0}$ bzw. $C_{S,\Delta x}$, angenommen werden. Auf dieser Basis wurde von *Tang 1996* ein analytisches Modell zur Berechnung der Oberflächenchloridkonzentration entwickelt. Dem Modell liegen die zwei Annahmen zugrunde, dass 1) zwischen den Chloridionen in der umgebenden Lösung und den frei im Porenwasser im oberflächennahen Bereich des Betonbauteils vorhandenen Chloridionen ein Konzentrationsausgleich herrscht, und 2) der Zusammenhang zwischen den freien und gebundenen Chloridionen im Beton einer Adsorptions-Isotherme nach Freundlich (*Freundlich 1907*) folgt. Die Anwendung des Modells erfordert die aufwendige Bestimmung der Chlorid-Adsorptions-Isotherme des zu betrachtenden Bindemittels. Der Bindemittelgehalt, das Kapillarporenvolumen und der Hydratationsgrad sowie die Chloridkonzentration der umgebenden Lösung und die Umgebungstemperatur sind die weiteren Parameter, die im Modell Eingang finden. Eine Berechnung der Oberflächenchloridkonzentration mit diesem Modell ergibt im Allgemeinen höhere Werte für flugasche- und hochofenzementhaltige Betone als für Portlandzementbetone, da die erstgenannten Betone ein höheres Chloridbindevermögen besitzen. Oberflächenchloridkonzentrationen $C_{S,0}$ bzw. $C_{S,\Delta x}$, die aus durch Labor- und Bauwerksuntersuchungen erstellten Chloridprofilen hergeleitet werden, weisen jedoch gegenteilige Verhältnisse auf (vgl. Anhang C.2 und Anhang B.2). Diese Unstimmigkeit kann zum einen mit den praxisfremden Randbedingungen und Annahmen zur Ermittlung der Chlorid-Adsorptions-Isotherme (Lagerung von zerkleinerten oder gemahlene Zementsteinproben in einer bestimmten Menge Lösung mit definierter Chloridkonzentration und Bestimmung der Gleichgewichtskonzentration in der Lösung als der freie Chloridgehalt) begründet werden. Zum anderen ist die am Laborprobekörper oder Bauwerk ermittelte Oberflächenchloridkonzentration, abhängig vom gewählten Tiefenintervall bei der Beprobung, ein über mehrere Millimeter bis Zentimeter verschmierter Chloridgehalt. In einigen Bauwerksuntersuchungen und Auslagerungsversuchen (z. B. *Bamforth 1999*) wurden für flugasche- und hochofenzementhaltige Betone höhere Oberflächenchloridkonzentrationen im Vergleich zu Portlandzementbetonen festgestellt. Der Chloridgehalt wurde jedoch dabei auf der Betonmasse betrachtet (M.-%/B). Werden die Chloridgehalte auf die Bindemittelmasse umgerechnet, fallen die Unterschiede in der Oberflächenchloridkonzentration aufgrund des höheren Bindemittelgehalts der Kompositbetone sehr gering bis unbedeutend aus.

Hinsichtlich der Umwelteinflüsse auf die Oberflächenchloridkonzentration $C_{S,0}$ bzw. $C_{S,\Delta x}$ sind die Expositionen XS und XD separat zu betrachten. Der wichtigste Umweltparameter,

der in den beiden Expositionen gleicherweise die Oberflächenchloridkonzentration maßgeblich beeinflusst, ist die Chloridkonzentration der umgebenden Lösung. Bei XS-Expositionen in Deutschland ist die Chloridbeanspruchung abhängig vom Salzgehalt der Chloridquelle unterschiedlich groß; Nordseewasser ca. 35 g/l, Ostseewasser ca. 3-19 g/l, Brackwasser ca. 1-10 g/l.

Weitere Parameter, die die Oberflächenchloridkonzentration bei XS-exponierten Bauteilen beeinflussen können, sind u. a. Windstärke und -richtung (*Fluge 1997*), Abstand des Bauteils zum Meeresspiegel (*Fluge 2003, Helland et al. 2010*), Geometrie und Orientierung des Bauteils (*Wall 2007, Helland et al. 2010*) sowie Temperatur (*LNEC 465:2007*).

Im Gegensatz zum Meerwasser mit einer relativ konstanten Chloridkonzentration ist der einwirkende Chloridgehalt auf XD-exponierten Bauteilen mit großen Streuungen behaftet. Eine Quantifizierung der Chloridbeanspruchung ist hier aufgrund der saisonbedingten und in unterschiedlicher Menge und Art Applikation des Tausalzes sowie starken Variation des Feuchtegradienten des Bauteils sehr schwer möglich.

Die oben aufgeführten Einflussfaktoren auf die Oberflächenchloridkonzentration $C_{S,0}$ bzw. $C_{S,\Delta x}$ rufen die Zeitabhängigkeit dieser Parameter hervor. Zudem erfolgt der Aufbau der Oberflächenchloridkonzentration nach dem Beginn der Exposition mit der Zeit. Aus praktischen Gründen werden $C_{S,0}$ bzw. $C_{S,\Delta x}$ in das Modell als zeitunabhängige Variablen eingeführt. Die Zeitabhängigkeit von $C_{S,0}$ im Fick'schen Diffusionsgesetz wird in einigen empirischen (*Nilsson 1999*), analytischen (*Mejlbro 1996, Frederiksen et al. 1997*) und numerischen (*Boddy et al. 1999*) Modellen berücksichtigt, jedoch mit großen Einschränkungen (*CHLORTEST 2005*).

LNEC 465:2007 gibt einen empirischen Ansatz zur Berechnung der Oberflächenchloridkonzentration für Meerwasserbauwerke in Portugal. Dabei werden die Einflussfaktoren Wasserzementwert, Expositionsklasse (XS1, XS2 und XS3), vertikaler Abstand zum Meeresspiegel, horizontaler Abstand zur Küste sowie Umgebungstemperatur durch vorgegebene Faktoren berücksichtigt.

Zusammenfassend ist eine materialspezifische und zeitabhängige Berechnung der Oberflächenchloridkonzentration mit der Berücksichtigung weiterer Umwelt- und Konstruktionseinflüsse unter Praxisbedingungen nur schwer möglich. Vielmehr sind auf Basis von Daten bestehender Bauwerke mit vergleichbaren Expositionsbedingungen sinnvolle Werte für $C_{S,0}$ bzw. $C_{S,\Delta x}$ abzuleiten.

Die Oberflächenchloridkonzentration $C_{S,0}$ bzw. $C_{S,\Delta x}$ kann mit einer Log-Normalverteilung mit ausreichender Genauigkeit beschrieben werden (*Gehlen 2000*). Für XD-exponierte

Bauwerke wird in *DARTS 2004* aufgrund der großen Schwankungen in der Häufigkeit, Menge und Art des Einsatzes vom Tausalz ein relativ großer Variationskoeffizient von $\text{CoV} = 75\%$ empfohlen. Für Unterwasser-Bauteile (XS2) ist ein geringerer Variationskoeffizient von $\text{CoV} = 25\%$ gegeben. Mit steigendem Abstand zum Meeresspiegel und zur Küste nehmen die Streuungen und räumlichen Variationen zu, weshalb für die Expositionsklassen XS1 und XS3 ein Variationskoeffizient von $\text{CoV} = 45\%$ angenommen wird. In Tabelle 2.7 sind expositionsspezifische Erfahrungswerte für die Oberflächenchloridkonzentration $C_{S,0}$ bzw. $C_{S,\Delta x}$ dargestellt.

Tabelle 2.7: Oberflächenchloridkonzentration $C_{S,0}$ bzw. $C_{S,\Delta x}$

Expositionsklasse	$C_{S,0}$ bzw. $C_{S,\Delta x}$ [M.-%/b] LND	
XD1	$0,5 \leq \mu \leq 1,5$	
XD2	$2,0 \leq \mu \leq 5,0$	CoV = 0,75
XD3	$2,0 \leq \mu \leq 5,0$	
XS1	$1,0 \leq \mu \leq 2,0$	CoV = 0,45
XS2	$2,0 \leq \mu \leq 5,0$	CoV = 0,25
XS3	$2,0 \leq \mu \leq 5,0$	CoV = 0,45

2.4.4.7 Tiefe der Konvektionszone Δx

Bei einer intermittierenden Feuchtebeanspruchung wird das Wasser im oberflächennahen Bereich in der Trockenphase verdunstet; wird das Bauteil nun mit Chloriden beaufschlagt, erfolgt der Chloridtransport bis zu einer Tiefe von Δx , wo eine stationäre Chloridkonzentration erreicht wird, rasch in Huckepack mit dem kapillaren Saugen der Lösung.

Die Tiefe Δx , in der die Kapillaraktivität abhängig vom Feuchtezustand des Bauteils ein rasches Eindringen der Chloride bewerkstelligt, wurde von *Gehlen 2000* durch die Auswertung von 127 Chloridprofilen, bei denen ein vom Fick'schen Diffusionsgesetz abweichendes Verhalten zu beobachten war, wie folgt quantifiziert: BetaD ($\mu = 8,9 \text{ mm} / \sigma = 5,6 \text{ mm} / a = 0 \text{ mm} / b = 50 \text{ mm}$). Untersuchungen von *Bakker & Roessink 1991* weisen auf, dass sich witterungsbedingte Feuchteschwankungen auf ca. 15 mm Tiefenbereich der Bauteiloberfläche beschränken (*Gehlen 2000*). *Bamforth 1999* geht von einem diffusionsgesteuerten Chloridtransport ab einer Tiefe von ca. 10 mm von der Bauteiloberfläche aus. Tabelle 2.8 zeigt die im Rahmen dieser Arbeit eingesetzten Werte für die Tiefe der Konvektionszone Δx .

Tabelle 2.8: Tiefe der Konvektionszone Δx

Expositionsklasse	Δx [mm]
XD1 / XS1	0
XD2 / XS2	
XD3 / XS3	BetaD ($\mu = 10 / \sigma = 5 / a = 0 / b = 50$)

In der von *Gehlen 2000* eingeführten Modifizierung des Chlorideindringen-Modells mit der Berücksichtigung der Variable Δx (Gl. (2.5)) werden die Randbedingungen (Einwirkung) für die Expositionsklassen XD3 und XS3 im Vergleich zu den restlichen Expositionen verschärft. Damit verschiebt sich die Oberflächenchloridkonzentration um den Betrag Δx in das Bauteilinnere, was eine Verkürzung der berechneten Zeit der Depassivierung der Betonstahloberfläche zur Folge hat. Im Anbetracht der günstigeren Randbedingungen für die Initiierung der Korrosion des depassivierten Betonstahls in Bauteilen unter intermittierender Feuchtebeanspruchung im Vergleich zu Unterwasserbauteilen (s. Abschnitt 2.1) ist die durch die Konvektionszone vorgenommene Verschärfung der Einwirkung für XS3- und XD3-Bauteile im Einklang mit den angestrebten Zuverlässigkeiten bei der Dauerhaftigkeitsbemessung hinsichtlich chlorid-induzierter Betonstahlkorrosion. Hier wird über den gewählten Grenzzustand „Depassivierung des Betonstahls“ hinaus die Initiierung der Korrosion mitberücksichtigt.

Hinsichtlich einer schnelleren Depassivierung des Betonstahls infolge intermittierender Belastung im Vergleich zum ständigen Kontakt mit der Chloridlösung liegen keine gesicherten Erkenntnisse vor.

2.4.4.8 Eigenchloridgehalt C_0

Der Eigenchloridgehalt stellt sich aus dem Chloridgehalt der Ausgangsstoffe wie Zement, Zusatzstoff, Gesteinskörnung und Wasser ein. Chloridhaltige Zusatzmittel sind nach *DIN EN 206:2014* für Stahl- und Spannbeton nicht zulässig. In *DIN EN 206:2014* werden zwei Klassen C1 0,40 und C1 0,20 für den Stahlbeton eingeführt, mit denen der höchstzulässige Chloridgehalt im (noch unbeanspruchten) Beton mit 0,40 M.-%/z bzw. 0,20 M.-%/z geregelt wird. Für Hochofenzementbetone wurde eine Zulassung höherer Chloridgehalte in den nationalen Anhängen vorgesehen, wobei bisher nur in *NF EN 206/CN:2014* (Frankreich) ein höherer Eigenchloridgehalt von 0,65 M.-%/z zugelassen worden ist (*Helland 2015*). *NS-EN 206/NA:2014* (Norwegen) sieht eine stärkere Einschränkung des Eigenchloridgehalts des Stahlbetons unter Chlorideinwirkung von $C_0 \leq 0,1$ M.-%/z vor. Herkömmliche gegenwärtige Betonmischungen weisen Eigenchloridgehalte von in der Regel deutlich kleiner als 0,1 M.-%/b auf. Höhere Werte sind jedoch aus an älteren Stahlbetonbauwerken ermittelten Eigenchloridgehalten (aus dem inneren, nicht kontaminierten Bauteilbereich) bekannt (z. B. *Martin 1975*).

Der Unterschied in der Konzentration der im Porenwasser frei beweglichen Chloridionen ist die treibende Kraft der Diffusion der Chloride im Beton. Auch die Depassivierung und die Initiierung der Korrosion des Betonstahls erfolgt durch die freien Chloridionen. Bei höheren Eigenchloridgehalten sind folgende zwei Fragen zu klären:

- inwieweit die Eigenchloride in der Bindemittelmatrix gebunden werden und
- ob und inwieweit die Eigenchloride eine Gefahr für die Depassivierung und die Korrosion des Betonstahls darstellen bzw. wie der kritische korrosionsauslösende Chloridgehalt vom Eigenchloridgehalt beeinflusst wird.

Für die Ermittlung von Chlorid-Adsorptions-Isothermen, den kritischen korrosionsauslösenden Chloridgehalt sowie für andere Zwecke wurden von zahlreichen Autoren Untersuchungen an Probekörpern mit einer der Mischung direkt zugegebenen definierten Menge an Chloriden durchgeführt. In Tabelle 2.9 sind die ermittelten freien Chloride im Porenwasser aus einigen Untersuchungen dargestellt, woraus erkennbar wird, dass auch bei geringfügiger Chloridzugabe nicht alle Chloridionen von der Bindemittelmatrix gebunden werden.

Tabelle 2.9: freier Chloridgehalt der Porenwässer der Probekörper unter der Beimischung von Chloriden (NaCl) mit Cl^{-1} -Konzentrationen kleiner als 1,0 M.-%/z

Literatur	Zugabemenge Cl^{-1} * [M.-%/z]	freier Chloridgehalt im Porenwasser	Einheit
Arya et al. 1990 Zementsteinproben aus Portlandzement	0,5	0,184	
Haque & Kayyali 1995 vier Betonmischungen mit unterschiedlichen Bindemitteln und w/z	0,2	bis zu 0,021	M.-%/z
	0,4	bis zu 0,074	
	0,6	bis zu 0,072	
	0,8	bis zu 0,225	
Hussain et al. 1995 Zementsteinproben, Variation von C_3A - und Sulfatgehalt sowie Alkalität	0,3	bis zu 2,5	g/l
	0,6	bis zu 10,6	
Tritthart 2002 Zementsteinproben aus drei unterschiedlichen Bindemitteln	0,4	bis zu ca. 5	g/l
	0,6	bis zu ca. 8	
	0,8	bis zu ca. 13	

* aus NaCl

Im Rahmen der Untersuchungen zur Feststellung des kritischen korrosionsauslösenden Chloridgehalts konstatiert *Breit 2001*, dass eine direkte Zugabe von Chloriden in

Probekörpern zu einer Senkung des kritischen korrosionsauslösenden Chloridgehalts führen kann, da die korrosionshemmende Wirkung der Kontaktzone Stahl / Beton sowie die Ausbildung der Passivoxidschicht teilweise oder vollständig inhibiert werden. Entgegenwirkend dieser Feststellung ist die Erkenntnis aus einigen Untersuchungen (z. B. *Rasheeduzzafar et al. 1992*), dass ein größerer Anteil Chloride von der Bindemittelmatrix gebunden werden, wenn diese der Mischung zugegeben sind, als wenn sie extern in die erhärteten Probekörper eindringen.

Im Rahmen dieser Arbeit wird angenommen, dass bei einem Gehalt von kleiner als 0,1 M.-%/b die Eigenchloride weder zum Transport von externen Chloriden in den Beton noch zur Depassivierung des Betonstahls und Initiierung der Betonstahlkorrosion beitragen. Der Eigenchloridgehalt der Produkte wurden dabei vernachlässigbar klein, d. h. $C_0 < 0,1$, angenommen. Die Variable C_0 wurde als Konstante mit einem Betrag von Null angesetzt:

$$C_0: = 0 \quad \text{konstant} \quad [\text{M.-%/b}]$$

2.4.4.9 Kritischer korrosionsauslösender Chloridgehalt C_{crit}

Der kritische korrosionsauslösende Chloridgehalt wird im Modell, entsprechend des gewählten Grenzzustands (s. Abschnitt 2.4.2), als der Gesamtchloridgehalt, der eine Depassivierung der Betonstahloberfläche und das Auslösen der Betonstahlkorrosion (unter der Voraussetzung, dass die weiteren Randbedingungen erfüllt sind) verursacht, definiert. Obwohl das Verhältnis Cl^-/OH^- im Porenwasser und damit der pH-Wert an der Betonstahloberfläche zur Beurteilung einer Initiierung der Betonstahlkorrosion maßgebend ist, kann dieses Kriterium aus praktischen Gründen nicht eingesetzt werden. Genauso ist der freie Chloridgehalt des Betons nicht als Kriterium für C_{crit} anwendbar, da dieser mit heutigen praxistauglichen Verfahren nur schwer ermittelbar ist. Zudem können gebundene Chloridionen unter Umständen (z. B. Carbonatisierung des Betons oder Sulfat-Zufuhr (*Neville 1995, Justnes 1996*) sowie Temperaturanstieg (*Hussain et al. 1995*)) mobilisiert werden und zur Depassivierung der Betonstahloberfläche führen.

In zahlreichen Literaturstellen wird von vielfältigen Einflussfaktoren auf C_{crit} , zum Teil kontrovers, berichtet. Diesen nach kann C_{crit} durch Bindemittelart, Mischungszusammensetzung und Betonqualität (u. a. *Schießl & Raupach 1990*), Kontaktzone Stahl / Beton (u. a. *Glass & Reddy 2002, Harnisch & Raupach 2011*), chemische Zusammensetzung, Gefügestruktur und Oberfläche des Stahls (u. a. *Angst & Elsener 2015*), Ruhepotential des Stahls (*Breit et al. 2011*) sowie Umgebungsbedingungen (Feuchteangebot) (u. a. *Schießl & Raupach 1990a*) beeinflusst werden. Eingehende Literaturlauswertungen in *Breit 2001* sowie *Angst et al. 2009* ergeben eine Variation des ermittelten kritischen korrosionsauslösenden Chloridgehalts von 0,18 bis 2,5 M.-% bezogen auf die Bindemittelmasse bzw. 0,02 - 3,08 M.-%/b. Diese große Bandbreite der in diversen Untersuchungen ermittelten

Werte für C_{crit} sind auf die Unterschiede in der Definition des kritischen korrosionsauslösenden Chloridgehalts, die verwendeten Versuchs- und Nachweisverfahren, die Beurteilungskriterien etc. zurückzuführen (*Breit 2001*).

Der Einfluss der Bindemittelart auf C_{crit} wird in der Literatur kontrovers bewertet (*Alonso et al. 2012*). Während, beispielsweise, in *Schießl & Breit 1996* eine Erhöhung des C_{crit} durch die Zugabe von Flugasche beobachtet wird, weisen die Untersuchungen nach *Thomas 1996* und *Oh et al. 2003* das Gegenteil nach. Das Bindemittel beeinflusst den pH-Wert und die Kontaktzone Beton / Stahl. Mit dem Ersatz des Portlandzements durch Zusatzstoffe wird die Ausbildung von Portlandit in der Kontaktzone Beton / Stahl gehemmt, was eine Reduzierung des C_{crit} bewirken kann (*Yonezawa et al. 1988*). Hinsichtlich möglicher Einflüsse der betontechnologischen Parameter (Bindemittelart, w/z-Wert, Zementgehalt etc.) auf C_{crit} wird in *Breit 2001* schlussgefolgert, dass bei einer nachträglichen Beaufschlagung der Probekörper mit einer chloridkontaminierten Lösung keine signifikante Abhängigkeit vorhanden ist; lediglich wird die Zeit bis zur Depassivierung des Betonstahls von diesen beeinflusst. Diese Aussage ist in Übereinstimmung mit den Untersuchungsergebnissen in *Hansson & Sørensen 1990*. Wird jedoch der kritische korrosionsauslösende Chloridgehalt unter Beimischung von Chloriden in den Probekörpern ermittelt, wird dieser von betontechnologischen Parametern beeinflusst.

Der kritische korrosionsauslösende Chloridgehalt wurde in *Gehlen 2000* durch die Auswertung des in *Breit 1997* vorbereiteten Datensatzes (64 Werte) und unter Berücksichtigung baupraktisch relevanter Randbedingungen wie folgt quantifiziert:

$$C_{crit}: \quad \text{BetaD} (\mu = 0,60 / \sigma = 0,15 / a = 0,20 / b = 2,00) \quad [\text{M.-%/b}]$$

Dabei wurde der aus der Datenbank ermittelte und von *Breit 2001* und weiteren Autoren abgesicherte untere Grenzwert von 0,20 M.-%/b übernommen; der aus der Datenbank ermittelte Mittelwert von 0,48 M.-%/b wurde auf 0,60 M.-%/b angehoben, um den praxisrelevanten Gesichtspunkten, insbesondere der Größe der Betondeckung, Rechnung zu tragen.

Die Auswertung der Daten aus in einer Mole (aus Portlandzementbeton) nördlich von Norwegen installierten 14 Korrosionssensoren in *Markeset 2009* ergaben eine Quantifizierung des kritischen korrosionsauslösenden Chloridgehalts mit einer Log-Normalverteilung mit einem Mittelwert von 0,77 M.-%/b und einer Standardabweichung von 0,25 M.-%/b, welche eine gute Übereinstimmung mit der o. g. Quantifizierung aus *Gehlen 2000* aufweist.

In *DAfStb RiLi SIB 2001* wird hinsichtlich des kritischen korrosionsauslösenden Chloridgehalts ein Schwellenwert von 0,5 M.-%/z angegeben, bei dessen Überschreitung an der Betonstahloberfläche ein Sachkundiger Planer zur Beurteilung der erforderlichen

Maßnahmen einzuschalten ist. In *DAfStb Positionspapier 2015* wird dieser Wert als „der untere Schwellenwert“ des kritischen korrosionsauslösenden Chloridgehalts betrachtet. Im Rahmen dieser Arbeit wird die o. g. Quantifizierung von *Gehlen 2000* angewendet.

2.4.4.10 Betondeckung c

Die Betondeckung hat die Aufgabe, neben der Sicherstellung eines ausreichenden Verbunds zwischen Beton und Betonstahl die Dauerhaftigkeit des Betonbauteils sicherzustellen. Die Größe der Betondeckung c ist ausführungsbedingt mit Streuungen behaftet. Die statistische Quantifizierung der geometrischen Variable Betondeckung erfolgt, für große Betondeckungen, in der Regel durch eine Normalverteilung. Da negative Wertebereiche bei einer Normalverteilung nicht zu vermeiden sind, kann die statistische Beschreibung von Betondeckungen mit kleinen Mittelwerten zu unrealistischen Bewertungen und Bemessungen führen. Kleine Betondeckungen können z. B. durch Log-Normal- oder Beta-Verteilungen quantifiziert werden (*Gehlen 2000*).

Die Betondeckung wird in den meisten Normen und Richtlinien durch die drei Parameter nominale oder Nennwert der Betondeckung c_{nom} , Mindestbetondeckung c_{min} und Vorhaltemaß der Betondeckung Δc wie folgt charakterisiert:

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c \quad (2.25)$$

In Bezug auf die Dauerhaftigkeit gibt *EN 1992-1-1:2004* Mindestbetondeckungen in Abhängigkeit von der Expositionsklasse und die Anforderungsklasse (structural class; S-classes: S1 bis S6) vor. Die Anforderungsklasse reflektiert die geplante Nutzungsdauer des Bauteils. Der deutsche Anhang (*DIN EN 1992-1-1/NA:2013*) enthält expositionsabhängige Mindestbetondeckungen für die Anforderungsklasse S3, welche auf eine Nutzungsdauer von 50 Jahren abzielt.

Der Nennwert der Betondeckung c_{nom} stellt den Mittelwert dieser Variable dar. Mit dem Vorhaltemaß Δc wird die zulässige Toleranz der Betondeckung bei der Ausführung ausgedrückt und wird mit 15 mm in *DIN EN 1992-1-1/NA:2013* berücksichtigt. Die Mindestbetondeckung wird oft als der 5 %-Quantil-Wert einer Normalverteilung angesetzt. Somit kann die Standardabweichung der Variable Betondeckung mit Hilfe der folgenden Gleichung berechnet werden:

$$U_{0,05} = \mu + \sigma \cdot u_{0,05} \quad (2.26)$$

$$\rightarrow \sigma = \frac{(U_{0,05} - \mu)}{u_{0,05}} \rightarrow \sigma = \frac{\Delta c_{dev}}{1,64} \quad (2.27)$$

Darin sind:

$U_{0,05}$: Wert der normalverteilten Größe, die den Flächeninhalt der Verteilung in 5 % und 95 % teilt (hier die Mindestbetondeckung c_{min}) [mm]

μ : Mittelwert der normalverteilten Größe (hier die nominale Betondeckung c_{nom}) [mm]

σ : Standardabweichung der normalverteilten Größe [mm]

$u_{0,05}$: 5 %-Quantil der Normalverteilung (= -1,64) [-]

Das Vorhaltemaß von $\Delta c = 15$ mm nach *DIN EN 1992-1-1/NA:2013* ergibt demnach eine Standardabweichung von rund 9 mm; das in *ZTV-W LB 215:2012* (zur Bemessung von XS-exponierten Bauteilen maßgebende Richtlinie) vorgegebene $\Delta c = 10$ mm ergibt $\sigma = 6$ mm. Die geometrische Variable Betondeckung wird im Bemessungsmodell wie folgt angesetzt:

c : ND (μ / σ) [mm]

2.4.5 Validierung des Modells

2.4.5.1 Methodik

Während Ergebnisse deterministischer Ansätze leicht gegenüber Beobachtungen zu beurteilen sind, gibt es keine einheitliche und offensichtliche Methodik Aussagen probabilistischer Modelle zu bewerten; beispielsweise die Bewertung und Wahrnehmung einer Modellberechnung mit dem Ergebnis, dass die Betonstahloberfläche eines Bauteils nach 50 Jahren Exposition mit einer 13 %-igen Wahrscheinlichkeit depassiviert.

Beim Umgang mit wahrscheinlichkeitsbasierten Ansätzen, von der Entwicklung bis zur Anwendung und Validierung, ist die einbezogene Interpretation von „Wahrscheinlichkeit“ von entscheidender Bedeutung. Die Wahrscheinlichkeitsbegriffe sind vielfältig (s. z. B. *Schneider 2007*). Die Wahrscheinlichkeit kann z. B. den Grenzwert der relativen Häufigkeit des Auftretens eines Ereignisses darstellen. Diese sogenannte frequentistische Wahrscheinlichkeit bedarf der Einbeziehung einer großen Anzahl von Zufallsexperimenten. Diese Interpretation von Wahrscheinlichkeit ist für die Bauwerksbemessung, bei der die Variablen der probabilistischen Modelle nur mit einer beschränkten Anzahl von Nachweisen statistisch charakterisiert werden, nicht zutreffend.

Nach *Probabilistic Model Code 2001* liefert der Bayes'sche Wahrscheinlichkeitsbegriff die für die Bauwerksbemessung zutreffende Interpretation von Wahrscheinlichkeit. Hier ist die Wahrscheinlichkeit, im Idealfall, der beste Schätzwert der Ereignishäufigkeiten und dient als eine Entscheidungshilfe, in dem sie den Grad der Erwartung oder des Vertrauens, dass ein Ereignis beziehungsweise auf die Unsicherheiten eintritt, ausdrückt. Für das oben genannte Beispiel hilft das Ergebnis bei der Entscheidung, ob eine Maßnahme ergriffen werden soll, oder im Design-Stadium, welche Material- und Geometrievarianten auszuwählen und ob Instandhaltungsmaßnahmen zu planen sind.

Nach der Bayes'schen Interpretation entspricht die aus der Modellberechnung resultierende Wahrscheinlichkeit nicht in jedem Fall der Realität; sie wird bei einer großen Anzahl von Fallbetrachtungen im Durchschnitt eintreffen.

Von Modellfehlern und Fehlern bei der Nachweisführung zur Validierung differenziert, erscheinen die Abweichungen zwischen den Modellergebnissen und den Praxisbefunden in Abhängigkeit des Informationsgrads zum Zeitpunkt der Prognoseberechnung. Durch die Anwendung des Bayes-Theorems ist es möglich, die mit dem einst vorhandenen Informationsstand (Planungsdaten) gerechneten A-Priori-Wahrscheinlichkeiten mit Hilfe von neuen Daten und Erkenntnissen zu aktualisieren (A-Posteriori-Wahrscheinlichkeit).

Bauwerksuntersuchungen ermöglichen die Einwirkungs- und Widerstandsgrößen des Modells realitätsnah zu bestimmen und dadurch die Unsicherheiten in der Bemessung zu reduzieren. Die gewonnenen Bauwerksdaten sind Streuungen und Unsicherheiten ausgesetzt und werden mit statistischen Variablen berücksichtigt. Das Update der Prognose erfolgt durch die auf dem Bayes-Theorem basierten Rechenregeln der bedingten Wahrscheinlichkeiten wie folgt (*Straub 2010*):

$$P(F/I) = \frac{P(F \cap I)}{P(I)} = \frac{1}{P(I)} \cdot P(I/F) \cdot P(F) \quad (2.28)$$

Darin sind:

$P(F/I)$: A-Posteriori-Wahrscheinlichkeit der Grenzzustandsüberschreitung F ; aktualisierte A-Priori-Wahrscheinlichkeit durch die Information I ,

$P(F)$: A-Priori-Wahrscheinlichkeit der Grenzzustandsüberschreitung F , gerechnet aufgrund der Planungsdaten

$P(I)$: Wahrscheinlichkeit, dass die Information I aus der Bauwerksinspektion wahr ist,

$P(I/F)$: Likelihood der Information I ; Wahrscheinlichkeit, dass die Information I bei der Grenzzustandsüberschreitung F wahr ist.

Die aus Bauwerksuntersuchungen gewonnenen Informationen werden dabei als Randbedingungen $h_i(X)$ berücksichtigt, welche je nach Untersuchungsmethode als Gleichheitsbedingung oder als Ungleichheitsbedingung verarbeitet werden:

$$\begin{cases} h_i(X) = 0 & \text{Gleichheitsbedingung} \\ h_i(X) \leq 0 & \text{Ungleichheitsbedingung} \end{cases} \quad (2.29)$$

Die Lösung der Gleichung (2.28) erfolgt durch die Berechnung von Integralen über die Grenzbereiche der definierten Grenzzustandsgleichung $g(X)$ und Randbedingungen $h_i(X)$:

$$P(F/I) = \frac{\int_{X \in \{g(X) < 0 \cap h_i(X) \leq 0\}} f(X) dx}{\int_{X \in \{h_i(X) \leq 0\}} f(X) dx} \quad (2.30)$$

Die Näherungsverfahren der strukturellen Zuverlässigkeitsanalyse, wie z. B. FORM und SORM, liefern hier nicht in jedem Fall eine Lösung, denn die Gleichheitsbedingungen implizieren Flächenintegrale, die mit FORM und SORM zum Teil nicht berechnet werden können (*Straub 2011*). Für diese Fälle sind genauere, aber sehr aufwändige Berechnungsverfahren, wie z. B. importance sampling oder subset simulation, geeignet (*Straub 2011*). Die einfacheren Methoden Crude FORM oder Crude Monte Carlo können auch angewendet werden, wobei die erzielten Ergebnisse Unsicherheiten behalten. Im Rahmen dieser Arbeit (Abschnitt 2.4.5.2) erfolgten die Zuverlässigkeitsanalysen zum Update der A-Priori-Wahrscheinlichkeiten mit Hilfe des Softwarepakets *STRUREL*, bei dem, wenn die Verfahren FORM und SORM gescheitert waren, die Methode Crude FORM angewendet wurde. Durch die individuelle Linearisierung der Grenzzustandsgleichung werden die Ergebnisse zum Teil grob approximiert (*Schall et al. 1988*).

Für den Fall der chloridinduzierten Depassivierung des Betonstahls können Informationen über die tatsächliche Betondeckung sowie den Chlorideindringverlauf zur Aktualisierung der A-Priori-Wahrscheinlichkeit herangezogen werden. Die Widerstandsgröße Betondeckung kann mit einem geringen Aufwand, vorwiegend zerstörungsfrei durch elektromagnetische Verfahren (*Maierhofer 2010*), am Bauteil gemessen und statistisch beschrieben werden. Durch tiefengestaffelte Probenahmen am Bauwerk (Bohrmehl oder Bohrkern) und Erstellung von Chloridprofilen kann auf die Interaktion zwischen der Einwirkung und dem Widerstand rückgeschlossen werden. Die ermittelten Chloridgehalte zu jedem Inspektionszeitpunkt werden tiefenabhängig jeweils als eine Gleichheitsbedingung formuliert, in der der Chloridgehalt aufgrund der Messungenauigkeiten als eine

statistische Variable (meist Log-normalverteilt) und die Messtiefe als eine Konstante berücksichtigt werden:

$$h_i(X) = C(x_{insp}, t_{insp}) - C_{S,0} \cdot \operatorname{erfc} \frac{x_{insp}}{2 \cdot \sqrt{D_{app}(t_{insp}) \cdot t_{insp}}} \quad (2.31)$$

2.4.5.2 Validierung und Update der Modellprognose mit Hilfe von Bauwerksdaten

Nachfolgend werden drei Beispiele aufgeführt, bei denen mit Hilfe von bekannten Chloridprofilen aus verschiedenen XS-exponierten Bauteilen

- die Übereinstimmung der durch Modell berechneten Chloridgehalte mit den tatsächlichen am Bauteil erfassten Werten überprüft wird und
- die mit den Planungsdaten prognostizierten Zuverlässigkeitsverläufe aktualisiert werden.

Weitere Beispiele können *fib bulletin 76:2015* und *Rahimi et al. 2013* entnommen werden.

Im Beispiel 2.1 zeigt die anhand Planungsdaten erfolgte Prognose einen ungünstigen Verlauf des Zuverlässigkeitsindex über der Zeit. Die ermittelten Chloridprofile zum Bauteilalter von 32 Jahren liegen in den ersten Tiefenlagen bis zu ca. 50 mm niedriger als der Mittelwert der Modellberechnung. Dahingegen überschreiten die in der tieferen Lage von ca. 75 mm gemessenen Chloridgehalte zum Teil den 95 %-Quantilwert der Modellberechnung. Ein Update der Prognose ergibt einen noch ungünstigeren β - t -Verlauf für das Bauteil aus für diese Exposition ungünstigem Portlandzementbeton (ohne Zusatzstoffe).

Für das Bauteil im Beispiel 2.2 liegen Chloridprofile zu zwei unterschiedlichen Zeitpunkten vor. Das Update zu den beiden Zeitpunkten ergibt einen Sprung des Zuverlässigkeitsindex in höheren Werten. Durch die Eingabe der Informationen aus Chloridprofilen in Form von Gleichheitsbedingungen werden die Unsicherheiten für den Inspektionszeitpunkt im Modell stark reduziert, was der Anstieg des β zur Folge hat. Der abfallende β - t -Verlauf ist nach dem Update stets steiler als der von der ersten Prognose (A-Priori). Sowohl das Update mit den Chloridprofilen zum Bauteilalter von 55 Jahren als auch das Update mit den Chloridprofilen zum Bauteilalter von 55 und 70 Jahren verbessern den β - t -Verlauf für die geplante Nutzungsdauer von 120 Jahren. Der Zustand des Bauwerks wurde nach den Ergebnissen der Inspektionen als gut eingestuft; eine chloridinduzierte Korrosion des Betonstahls konnte nicht festgestellt werden (*Reschke et al. 2014*).

Im Beispiel 2.3 weisen die Chloridprofile zum Bauwerksalter von 28 Jahren hohe Werte in der Tiefenlage des Betonstahls auf. Das Update der Prognose ergibt einen ungünstigeren Verlauf des Zuverlässigkeitsindex über der Zeit. Bei der Inspektion des Bauteils wurde ein starker Korrosionsbefall des Betonstahls festgestellt, woraufhin das Bauteil instandgesetzt worden ist (*Westendarp 1991*). Wie in Tabelle Bsp. 2-3-2 angemerkt, erfolgte die Bestimmung des Chloridgehalts durch den Aufschluss der Mehlproben mit heißem Wasser, um auf den freien Chloridgehalt schließen zu können. Somit sind die ermittelten Werte niedriger als der Gesamtchloridgehalt, welcher durch Aufschluss der Mehlproben mit Salpetersäure bestimmt wird.

Beispiel 2.1: (aus *fib bulletin 76:2015*)

Tabelle Bsp. 2.1-1: Informationen zum Bauteil

Bauteiltyp und -ort	Brückenpfeiler über der Ostsee in Dänemark, XS3
Betonzusammensetzung	CEM I, w/z: 0,35 – 0,50
Bauteilalter zum Inspektionszeitpunkt	32 Jahre

Tabelle Bsp. 2.1-2: gemessene Chloridgehalte zum Inspektionszeitpunkt von 32 Jahren

mittlere Messtiefe [mm]	Anzahl Messungen [-]	Chloridgehalt [M.-%/b]	
		μ	σ
7,5	17	1,39	0,66
22,5	17	0,83	0,39
45	17	0,59	0,24
75	17	0,36	0,20

Tabelle Bsp. 2.1-3: Eingangswerte der Modellvariablen

Variable	Einheit	Verteilungstyp	μ	σ	a	b
$D_{RCM}(t_0)$	$\cdot 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$	ND	8,9	1,78	–	–
α_{RCM}	–	BetaD	0,30	0,12	0	1,0
t_0	Jahr	konstant	0,0767	–	–	–
t	Jahr	konstant	50	–	–	–
T_{ref}	K	konstant	293	–	–	–
T_{real}	K	ND	281	5	–	–
b_e	K	ND	4800	700	–	–
$C_{S,\Delta x}$	M.-%/b	LogND	3,0	1,4	–	–
Δx	mm	BetaD	10	5	0	50
C_{crit}	M.-%/b	BetaD	0,60	0,15	0,2	2,0
C_0	M.-%/b	konstant	0	–	–	–
$c^{1)}$	mm	ND	45	3	–	–

¹⁾ angenommene Betondeckung nach DS/EN 1992-1-1 DK NA:2011; $c_{min} = 40 \text{ mm}$, $\Delta c = 5 \text{ mm}$

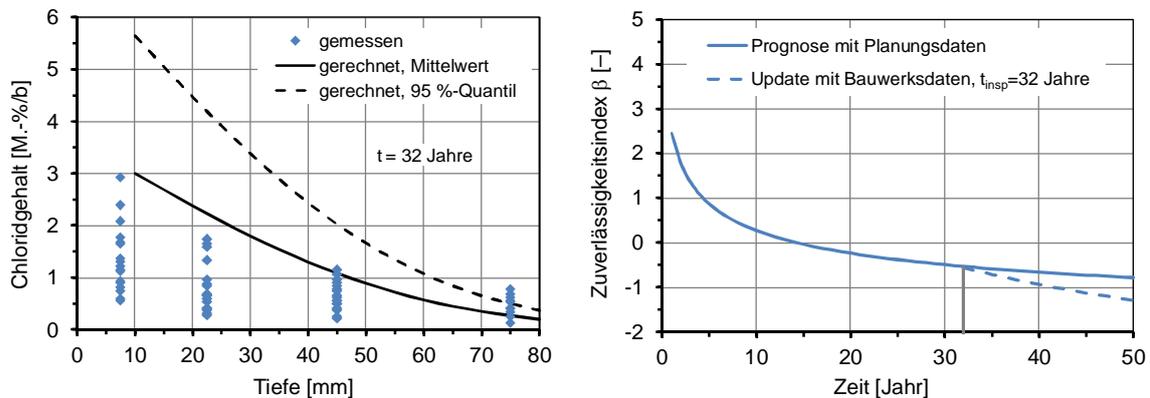


Bild Bsp. 2.1-1: links: gemessene und gerechnete Chloridgehalte nach 32 Jahren Exposition; rechts: Zuverlässigkeitsverlauf vor und nach dem Update

Beispiel 2.2:

Tabelle Bsp. 2.2-1: Informationen zum Bauteil

Bauteiltyp und -ort	Häupter einer Kaje an der Nordsee in Deutschland, XS3
Betonzusammensetzung	CEM III/A, w/z: 0,55 – 0,60
Bauteilalter zum Inspektionszeitpunkt	55 und 70 Jahre

Tabelle Bsp. 2.2-2: gemessene Chloridgehalte zum Inspektionszeitpunkt von 55 Jahren

mittlere Messtiefe [mm]	Anzahl Messungen [-]	Chloridgehalt [M.-%/b]	
		μ	σ
10	3	2,02	0,46
30	3	1,25	0,33
50	3	0,18	0,12

Tabelle Bsp. 2.2-3: gemessene Chloridgehalte zum Inspektionszeitpunkt von 70 Jahren

mittlere Messtiefe [mm]	Anzahl Messungen [-]	Chloridgehalt [M.-%/b]	
		μ	σ
10	2	2,30	0,28
30	2	1,31	0,41
50	2	0,46	0,38

Tabelle Bsp. 2.2-4: Eingangswerte der Modellvariablen

Variable	Einheit	Verteilungstyp	μ	σ	a	b
$D_{RCM}(t_0)$	$\cdot 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$	ND	5,0	1,0	–	–
α_{RCM}	–	BetaD	0,40	0,12	0	1,0
t_0	Jahr	konstant	0,0767	–	–	–
t	Jahr	konstant	120	–	–	–
T_{ref}	K	konstant	293	–	–	–
T_{real}	K	ND	283	5	–	–
b_e	K	ND	4800	700	–	–
$C_{S,\Delta x}$	M.-%/b	LogND	3,0	1,35	–	–
Δx	mm	BetaD	10	5	0	50
C_{crit}	M.-%/b	BetaD	0,60	0,15	0,2	2,0
C_0	M.-%/b	konstant	0	–	–	–
$c^{1)}$	mm	ND	60	6	–	–

¹⁾ angenommene Betondeckung nach ZTV-W LB 215 :2012; $c_{min} = 50 \text{ mm}$, $\Delta c = 10 \text{ mm}$

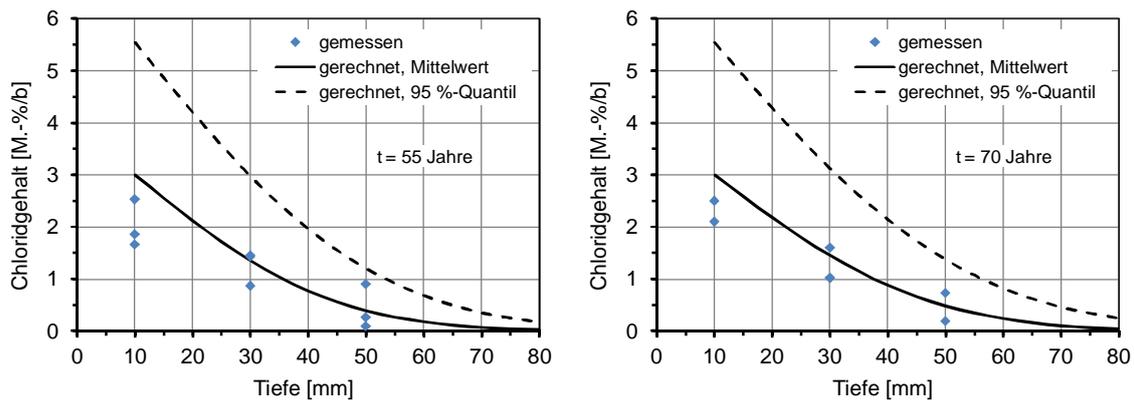


Bild Bsp. 2.2-1: gemessene und gerechnete Chloridgehalte nach 32 Jahren (links) und nach 70 Jahren (rechts) Exposition

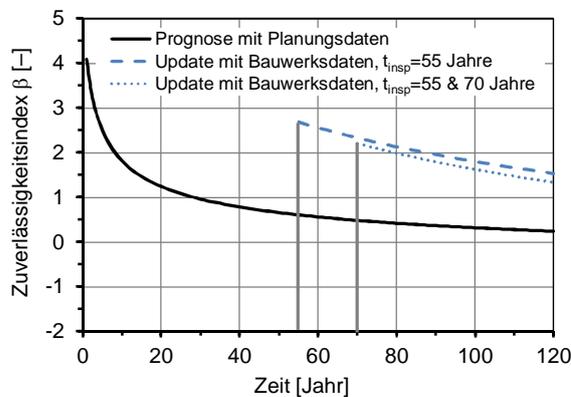


Bild Bsp. 2.2-2: Zuverlässigkeitsverlauf vor und nach dem Update

Beispiel 2.3:

Tabelle Bsp. 2.3-1: Informationen zum Bauteil

Bauteiltyp und -ort	Unterseite einer Brückenplatte an der Ostsee in Deutschland, XS3
Betonzusammensetzung	CEM III/A, w/z: 0,55 – 0,60
Bauteilalter zum Inspektionszeitpunkt	28 Jahre

Tabelle Bsp. 2.3-2: gemessene Chloridgehalte zum Inspektionszeitpunkt von 32 Jahren

mittlere Messtiefe [mm]	Anzahl Messungen [-]	Chloridgehalt * [M.-%/b]	
		μ	σ
10	12	2,61	0,97
30	12	0,87	0,39
50	12	0,39	0,15
70	12	0,31	0,16

* ermittelt durch Heißwasser-Aufschluss

Tabelle Bsp. 2.3-3: Eingangswerte der Modellvariablen

Variable	Einheit	Verteilungstyp	μ	σ	a	b
$D_{RCM}(t_0)$	$\cdot 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$	ND	5,0	1,0	–	–
α_{RCM}	–	BetaD	0,40	0,20	0	1,0
t_0	Jahr	konstant	0,0767	–	–	–
t	Jahr	konstant	100	–	–	–
T_{ref}	K	konstant	293	–	–	–
T_{real}	K	ND	283	5	–	–
b_e	K	ND	4800	700	–	–
$C_{S,\Delta x}$	M.-%/b	LogND	3,0	1,35	–	–
Δx	mm	BetaD	10	5	0	50
C_{crit}	M.-%/b	BetaD	0,60	0,15	0,2	2,0
C_0	M.-%/b	konstant	0	–	–	–
$c^{1)}$	mm	ND	60	6	–	–

¹⁾ angenommene Betondeckung nach ZTV-W LB 215 :2012; $c_{min} = 50 \text{ mm}$, $\Delta c = 10 \text{ mm}$

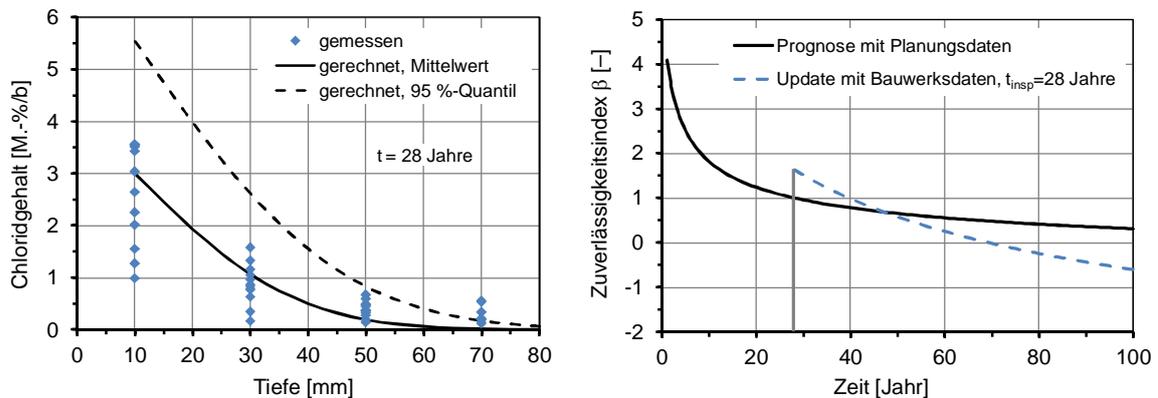


Bild Bsp. 2.3-1: links: gemessene und gerechnete Chloridgehalte nach 28 Jahren Exposition; rechts: Zuverlässigkeitsverlauf vor und nach dem Update

Werden Bauwerksdaten zur Validierung und Verifizierung von Bemessungsmodellen herangezogen, stellt sich die Frage, inwieweit diese für das Bauwerk repräsentativ und für die Bemessung relevant sind. Hinsichtlich der Zuverlässigkeit und Aussagekraft der am Bauwerk ermittelten Chloridgehalte ist auf Folgendes zu beachten:

Probenahme: Die Lage der Probestellen sowie der Ablauf der Probeentnahme sind von großer Bedeutung. Die Chloridproben zur Validierung des Modells müssen expositionsgerecht und aus repräsentativen Stellen entnommen werden und keine Singularitäten (z. B. Risse) beinhalten. Die Probenahme erfolgt entweder durch die Entnahme von Bohrkernen, die anschließend in Segmente gesägt werden, oder durch die Bohrmehlprobeentnahme. Bei

der Entnahme vom Bohrmehl ist mit Sorgfalt eine Verschleppung der Chloride vom oberen Teil in die darunterliegenden Tiefen zu vermeiden. Eine nicht sachgerechte Probenahme und Festlegung von Probenahmestellen führt zu Ermittlung von Chloridgehalten, die zur fehlerhaften Bewertung des Bauteils sowie des Modells führen.

Probenvorbereitung und Analyse: Die Aufbereitung und chemische Analyse der Proben ist in *DIN EN 14629:2007* geregelt, wobei andere Regelwerke, z. B. *DAfStb Heft 401:1989*, auch Anwendung finden. Die verschiedenen Vorschriften weisen Unterschiede hinsichtlich des Aufschlussverfahrens (heiß / kalt), der Mahlfeinheit, der Homogenisierung sowie der chemischen Bestimmungsart (potentiometrisch / photometrisch) auf, die den ermittelten Chloridgehalt beeinflussen. Im Rahmen eines Ringversuchs (*Hunkeler et al. 2000*) wurden gravierende Unterschiede in den Ergebnissen der Chloridanalysen durch Verschiedenheit der Probenvorbereitung und der chemischen Analyse festgestellt. Zudem wird oft Wasser-aufschluss zur näherungsweise Ermittlung der freien Chloride durchgeführt (s. Beispiel 2.3), während im Bemessungsmodell der gesamte Chloridgehalt betrachtet wird, welcher mit einem Säureaufschluss der Mehlproben zu ermitteln ist.

Eigenchloridgehalt: Der Eigenchloridgehalt des Betons findet als eine Variable mit einem konstanten Wert im Bemessungsmodell Berücksichtigung. Während herkömmliche gegenwärtige Betonmischungen vernachlässigbar kleine Eigenchloridgehalte aufweisen, kann der Eigenchloridgehalt bei älteren Stahlbetonbauwerken sehr hoch sein. Der Eigenchloridgehalt ist aus Proben aus innerem nicht beanspruchtem Bauteilbeton zu bestimmen und in der Bemessung zu berücksichtigen.

Interaktion mit weiteren Einwirkungen: Neben der chloridinduzierten Betonstahlkorrosion sind Stahlbetonbauwerken weiteren degradierenden Mechanismen wie Carbonatisierung, Alkali-Kieselsäure-Reaktion, Abwitterung, innere Schädigung etc. ausgesetzt, die durch Umwelteinwirkungen aber auch die mechanischen Einwirkungen verursacht werden. Diese Schädigungsmechanismen können interagieren und sich gegenseitig beeinflussen. Dieser Aspekt muss bei der Bewertung der ermittelten Chloridgehalte berücksichtigt werden.

Carbonatisierung und Chlorideintrag können sich gegenseitig beeinflussen. Hierbei spielt die Reihenfolge des Auftretens der Beanspruchungen eine Rolle. Bei von Beginn an chloridbeaufschlagten Bauteilen ist die carbonatisierungsinduzierte Betonstahlkorrosion in der Regel von geringer Bedeutung, da aufgrund der fortlaufenden Befeuchtung nur mit geringen Carbonatisierungstiefen gerechnet werden muss. Innerhalb der Carbonatisierungsfront werden allerdings die Chloride aus ihrer chemischen Bindung gelöst und stehen somit wieder für den Korrosionsprozess am Stahl zur Verfügung. Beginnt die Chloridbeaufschlagung erst zu einem späteren Zeitpunkt, reagieren bereits carbonatisierte Bauteile empfindlich auf eine nachfolgende Chlorideinwirkung. Durch die vorangegangene Carbonatisierung wird nicht nur das Porengefüge des Betons verändert, sondern auch

nachhaltig die Chlorid-Bindekapazität des Betons. In einem carbonatisierten Beton werden die Chloridionen aufgrund der geringeren Chlorid-Bindekapazität des Betons rascher eindringen, wobei die Veränderung der Porenstruktur, abhängig von der Bindemittelart, diesen Transportvorgang noch zusätzlich beeinflussen wird (*Wierig et al. 1995, Jung et al. 2007*). Bei einem Frost-Tausalz-Angriff dringen die Chloride aufgrund des Frostsaugens (Mikroislinsenpumpe) schneller in den Beton ein (*Jiang et al. 2011, Wittmann et al. 2006*). Die entgegenwirkenden Einflüsse aus den tiefen Temperaturen und kurzen Auftauphasen erweisen sich als weniger bedeutend. Zudem erleichtert die „Gefügeflockung“ infolge der Frostbeanspruchung das kapillare Eindringen von Chloridionen. Auch mechanische Belastung beeinflusst die Gefügestruktur des Betons und den Transport von Wasser und somit Chloriden im Beton. (*Yan et al 2013*)

2.5 Semiprobabilistische Dauerhaftigkeitsbemessung mit Teilsicherheitsbeiwerten

2.5.1 Grundlagen

ISO 2394:1998, im Allgemeinen, und *ISO 16204:2012*, nutzungsdauerorientiert, enthalten die prinzipiellen Grundsätze der Nachweisformate zur Bemessung von Bauwerken. In *Gehlen et al. 2011* wurden semiprobabilistische Nachweisformate zur Dauerhaftigkeitsbemessung von Stahlbetonbauteilen für die Grenzzustände der carbonatisierungs- und chloridinduzierten Betonstahlkorrosion expliziert und ausgearbeitet.

Beim semiprobabilistischen Nachweisformat werden dieselben Transport- oder Schädigungsmodelle des vollprobabilistischen Nachweisformats angewendet. Für die Dauerhaftigkeitsbemessung hinsichtlich chloridinduzierter Betonstahlkorrosion werden die Grenzzustandsgleichungen (2.22) und (2.23) aus dem vollprobabilistischen Nachweisformat wie folgt verändert:

$$g(X, t) = C_{crit,d} - C_d(c_d, t_{SL}) \quad (2.32)$$

$$g(X, t) = c_d - x_{crit,d}(t_{SL}) \quad (2.33)$$

Darin sind:

$C_{crit,d}$: Bemessungswert des kritischen korrosionsauslösenden Chloridgehalts [M.-%/b]

$C_d(c_d, t_{SL})$: Bemessungswert des Chloridgehalts in der Tiefe der Mindestbetondeckung zum Zeitpunkt t_{SL} [M.-%/b]

c_d : Bemessungswert der Betondeckung; entspricht der Mindestbetondeckung [m]

$x_{crit}(t_{SL})$: Bemessungswert der Tiefenlage des kritischen korrosionsauslösenden Chloridgehalts zum Zeitpunkt t_{SL} [m]

t_{SL} : Nutzungsdauer (Service Life) [Jahr]

Beim semiprobabilistischen Nachweisformat werden die Modellvariablen nicht mehr als statistisch verteilte charakteristische Größen berücksichtigt, sondern mit Bemessungswerten. Die Bemessungswerte entstehen durch die Berücksichtigung der charakteristischen Werte der Variablen, i. d. R. Mittelwert, mit multiplikativen oder additiven Teilsicherheitsbeiwerten. Die Teilsicherheitsbeiwerte berücksichtigen die möglichen ungünstigen Abweichungen der tatsächlichen Einwirkungs-, Widerstands- und Geometrie Größen von den charakteristischen Werten sowie die Modellunsicherheiten.

Die Größen der Teilsicherheitsbeiwerte werden so gewählt, dass die Zielzuverlässigkeit beim Überschreiten des Grenzzustands innerhalb der geplanten Nutzungsdauer stets eingehalten wird. Sie basieren entweder auf vollprobabilistischen Bemessungen oder auf einer Kalibrierung mit Langzeiterfahrungen mit bestehenden Bauwerken.

Die Teilsicherheitsbeiwerte können entweder als globale Faktoren bei der Einwirkungs- und / oder Widerstandsfunktion oder für die einzelnen Variablen bis hin zu allen Variablen berücksichtigt werden. Mit *DIN 1045:1972* wurde das Sicherheitskonzept mit globalen Sicherheitsbeiwerten für die Tragwerksbemessung eingesetzt, welches mit der Einführung von Eurocodes und *DIN 1045:2001* durch die Anwendung von Teilsicherheitsbeiwerten ersetzt wurde. Vorteile der Anwendung von Teilsicherheitsbeiwerten für mehrere Modellvariablen gegenüber dem Einsatz von globalen Sicherheitsbeiwerten sind (*Gehlen et al. 2011*):

- die in der Bemessungsgleichung auf die Zuverlässigkeit unterschiedlich wirkenden Variablen können durch unterschiedlich große Teilsicherheitsbeiwerte, multiplikativ oder additiv, gewichtet berücksichtigt werden und
- die große Anzahl an Teilsicherheitsbeiwerten ermöglicht eine zielgenauere Anpassung an die Zielzuverlässigkeit und folglich eine wirtschaftlichere Bemessung.

Eine Berücksichtigung von Teilsicherheitsbeiwerten für alle Modellvariablen schränkt hingegen die Praktikabilität der Bemessung ein. Aus diesen Gründen sind die Bemessungsvariablen, d. h. die mit Teilsicherheitsbeiwerten gewichteten Modellvariablen, auf einzelne maßgebende Variablen zu beschränken, mit denen jedoch sowohl die Einwirkungs- als auch die Widerstands- als auch die Geometriefunktion berücksichtigt werden.

2.5.2 Differenzierung der Expositionsklassen

Die Ermittlung der Teilsicherheitsbeiwerte erfolgt in dieser Arbeit durch vollprobabilistische Berechnung von mehreren verschiedenen relevanten Bemessungssituationen. Diese werden durch die Variation des Materialwiderstands, d. h. die Variablen $D_{RCM}(t_0)$ und α , und der Einwirkung, d. h. die Variablen $C_{S,\Delta x}$, Δx und T_{real} , simuliert. Die Klassifizierung der Einwirkung durch die Expositionsklassen nach *DIN EN 206:2014* soll in dem semiprobabilistischen Nachweisformat Berücksichtigung finden. Tabelle 2.10 stellt dar, inwieweit die Expositionsklassen durch die Modellvariablen differenziert werden. Im semiprobabilistischen Nachweisformat werden die Expositionsklassen XS1 und XD1 nicht berücksichtigt, da Bauteile in diesen Expositionen nach den deskriptiven Regeln mit hinreichender Zuverlässigkeit bemessen werden können (s. Abschnitt 2.2 und *fib bulletin 76:2015*). Aus Tabelle 2.10 ist zu entnehmen, dass die Expositionsklassen XS und XD nur

durch die Größe des Variationskoeffizienten für die Oberflächenchloridkonzentration und die Standardabweichung der Umgebungstemperatur im Bemessungsmodell differenziert werden.

Tabelle 2.10: expositionsspezifische Eingangswerte der Modellvariablen (für Deutschland)

Expositions- klasse	$C_{S,\Delta x}$ [M.-%/b] LgND	Δx [mm]	$T_{\text{real}} [^{\circ}\text{C}]$ ND	
			μ	σ
XS2	$2,0 \leq \mu \leq 5,0$	0	10	5
XS3		BetaD (10/5/0/50)		
XD2		0		
XD3		BetaD (10/5/0/50)		8

Die Auswirkung der oben dargestellten unterschiedlichen Variablengrößen für die XS- und XD-Expositionsklassen auf die Dauerhaftigkeitsbemessung wurde beispielhaft anhand von drei Bemessungsfällen im Bild 2.9 dargestellt. Es ist erkennbar, dass die β - t -Verläufe insbesondere bei einem Zielwert des Zuverlässigkeitsindex von ca. 1,5 ($1,0 \leq \beta \leq 2,0$) zu sehr ähnlichen Ergebnissen für die Expositionsklassen XS2 und XD2 bzw. XS3 und XD3 führen. Auch für eine Zielzuverlässigkeit mit $\beta = 0,5$ sind die expositionabhängigen Differenzen mäßig. Somit werden im Rahmen dieser Arbeit zur Erstellung von semi-probabilistischem Nachweisformat die Expositionsklassen XD2 und XS2 sowie XD3 und XS3 gleichgesetzt. Dies ist darüber hinaus im Einklang mit dem deskriptiven Einsatz von *DIN 1045-2:2008*, in dem für die Expositionsklassen XS und XD dieselben Mindestanforderungen gestellt sind (d. h. XS1 \equiv XD1, XS2 \equiv XD2, XS3 \equiv XD3).

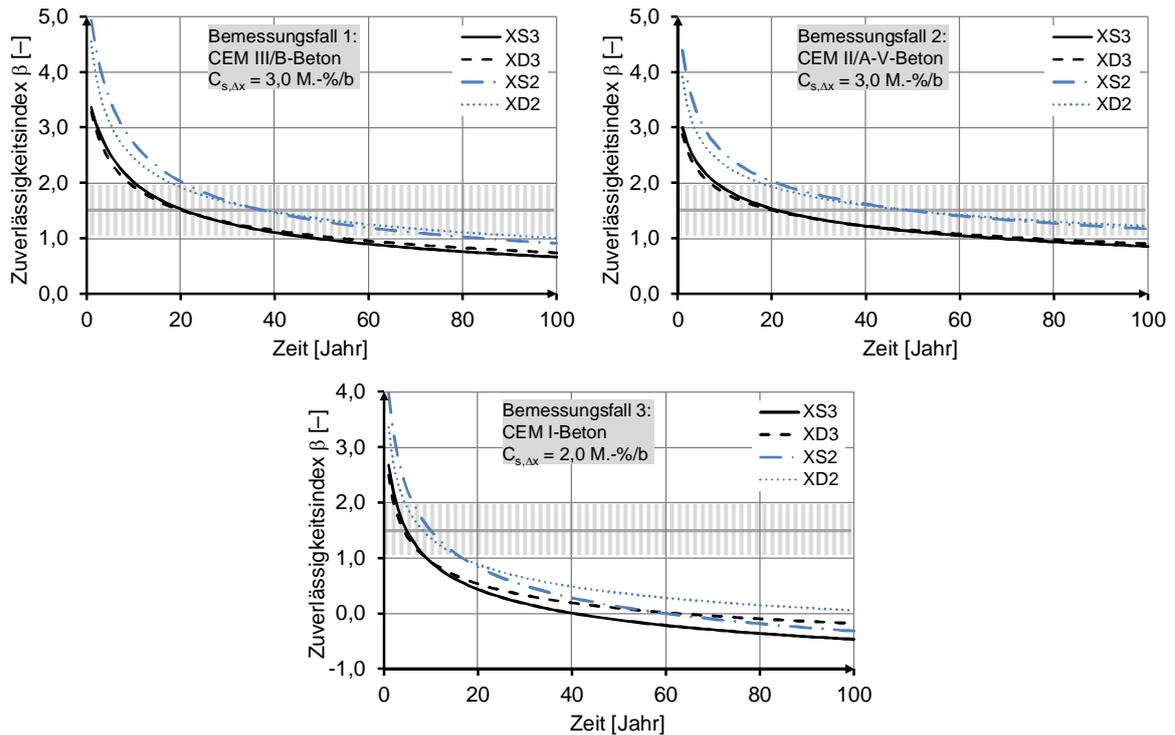


Bild 2.9: Vergleich der Expositionsklassen XS und XD; Gegenüberstellung der erreichten Lebensdauer bei $\beta \sim 1,5$ in drei Bemessungsfällen

2.5.3 Festlegung der Bemessungsvariablen und Teilsicherheitsbeiwerte

Wie im vorherigen Abschnitt erläutert, werden die Teilsicherheitsbeiwerte aus der Auswertung vollprobabilistischer Berechnungen von mehreren Bemessungsfällen abgeleitet. Bei den Bemessungsfällen wurden vier verschiedene Materialwiderstände eingesetzt, die eine relativ große Bandbreite von günstigen bis ungünstigen Materialien abdecken. Für die Chlorideinwirkung wurden drei Oberflächenchloridkonzentrationen von 2,0, 3,0 und 4,0 M.-%/b gewählt, die milde bis harsche Beanspruchungen simulieren. Für wenige Bemessungsfälle wurde auch eine extrem hohe Oberflächenchloridkonzentration von 5,0 M.-%/b berücksichtigt. Als Zielnutzungsdauer wurde hauptsächlich 50 und 100 Jahre gesetzt, bei wenigen Bemessungsfällen wurde auch die Zielnutzungsdauer von 10 und 70 Jahren berücksichtigt. Die Zielnutzungsdauer von 10 Jahren wurde in Betracht gezogen, da dasselbe semiprobabilistische Nachweiskonzept auch zur Ermittlung der Restnutzungsdauer bestehender Bauwerke vor und nach einer Instandsetzung mit Betonerersatz verwendet werden soll (s. Abschnitt 3 und 4). Die Expositionsklassen XS2 und XS3 wurden dabei durch die Größe der Variable Konvektionszone Δx sowie die Größe der Variationskoeffizienten der Variable Oberflächenchloridkonzentrationen $C_{s,\Delta x}$ differenziert betrachtet. Die Expositionsklassen XD2 und XD3 werden mit den Expositionsklassen XS2 bzw. XS3 gleichgesetzt (s. Abschnitt 2.5.2) und werden hier nicht separat berücksichtigt.

Tabelle 2.11 zeigt die verwendeten Eingangswerte der Variablen zur vollprobabilistischen Berechnung der Bemessungsfälle.

Tabelle 2.11: Eingangswerte der Modellvariablen für die Berechnung der Bemessungsfälle zur Festlegung von Teilsicherheitsbeiwerten

Variable	Einheit	Verteilungstyp	Fall ¹⁾	μ	σ	a	b
$D_{RCM}(t_0)$	$\cdot 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$	ND	Mat. 1	10,0	CoV=0,20	–	–
			Mat. 2	1,9			
			Mat. 3	9,0			
			Mat. 4	3,5			
α_{RCM}	–	BetaD	Mat. 1	0,30	0,12	0	1,0
			Mat. 2	0,45	0,20		
			Mat. 3	0,60	0,15		
			Mat. 4	0,50	0,20		
t_0	Jahr	konstant	alle	0,0767	–	–	–
t	Jahr	konstant		50, 100 (10, 70) ²⁾	–	–	–
T_{ref}	K	konstant	alle	293	–	–	–
T_{real}	K	ND	alle	283	5	–	–
b_e	K	ND	alle	4800	700	–	–
$C_{S,\Delta x}$	M.-%/b	LogND	XS2	2,0, 3,0, 4,0 (5,0) ³⁾	CoV=0,25	–	–
			XS3		CoV=0,45		
Δx	mm	konstant	XS2	0	–	–	–
		BetaD	XS3	10	5	0	50
C_{crit}	M.-%/b	BetaD	alle	0,60	0,15	0,2	2,0
C_0	M.-%/b	konstant	alle	0	–	–	–
c	mm	ND		X	6 ($\Delta c=10$)	–	–

- ¹⁾ Mat. 1: Material-Nr. 1 simuliert einen CEM I-Beton ähnlichen Chlorideindringwiderstand
 Mat. 2: Material-Nr. 2 simuliert einen CEM III/B-Beton ähnlichen Chlorideindringwiderstand
 Mat. 3: Material-Nr. 3 simuliert einen CEM II/A-V-Beton ähnlichen Chlorideindringwiderstand
 Mat. 4: Material-Nr. 4 simuliert einen CEM III/A+FA-Beton ähnlichen Chlorideindringwiderstand

²⁾ $t = 10$ und 70 Jahre nur bei wenigen Bemessungsfällen

³⁾ $C_{S,\Delta x} = 5,0$ M.-%/b nur bei wenigen Bemessungsfällen

X: Größe der Variable variiert in den Bemessungsfällen

Die Anzahl der Bemessungsvariablen, d. h. Modellvariablen, deren charakteristische Werte mit Teilsicherheitsbeiwerten belegt werden, wurde für praktische Umsetzbarkeit auf vier wesentliche Variablen beschränkt. Hierfür wurden maßgebende Variablen des Materialwiderstandes (Chloridmigrationskoeffizient zum Referenzzeitpunkt $D_{RCM}(t_0)$ sowie Altersexponent α_{RCM}), der Einwirkung (Oberflächenchloridkonzentration $C_{S,\Delta x}$) und der

Geometrie des Bauteils (Betondeckung c) ausgewählt. In *Gehlen et al. 2011* und *Tamm 2014* wurden als Ergebnis von Sensitivitätsanalysen am Bemessungsmodell die drei Variablen Altersexponent, Oberflächenchloridkonzentration und Betondeckung als Variablen mit jeweils großem Einfluss auf die Bemessungsergebnisse festgestellt und diese als Bemessungsvariablen gewählt. Die Verfasser hatten zum Ziel, die Anzahl der Bemessungsvariablen möglichst gering zu halten, jedoch alle drei Teilfunktionen der Grenzzustandsgleichung, nämlich Widerstand, Einwirkung und Geometrie, abzudecken. Im Rahmen dieser Arbeit konnte durch die Einbeziehung der vierten Bemessungsvariablen $D_{RCM}(t_0)$ eine bessere Anpassung der Bemessungen an die Zielzuverlässigkeit erreicht werden. Die Mittelwerte der Variablen stellen ihre charakteristischen Werte dar.

Die restlichen Modellvariablen, die nicht mit Teilsicherheitsbeiwerten belegt werden (t_0 , T_{ref} , T_{real} , b_e , Δx , C_{crit} , C_0), besitzen in der Regel für alle Bemessungsfälle dieselben Größen oder variieren nur geringfügig und mit geringem Einfluss auf das Bemessungsergebnis. t_0 und T_{ref} sind feste konstante Variablen. T_{real} wird für Deutschland i. d. R. mit ca. 10 °C berücksichtigt. Die Variablen b_e und Δx werden aufgrund des sehr hohen Aufwands nicht fallspezifisch quantifiziert und werden einheitlich mit den in Tabelle 2.11 dargestellten Werten berücksichtigt. Die Variable C_{crit} beeinflusst das Ergebnis der Bemessung maßgebend; ihre Größe ist mit dem hinterlegten Sicherheitskonzept des semiprobabilistischen Nachweisformats verknüpft und darf nicht variiert werden.

Zur Festlegung der Größen der Teilsicherheitsbeiwerte wurde solange experimentiert (trial and error) bis es beim Erreichen des Grenzzustandes, unter der Betrachtung aller Bemessungsfälle, ein eng begrenztes Zuverlässigkeitsspektrum auf Höhe des geforderten Zuverlässigkeitsniveaus eingehalten war (d. h. $\beta \sim 1,5$ bzw. $\beta \sim 0,5$). Dabei wurde der Mittelwert der Betondeckung, d. h. die nominale Betondeckung, als Laufvariable so angepasst, dass der Zielwert des Zuverlässigkeitsindex für den jeweiligen Bemessungsfall erreicht wurde, während die Größen der restlichen Modellvariablen nach Tabelle 2.11 eingesetzt wurden. Bei der Festlegung der Teilsicherheitsbeiwerte wurde eine gewisse Abweichung vom Zielwert des Zuverlässigkeitsindex auch zu geringeren Werten akzeptiert, um aus Wirtschaftlichkeits- und baupraktischen Gründen das Zuverlässigkeitsspektrum in der oberen Grenze einzuschränken. Die so ermittelten Teilsicherheitsbeiwerte sind wie folgt (siehe auch Tabelle 2.12):

γ_α : Teilsicherheitsbeiwert für den Altersexponenten ($\alpha_{RCM,d} = \alpha_{RCM,k} / \gamma_\alpha$)

$$\gamma_\alpha = 1,2 \text{ für } \beta_0 = 1,5$$

$$\gamma_\alpha = 1,05 \text{ für } \beta_0 = 0,5$$

γ_D : Teilsicherheitsbeiwert für den Chloridmigrationskoeffizienten zum Referenzzeitpunkt ($D_{RCM,d}(t_0) = D_{RCM,k}(t_0) \cdot \gamma_D$)

$$\gamma_D = 1,6 \text{ für } \beta_0 = 1,5$$

$$\gamma_D = 1,0 \text{ für } \beta_0 = 0,5$$

γ_C : Teilsicherheitsbeiwert für die Oberflächenchloridkonzentration ($C_{S,\Delta x,d} = C_{S,\Delta x,k} \cdot \gamma_C$)

$$\gamma_C = 1,9 \text{ für } \beta_0 = 1,5$$

$$\gamma_C = 1,05 \text{ für } \beta_0 = 0,5$$

Δc : Teilsicherheitsbeiwert für Betondeckung; identisch zum Vorhaltemaß der Betondeckung ($c_d = c_k - \Delta c \equiv c_{min} = c_{nom} - \Delta c$)

vorgegeben mit $\Delta c = 10 \text{ mm}$

Auch bei der Ermittlung der Teilsicherheitsbeiwerten zur Tragwerksbemessung wurden diese so gewählt, dass die resultierenden Differenzen zwischen den bei verschiedenen Bemessungsfällen erreichten Zuverlässigkeiten und zur Zielzuverlässigkeit minimiert ist (Sørensen *et al.* 1994).

Tabelle 2.12: festgelegte Teilsicherheitsbeiwerte für das semiprobabilistische Nachweisformat für die Expositionsklassen XS2, XS3, XD2 und XD3

Zielwert des Zuverlässigkeitsindex β_0	Teilsicherheitsbeiwerte			
	γ_α	γ_D	γ_C	Δc
1,5 ($p_f = 6,7 \%$)	1,2	1,6	1,9	10 mm
0,5 ($p_f = 30,9 \%$)	1,05	1,0	1,05	10 mm

Die Auswertung der Berechnungen ergab dieselben Teilsicherheitsbeiwerte für die Expositionsklasse XS2 und XS3.

Tabelle 2.13 bis Tabelle 2.16 enthalten die betrachteten Bemessungsfälle zur Ermittlung der Teilsicherheitsbeiwerte. Darin sind die erforderliche nominale Betondeckung zum Erreichen des Zielwerts des Zuverlässigkeitsindex ($\beta_0 = 1,5$ bzw. $0,5$) sowie die errechnete nominale Betondeckung durch die Anwendung des semiprobabilistischen Konzepts mit den festgelegten Teilsicherheitsbeiwerten (Tabelle 2.12) und der damit erreichte Zuverlässigkeitsindex für jeden Bemessungsfall dargestellt.

Bild 2.10 verdeutlicht im Beispiel der Bemessungsfall-Nr. 16 aus Tabelle 2.13 die erbrachte Sicherheit durch die Teilsicherheitsbeiwerte.

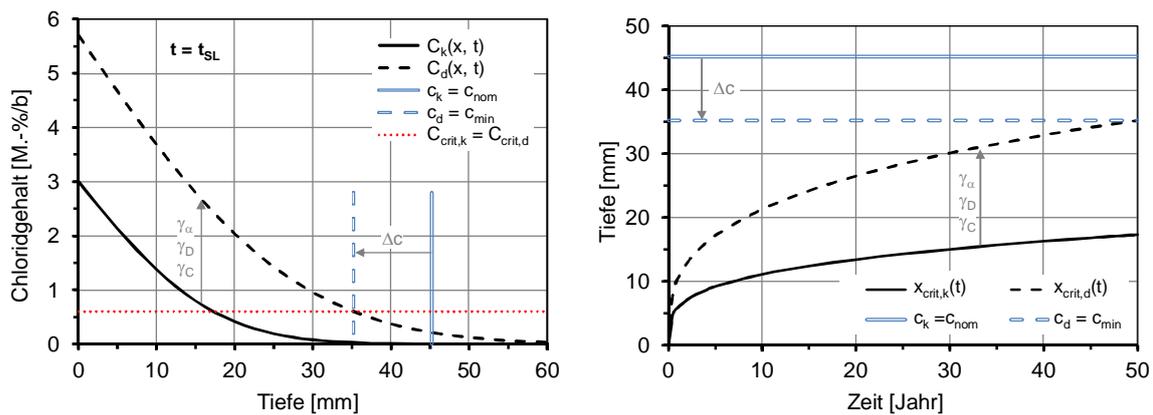


Bild 2.10: semiprobabilistisches Nachweisformat, Auswirkung der Teilsicherheitsbeiwerte auf den berechneten Verlauf des Chloridgehalts (links) sowie die berechnete Tiefe des kritischen korrosionsauslösenden Chloridgehalts (rechts) im Beispiel der Bemessungsfall-Nr. 16 aus Tabelle 2.13; $C_k(x, t)$: charakteristischer Verlauf des Chloridgehalts; $C_d(x, t)$: Bemessungsverlauf des Chloridgehalts

Der additive Teilsicherheitsbeiwert der Betondeckung ist mit ihrem Vorhaltemaß gleichgesetzt. Dieser Beiwert wurde bei der Ermittlung der restlichen drei Teilsicherheitsbeiwerte mit 10 mm festgehalten. Das Vorhaltemaß soll die unvermeidlichen Maßabweichungen aus Biegen und Verlegen des Betonstahls, Art und Einbau der Abstandhalter, Herstellen der Schalung sowie Einbringen und Verdichten des Betons abdecken (DBV-Merkblatt 2011). DIN 1045-2:2008 gibt das Vorhaltemaß der Betondeckung mit 15 mm vor (für XC1 $\Delta c = 10$ mm), womit sichergestellt wird, dass die Mindestbetondeckung als 5 %-Quantil eingehalten ist (s. Abschnitt 2.4.4.10). Das semiprobabilistische Nachweisformat mit den ermittelten Teilsicherheitsbeiwerten soll auch zur Schichtdickenbemessung bei Instandsetzungsmaßnahmen mit Betonersatz angewendet werden (s. Abschnitt 4). Aufgrund der vergleichend kleineren Abmessungen, der geringeren Einbauhöhen und des Entfallens des Betonstahlverlegens fällt das Vorhaltemaß bei einer Instandsetzungsmaßnahme mittels Betonersatz in der Regel wesentlich kleiner als 15 mm aus. Die Größe des Vorhaltemaßes beeinflusst die Größen der restlichen Teilsicherheitsbeiwerte. Wird ein kleineres Vorhaltemaß eingesetzt, so werden für die restlichen Teilsicherheitsbeiwerte insgesamt ungünstigere Größen (höhere Werte) ermittelt, um das Zuverlässigkeitsniveau gleich zu halten (bei gleich bleibender Mindestbetondeckung). Somit kann schlussgefolgert werden, dass unter der Anwendung des erstellten semiprobabilistischen Nachweisformats mit den festgelegten Teilsicherheitsbeiwerten bei Vorhaltemaßen der Betondeckung von größer als 10 mm eine höhere Zuverlässigkeit erreicht wird, und umgekehrt. Bei Vorhaltemaßen von 5 bis 15 mm sind die Differenzen der resultierenden Zuverlässigkeitsindexe relativ klein. Beispielhaft werden für die Bemessungsfall-Nr. 20 aus Tabelle 2.13 und 33 aus Tabelle 2.14 mit dem semiprobabilistischen Konzept und mit einem Vorhaltemaß von 15 mm bzw. 5 mm (statt 10 mm) Zuverlässigkeitsindexe von 1,44 für $\Delta c = 15$ mm und 1,15 für $\Delta c = 5$ mm (statt 1,31) bzw. 1,61 für $\Delta c = 15$ mm und 1,37 für

$\Delta c = 5$ mm (statt 1,68) ermittelt. Die meisten nationalen Anhänge zu *EN 1992-1-1:2004* (außer zum Beispiel *BS 8500-1:2006* (Großbritannien)) geben ein Vorhaltemaß der Betondeckung von geringer als 15 mm vor. Die jeweiligen hinterlegten Sicherheitskonzepte (z. B. c_{min} als 5 %-Quantil) sind dem Autor dieser Arbeit nicht bekannt. *ZTV-W LB 215:2012* gibt ein Vorhaltemaß von 10 mm vor.

Aus den Bemessungsfällen (Tabelle 2.13 bis Tabelle 2.16) wird erkennbar, dass der erreichte Zuverlässigkeitsindex durch das semiprobabilistische Nachweiskonzept erwartungsgemäß für jedes Material mit der Zunahme der Oberflächenchloridkonzentration sowie der Zielnutzungsdauer abnimmt. Die erreichten Zuverlässigkeitsindexe variieren für $\beta_0 = 1,5$ ($\equiv p_f = 6,7$ %) zwischen 1,13 ($\equiv p_f = 12,9$ %) und 2,06 ($\equiv p_f \sim 2$ %) und für $\beta_0 = 0,5$ ($\equiv p_f = 30,9$ %) zwischen 0,32 ($\equiv p_f = 37,4$ %) und 0,87 ($\equiv p_f \sim 19,2$ %). Bei den Bemessungsfällen mit großen Abweichungen des erreichten β von β_0 , d. h. außerhalb $1,3 \leq \beta \leq 1,8$ für $\beta_0 = 1,5$ bzw. $0,3 \leq \beta \leq 0,7$ für $\beta_0 = 0,5$ ($\equiv 3,5$ % $\leq p_f \leq 9,7$ % bzw. $24,2$ % $\leq p_f \leq 34,4$ %), sind die Differenzen zwischen den erforderlichen und berechneten nominalen Betondeckungen in Tabelle 2.13 bis Tabelle 2.16 dargestellt. Die erreichten Zuverlässigkeitsindexe differenzieren sich materialspezifisch.

Bei einer Zielzuverlässigkeit mit $\beta_0 = 1,5$ werden mit den gewählten Teilsicherheitsbeiwerten für Material-Nr. 1 und 3 höhere Zuverlässigkeitsindexe als für Material-Nr. 2 und 4 erreicht. Für Material-Nr. 1 (CEM I-Beton) sind die erforderlichen sowie mit den Teilsicherheitsbeiwerten berechneten Betondeckungen stets sehr groß, sodass dieses Material, erwartungsgemäß, aus wirtschaftlichen und baupraktischen Gründen in der Regel nicht für die Expositionsklassen XS2 / XD2 / XS3 / XD3 eingesetzt werden sollte. In vielen Bemessungsfällen mit Material-Nr. 3 (CEM II/A-V-Beton) wird $\beta_0 = 1,5$ überschritten, während dieser bei den meisten Bemessungsfällen mit Material-Nr. 2 (CEM III/B-Beton) und 4 (CEM III/A+FA) unterschritten wird. Dies würde eine unwirtschaftliche Bemessung im Fall der Material-Nr. 3 und eine Bemessung mit mangelnder Zuverlässigkeit im Fall der Material-Nr. 3 und 4 bedeuten. Aus der Betrachtung der Eingangswerte der Variable Altersexponent (Tabelle 2.11) wird jedoch folgendes ersichtlich. Für Material-Nr. 3 wird der Altersexponent mit einem vergleichend geringeren Variationskoeffizienten von 25 % berücksichtigt, während dieser bei Material-Nr. 2 und 4 44 % bzw. 40 % beträgt. Das heißt, für Material-Nr. 2 und 4 werden in der vollprobabilistischen Bemessung vergleichend größere Unsicherheiten berücksichtigt, was eine konservativere Bemessung (z. B. größere Betondeckung) für diese Materialien zur Folge hat. Im semiprobabilistischen Nachweiskonzept fällt die unterschiedliche Unsicherheiten der Variable Altersexponent durch die gewählten Teilsicherheitsbeiwerte nicht ins Gewicht. Der Altersexponent, mit dem zugleich die Modellunsicherheit berücksichtigt wird (s. Abschnitt 2.4.4.1), ist die Modellvariable mit der größten Auswirkung auf die Bemessungsergebnisse. Die Sensitivitätsanalyse an der

Bemessungsfall-Nr. 34 aus Tabelle 2.14 verdeutlicht den dominierenden Einfluss dieser Variable (s. Bild 2.11).

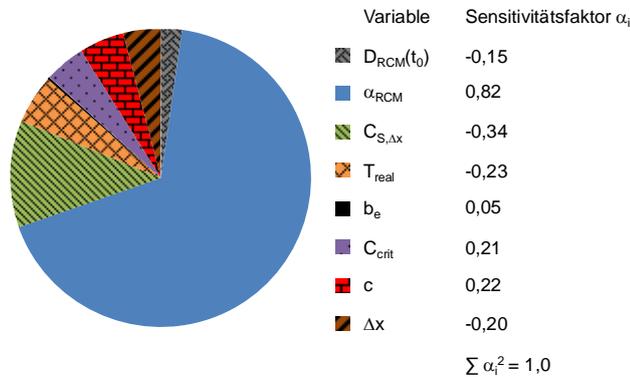


Bild 2.11: Sensitivitätsanalyse im Beispiel der Bemessungsfall-Nr. 34 aus Tabelle 2.14; dominierender Einfluss der Variable Altersexponent α_{RCM}

Der Bemessungswert des Chloridgehalts auf Höhe des Betonstahls wird im semiprobabilistischen Nachweisformat mit folgender Gleichung berechnet:

$$C(c_{min}, t) = C_{0,k} + (C_{S,\Delta x,k} \cdot \gamma_C - C_{0,k}) \cdot \operatorname{erfc} \frac{c_{min} - \Delta x_k}{2 \cdot \sqrt{k_{e,k} \cdot D_{RCM,k}(t_0) \cdot \gamma_D \cdot \left(\frac{t_0}{t_{SL}}\right)^{\frac{\alpha_{RCM,k}}{\gamma_\alpha}} \cdot t_{SL}}} \quad (2.34)$$

Als charakteristische Werte werden die Mittelwerte der Variablen angesetzt.

Wird der scheinbare Chloriddiffusionskoeffizient $D_{app}(t)$ mittels der weiteren Ansätze A und C ermittelt (s. Abschnitt 2.3.2.2), können entsprechend die Mittelwerte der ermittelten Variablen $D_{nss}(t_0)$ und α_{nss} bzw. $D_{nss}(t_0)$ und α_{app} als charakteristische Werte in der Bemessung eingesetzt werden. Für diese Ansätze werden dieselben Teilsicherheitsbeiwerte angewendet, die für den Ansatz B festgelegt wurden.

Tabelle 2.13: betrachtete Bemessungsfälle zur Festlegung von Teilsicherheitsbeiwerten für $\beta_0 = 1,5$

Fall-Nr.	Material siehe Tabelle 2.11	XS2/ XS3	$C_{S,\Delta x}$ [M.%/b]	t [Jahr]	erforderliche c_{nom} [mm] für $\beta_0 = 1,5$	errechnete c_{nom} [mm] durch Beiwerte	erreichter β [-] durch Beiwerte		
1	Mat. 1	XS2	2,0	50	101,3	+14,4 →	115,7	1,85	
2			3,0		121,7	131,2	1,70		
3			4,0		135,5	141,5	1,62		
4			2,0		113,0	125,7	1,78		
5			XS3		3,0	132,5	141,2	1,67	
6					4,0	1145,5	151,5	1,61	
7		100	XS2	2,0	134,8	147,0	1,71		
8				3,0	162,6	167,1	1,57		
9				4,0	181,1	180,5	1,49		
10			XS3	2,0	146,4	157,0	1,66		
11				3,0	173,0	177,2	1,56		
12				4,0	191,0	191,0	1,50		
13			2,0	70	128,0	139,9	1,72		
14			2,0	10	65,3	+12,5 →	77,8	2,06	
15	Mat. 2	XS2	2,0	50	39,9		40,7	1,54	
16			3,0		48,1	45,2	1,38		
17			4,0		53,6	48,2	1,31		
18			2,0		50,5	50,7	1,51		
19			XS3		3,0	58,5	55,2	1,38	
20					4,0	63,6	58,2	1,31	
21				5,0		67,6	-7,1 →	60,5	1,26
22		100	XS2	2,0	52,2	48,2	1,37		
23				3,0	63,4	-9,6 →	53,8	1,23	
24				4,0	70,8	-13,3 →	57,5	1,16	
25			XS3	2,0	62,3	58,2	1,37		
26				3,0	73,0	-9,2 →	63,8	1,25	
27	4,0			80,3	-12,8 →	67,5	1,18		
28			5,0		85,7	-15,5 →	70,2	1,13	
29			4,0	70	71,1	-8,6 →	62,5	1,24	
30			2,0	10	35,0		38,6	1,80	

Tabelle 2.14: betrachtete Bemessungsfälle zur Festlegung von Teilsicherheitsbeiwerten für $\beta_0 = 1,5$ (Fortsetzung der Tabelle 2.13)

Fall-Nr.	Material siehe Tabelle 2.11	XS2/ XS3	$C_{S,\Delta x}$ [M.%/b]	t [Jahr]	erforderliche c_{nom} [mm] für $\beta_0 = 1,5$	errechnete c_{nom} [mm] durch Beiwerte	erreichter β [-] durch Beiwerte	
31	Mat. 3	XS2	2,0	50	44,4	+10,2 →	54,6	1,88
32			3,0		53,5	61,2	1,75	
33			4,0		59,6	65,5	1,68	
34			2,0		55,2	+9,4 →	64,6	1,83
35		XS3	3,0	64,0	71,2	1,73		
36			4,0	69,7	75,5	1,67		
37		XS2	2,0	54,3	63,1	1,75		
38			3,0	65,8	70,9	1,63		
39			4,0	73,4	76,0	1,56		
40			XS3	2,0	100	64,6	73,0	1,73
41				3,0	75,7	80,9	1,63	
42				4,0	83,0	86,0	1,57	
43			5,0	88,6	89,8	1,53		
44		4,0	70	75,8	80,3	1,62		
45	2,0	10	41,0	+8,9 →	49,9	2,08		
46	Mat. 4	XS2	2,0	50	46,7	46,4	1,49	
47			3,0		56,6	51,8	1,35	
48			4,0		63,1	-7,8 →	55,3	1,28
49			2,0		57,0	56,4	1,48	
50		XS3	3,0	66,5	61,8	1,45		
51			4,0	73,0	-7,7 →	65,3	1,29	
52			5,0	77,6	-9,6 →	68,0	1,25	
53		XS2	2,0	100	60,6	54,6	1,35	
54			3,0		73,8	-12,6 →	61,2	1,22
55			4,0		82,5	-17,0 →	65,5	1,15
56	2,0		70,4		64,6	1,36		
57	3,0		83,1		-11,9 →	71,2	1,24	
58	4,0		91,7		-16,2 →	75,5	1,17	
59	XS3		2,0		63,0	60,2	1,42	
60			3,0		70	74,0	66,1	1,30
61			4,0		81,3	-11,3 →	70,0	1,23
62	2,0	10	38,6	42,8	1,79			

Tabelle 2.15: betrachtete Bemessungsfälle zur Festlegung von Teilsicherheitsbeiwerten für $\beta_0 = 0,5$

Fall-Nr.	Material siehe Tabelle 2.11	XS2/ XS3	$C_{S,\Delta x}$ [M.%/b]	t [Jahr]	erforderliche c_{nom} [mm] für $\beta_0 = 0,5$	errechnete c_{nom} [mm] durch Beiwerte	erreichter β [-] durch Beiwerte
1	Mat. 1		2,0	50	65,6	66,3	0,52
2		XS2	3,0		81,0	74,0	0,44
3			4,0		91,0	87,2	0,40
4			2,0		73,7	76,3	0,58
5		XS3	3,0		89,0	89,0	0,50
6			4,0		99,0	97,4	0,46
7			2,0		85,1	82,1	0,43
8		XS2	3,0		105,3	$-6,9 \rightarrow$ 98,4	0,36
9			4,0	100	118,4	$-9,5 \rightarrow$ 108,9	0,32
10			2,0		92,1	92,1	0,5
11		XS3	3,0		112,3	108,4	0,42
12			4,0		125,5	$-6,6 \rightarrow$ 118,9	0,38
13		2,0			21,2	$+4,2 \rightarrow$ 25,4	0,76
14	Mat. 2	XS2	3,0		50	25,9	28,9
15			4,0	28,9		31,2	0,61
16			2,0	30,9		$+4,5 \rightarrow$ 35,4	0,77
17		XS3	3,0	35,6		38,9	0,67
18			4,0	38,7		41,2	0,62
19			2,0	26,2		28,9	0,63
20		XS2	3,0		32,2	33,1	0,54
21			4,0	100	35,9	35,9	0,50
22			2,0		35,4	38,9	0,66
23		XS3	3,0		41,5	43,1	0,57
24			4,0		45,4	45,9	0,52
25			2,0			25,0	$+6,1 \rightarrow$ 31,1
26	Mat. 3	XS2	3,0		50	30,5	$+5,4 \rightarrow$ 35,9
27			4,0	34,1		$+4,9 \rightarrow$ 39,0	0,74
28			2,0	34,9		$+6,2 \rightarrow$ 41,1	0,86
29		XS3	3,0	40,3		$+5,7 \rightarrow$ 46,0	0,79
30			4,0	43,9		$+5,1 \rightarrow$ 49,0	0,74

Tabelle 2.16: betrachtete Bemessungsfälle zur Festlegung von Teilsicherheitsbeiwerten für $\beta_0 = 0,5$ (Fortsetzung der Tabelle 2.15)

Fall-Nr.	Material siehe Tabelle 2.11	XS2/ XS3	$C_{S,\Delta x}$ [M.%/b]	t [Jahr]	erforderliche c_{nom} [mm] für $\beta_0 = 0,5$	errechnete c_{nom} [mm] durch Beiwerte	erreichter β [-] durch Beiwerte		
31	Mat. 4	XS2	2,0	100	29,0	+5,6 →	34,6	0,78	
32			3,0		35,6		40,1	0,69	
33			4,0		39,8	43,7	0,65		
34			2,0		38,5	+6,1 →	44,6	0,79	
35			XS3		3,0	45,1	+5,0 →	50,1	0,71
36			4,0		49,3	53,7	0,67		
37		XS2	2,0	50	23,9	+4,1 →	28,0	0,72	
38			3,0		29,3	32,0	0,62		
39			4,0		32,8	34,6	0,58		
40			2,0		33,5	+4,5 →	38,0	0,74	
41			XS3		3,0	38,9	42,0	0,64	
42			4,0		42,4	44,7	0,60		
43	XS2	2,0	100	29,0		31,6	0,61		
44		3,0		35,8	36,4	0,52			
45		4,0		40,1	39,6	0,48			
46		2,0		38,2	41,6	0,64			
47		XS3		3,0	45,0	46,4	0,55		
48		4,0		49,4	49,6	0,51			

2.6 Vereinfachtes Nachweisformat zur Dauerhaftigkeitsbemessung mit Nomogrammen

Im Gegensatz zum vollprobabilistischen Nachweisformat, welches gesonderte Fachkenntnisse und spezielle numerische Softwares erfordert, wird mit dem semiprobabilistischen Nachweisformat dem planenden Ingenieur ein leicht bedienbares Instrument zur Dauerhaftigkeitsbemessung bereitgestellt. Um auch eine Auseinandersetzung mit Gleichungen zu umgehen und die Bemessung noch einfacher zu gestalten, können aus dem semiprobabilistischen Nachweisformat Bemessungsnomogramme entwickelt werden.

Beim Nachweisformat mit Nomogrammen wird der funktionale Zusammenhang zwischen den gewichteten Modellvariablen aus dem semiprobabilistischen Nachweisformat graphisch dargestellt, wobei nur eine stark reduzierte Anzahl der Modellvariablen berücksichtigt werden (vgl. Bild 1.1).

Nomogramme sind im Allgemeinen graphische Hilfsmittel zur Lösung komplizierter Gleichungen mit mehreren Unbekannten. Bekannte Beispiele im Bauwesen aus Tragwerksbemessung sind hier zum Beispiel Nomogramme für Abminderungsfaktoren für Biegeknicken und Biegedrillknicken im Stahlbau oder Tafeln für die Ermittlung der Kriechzahl im Stahlbetonbau.

In Anhang D, Bild D.1 bis Bild D.19, sind die entwickelten Bemessungsnomogramme dargestellt. Zur Erstellung der Nomogramme wurde die mathematische Gleichung zur Berechnung des Bemessungswerts des Chloridgehalts auf Höhe des Betonstahls (Gl. (2.34)) in mehrere Teilfunktionen zerlegt (Gl. (2.35) bis (2.38)), sodass jede Teilfunktion eine der im Nomogramm berücksichtigten Variablen enthält, und dass die Multiplikation dieser Teilfunktionen wieder die Ausgangsgleichung ergibt. Dabei wurden für den Chloridgehalt auf Höhe des Betonstahls der kritische korrosionsauslösende Chloridgehalt C_{crit} und für die Zeit die Zielnutzungsdauer t_{SL} angesetzt, um die Grenzzustandsgleichung zu bilden.

$$c_{min} - \Delta x_k = f(C_{S,\Delta x}) \cdot f(D_{RCM}(t_0)) \cdot f(\alpha_{RCM}, t_{SL}) \quad (2.35)$$

$$f(C_{S,\Delta x}) = 2 \cdot \operatorname{erfc} \left(\frac{C_{crit,k}}{C_{S,\Delta x,k} \cdot \gamma_C} \right) \quad (2.36)$$

$$f(D_{RCM}(t_0)) = \sqrt{D_{RCM}(t_0) \cdot \gamma_D} \quad (2.37)$$

$$f(\alpha_{RCM}, t_{SL}) = \sqrt{k_{e,k} \cdot \left(\frac{t_0}{t_{SL}}\right)^{\frac{\alpha_{RCM,k}}{\gamma_\alpha}} \cdot t_{SL}} \quad (2.38)$$

Im Idealfall sollten alle vier Bemessungsvariablen Chloridmigrationskoeffizient zum Referenzzeitpunkt $D_{RCM}(t_0)$, Altersexponent α_{RCM} , Oberflächenchloridkonzentration $C_{s,\Delta x}$ und Betondeckung c sowie die Zielnutzungsdauer t_{SL} im Nomogramm getrennt berücksichtigt werden, vgl. Bild 2.12. Es können jedoch die Modellvariablen Altersexponent α_{RCM} und Zielnutzungsdauer t_{SL} nicht in zwei voneinander unabhängige Teilfunktionen gebracht werden. Aus diesem Grund wurde jedes Nomogramm für eine bestimmte (konstante) Zielnutzungsdauer erstellt und somit entfiel der untere Quadrant aus dem Bild 2.12. Um die Anzahl der Nomogramme möglichst klein zu halten, wurden lediglich die Zielnutzungsdauern von 10, 20, 30, 40, 50, 70 und 100 Jahren berücksichtigt. Wo es die Auflösung der Nomogramme erfordert, sind diese in zwei separate Nomogramme mit $D_{RCM}(t_0)$ -Bereichen von 0 bis 2 und von 2 bis 20 m²/s aufgeteilt worden.

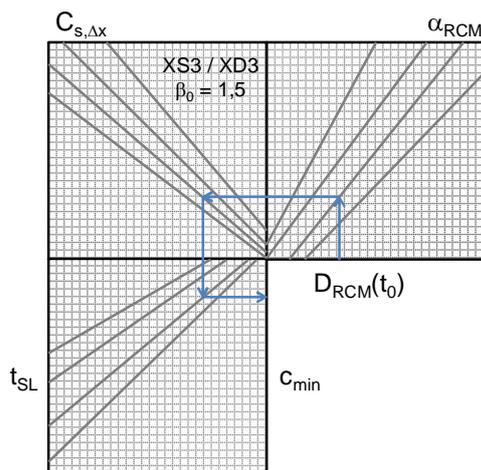


Bild 2.12: ideales Format des Bemessungsnomogramms mit der separaten Berücksichtigung aller Bemessungsvariablen sowie der Zielnutzungsdauer

Der Chloridmigrationskoeffizient zum Referenzzeitpunkt $D_{RCM}(t_0)$ ist hier der Eingangswert; die restlichen Variablen finden über Linienscharen in dem jeweiligen Quadranten Berücksichtigung. Jede Linie der Schar repräsentiert hier einen konkreten Wert. Dieser Wert bezieht sich auf den charakteristischen Wert (ohne Sicherheitsbeiwert) der Variablen. Die Sicherheitsbeiwerte γ_α , γ_D und γ_C werden durch den Verlauf der Linien berücksichtigt. Als Ergebnis kann die erforderliche Mindestbetondeckung, d. h. der Bemessungswert der Betondeckung, abgelesen werden, die für eine bestimmte Zielnutzungsdauer zum Erreichen der Zielzuverlässigkeit ($\beta_0 = 0,5$ bzw. $1,5$) erforderlich ist. Selbstverständlich ist das Nomogramm auch reversibel und es kann für eine vorgegebene Mindestbetondeckung ein dazu benötigter Chloridmigrationskoeffizient zum Referenzzeitpunkt $D_{RCM}(t_0)$ ermittelt werden.

Wie das semiprobabilistische Nachweisformat kann auch das Nachweisformat mit den Nomogrammen bei einer Ermittlung des scheinbaren Chloriddiffusionskoeffizienten nach den Ansätzen A und C (s. Abschnitt 2.3.2.2) verwendet werden. Hierbei werden die entsprechenden charakteristischen Werte der Variablen $D_{nss}(t_0)$ und α_{nss} bzw. $D_{nss}(t_0)$ und α_{app} in den Nomogrammen berücksichtigt.

Dieselben Nomogramme werden auch zur Ermittlung der Restnutzungsdauer bestehender Bauwerke (Abschnitt 3) sowie zur Bestimmung der Schichtdicken bei einer Instandsetzungsmaßnahme mittels Betonersatz (Abschnitt 4) verwendet. Aus diesem Grund enthalten die Nomogramme weitere Variablen ($d_{E,min}$ und $D_{app}(t_0)$), die in den entsprechenden Abschnitten 3 bzw. 4 definiert werden.

Die Nomogramme sind für die Expositionsklassen XS3 / XD3 erstellt worden. Sie können auch für die Bauteile der Expositionsklassen XS2 / XD2 verwendet werden, indem die Mindestbetondeckung als Ausgangsparameter (Ergebnis der Bemessung) um 10 mm (angenommener Mittelwert der Tiefe der Konvektionszone) verringert und als Eingangsparameter (z. B. zur Ermittlung des erforderlichen $D_{RCM}(t_0)$) um den Betrag von 10 mm erhöht wird.

Aus Ausführungs- und baupraktischen Gründen wurden das Mindestmaß und der Maximalwert der Mindestbetondeckung zu 20 bzw. 80 mm gesetzt.

Voraussetzungen für die Anwendung der Bemessungsnomogramme sind dem Anhang D zu entnehmen.

Als ein Bemessungsbeispiel soll für den Unterwasserbereich (XS2) einer Kaimauer an der Nordseeküste (angenommen $C_{S,\Delta x} = 4,0$ M.-%/b) mit einer festgelegten Mindestbetondeckung von 50 mm, einer Zielnutzungsdauer von 70 Jahren und einer Zielzuverlässigkeit mit $\beta_0 = 1,5$ der Beton aus einem CEM III/B-Zement mit Hilfe der Nomogramme konzipiert werden. Mit der Wahl eines Altersexponenten von $\alpha_{RCM} = 0,45$ (Tabelle 2.5) und aus dem Nomogramm im Bild D.4, Anhang D, muss der Beton einen $D_{RCM}(t_0=28d)$ mit einem Mittelwert von höchstens ca. $2,65 \cdot 10^{-12}$ m²/s nachweisen (s. Bild 2.13). Es ist zu beachten, dass der Eingangswert der Mindestbetondeckung für das Nomogramm im Bild D.4 mit 60 mm gewählt werden muss (XS2).

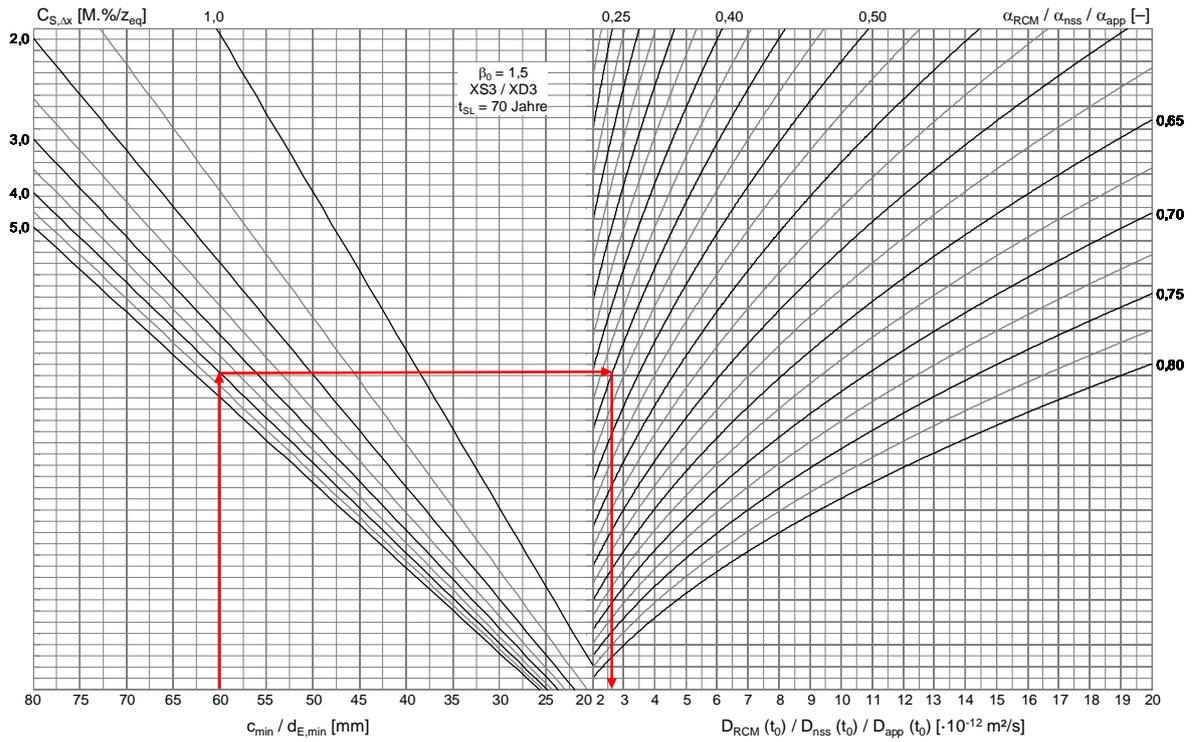


Bild 2.13: Bemessungsnomogramm für XS3 / XD3, Ziellebensdauer $t_{SL}=70$ Jahre, Zielzuverlässigkeit $\beta_0=1,5$, $2 \leq D(t_0) \leq 20$ (Bild D.4 aus Anhang D)

3 Dauerhaftigkeitsbewertung von bestehenden Stahlbetonbauteilen unter Chlorideinwirkung

3.1 Einführung

Die Auseinandersetzung mit bestehenden Bauwerken bestimmt einen wesentlichen Teil der Aktivitäten in der Baubranche. Die steigende Altersstruktur der Bauwerke erfordert eine Erhöhung des Inspektions-, Wartungs- und Instandsetzungsaufwands. Für die Bewertung des Bauwerksbestandes sind Konzepte zur Ermittlung von Restnutzungsdauern erforderlich.

Im Abschnitt 3.2 wird ein vereinfachtes Nachweiskonzept vorgestellt, mit dem eine Bewertung der Dauerhaftigkeit von mit Chloriden beanspruchten Stahlbetonbauteilen durch die Abschätzung ihrer Restnutzungsdauer ermöglicht wird. Das Nachweiskonzept basiert auf demselben Grenzzustand und demselben Bemessungsmodell zur Dauerhaftigkeitsbemessung von Neubauten im Abschnitt 2. Es werden die im Anhang D erstellten Nomogramme verwendet. Hierfür werden die benötigten Kenngrößen aus durch Bauwerksinspektionen gewonnenen Daten abgeleitet. Das für Bemessung der Neubauten festgelegte Sicherheitsniveau nach *DAfStb Positionspapier 2008* mit dem Zielwert des Zuverlässigkeitsindex von $\beta_0 = 1,5$ bzw. $0,5$ wird beibehalten.

Auf vollprobabilistischer Ebene erfolgt die Ermittlung der Restnutzungsdauer durch die Betrachtung des zeitlichen Verlaufs des Zuverlässigkeitsindex, vgl. Bild 3.1, links. Eine Gegenüberstellung des erreichten Zuverlässigkeitsindex zum betrachteten Zeitpunkt, welcher den Istzustand darstellt, mit der Zielzuverlässigkeit, welche den Mindest-Sollzustand für den definierten Grenzzustand festlegt, ergibt den vorhandenen Abnutzungsvorrat im Sinne von *DIN 31051:2012*.

Auf semiprobabilistischer Ebene wird die Restnutzungsdauer durch die Betrachtung des Bemessungsverlaufs der Tiefenlage des kritischen korrosionsauslösenden Chloridgehalts ermittelt, vgl. Bild 3.1, rechts. Die Differenz zwischen der Tiefenlage des kritischen korrosionsauslösenden Chloridgehalts zum betrachteten Zeitpunkt mit der Mindestbetondeckung ergibt den vorhandenen Abnutzungsvorrat.

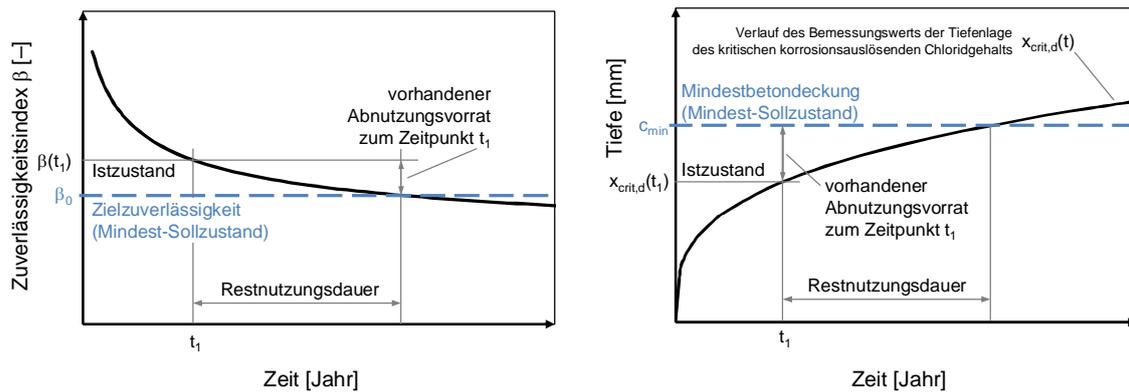


Bild 3.1: Ermittlung der Restnutzungsdauer im vollprobabilistischen (links) und semiprobabilistischen (rechts) Nachweisformat

3.2 Vereinfachtes Nachweiskonzept zur Ermittlung der Restnutzungsdauer mit Nomogrammen

Nachfolgend wird eine Verfahrensweise zu einer näherungsweise Ermittlung der Restnutzungsdauer bestehender Bauwerke mit Hilfe der Bemessungsnomogramme im Anhang D vorgestellt. Im nächsten Abschnitt folgen zwei Anwendungsbeispiele.

Die Eingangsparameter der Nomogramme zur Ermittlung der Restnutzungsdauer sind $D_{app}(t_0)$, α_{app} , $C_{S,\Delta x}$ und c_{min} und können aus der Messung der Betondeckung sowie des tiefenabhängigen Chloridgehalts des Bauteils hergeleitet werden. Der Eingangsparameter Mindestbetondeckung c_{min} wird als 5%-Quantil der am Bauteil gemessenen Betondeckungen angesetzt. Die weiteren Eingangsparameter werden aus dem Chloridprofil abgeleitet, welches den Mittelwert der tiefengestaffelt gemessenen Chloridgehalte darstellt und durch eine Regressionsanalyse erstellt wird.

Der scheinbare Chloriddiffusionskoeffizient zum Zeitpunkt der Inspektion $D_{app}(t_{insp})$ sowie die Oberflächenchloridkonzentration bzw. Chloridkonzentration in der Tiefe Δx (Konvektionszone) $C_{S,\Delta x,insp}$ werden durch eine Regressionsanalyse nach Gleichung (2.5) berechnet (s. Abschnitt 2.3.2.2.1). Messwerte im oberflächennahen Bereich mit Abweichung vom reinen Diffusionsverhalten (Δx) sind bei der Regression nicht zu berücksichtigen, sofern diese den Verlauf des Chloridprofils begünstigen. Die Messwerte innerhalb der Konvektionszone sind jedoch zu berücksichtigen, falls ohne sie niedrigere Chloridgehalte innerhalb der Konvektionszone berechnet werden (s. Beispiel 3.1). Das heißt, die Konvektionszone wird in diesem Fall für die Bestimmung der Parameter $D_{app}(t_{insp})$ und $C_{S,\Delta x,insp}$ gleich Null gesetzt. Für den Parameter $C_{S,\Delta x,insp}$ ist dennoch der Chloridgehalt in der Tiefe $\Delta x = 10$ mm aus dem Chloridprofil zu berechnen und für die Bemessung mit den Nomogrammen anzusetzen. Für Bauteile der Expositionsklassen XS3 /

XD3 ist eine Konvektionszone von $\Delta x = 10$ mm anzusetzen. Für Bauteile der Expositionsklassen XS2 / XD2 ist auf eine Konvektionszone zu verzichten ($\Delta x = 0$).

Für eine realitätsnahe Ermittlung des Verlaufs des Chloridgehalts soll das Intervall zwischen den Messtiefen möglichst klein gewählt werden. Für die Regressionsanalyse sind mindestens drei Messwerte erforderlich. Innerhalb der Betondeckung sind in mindestens drei Tiefenbereichen der Chloridgehalt zu ermitteln. Die erste mittlere Messtiefe soll im oberflächennahen Bereich für XS2 / XD2 kleiner als 10 mm betragen, d. h. Probenahme im 20 mm Oberflächenbereich. Für die Bauteile der Expositionsklassen XS3 / XD3 soll der erste Messbereich nach der Konvektionszone zwischen 10 und 40 mm betragen.

Die Eingangsparameter instationärer Chloriddiffusionskoeffizient $D_{nss}(t_0)$ und Chloridmigrationskoeffizient $D_{RCM}(t_0)$ der Nomogramme beziehen sich auf einem Referenzzeitpunkt von 28 Tagen. Für die Nutzung der Nomogramme zur Ermittlung der Restnutzungsdauer ist der scheinbare Chloriddiffusionskoeffizient zum Zeitpunkt der Inspektion $D_{app}(t_{insp})$ auf den entsprechenden Wert zum Referenzzeitpunkt von 28 d umzurechnen ($D_{app}(t_0)$). Bei der Ermittlung der Eingangsparameter $D_{app}(t_0)$ sowie Altersexponent α_{app} wird unterschieden, ob Chloridprofile nur zu einem oder zu mehr als einem Inspektionszeitpunkt vorhanden sind.

Steht ein mittleres Chloridprofil aus nur einem Inspektionszeitpunkt zur Verfügung, wird der scheinbare Chloriddiffusionskoeffizient zum Referenzzeitpunkt $D_{app}(t_0=28d)$ anhand folgender Gleichung berechnet:

$$D_{app}(t_0) = \frac{1}{k_e} \cdot D_{app}(t_{insp}) \cdot \left(\frac{t_0}{t_{insp}}\right)^{-\alpha_{app}} \quad (3.1)$$

mit $k_e = 0,56$ [-] (s. u.), $t_0 = 28$ [d] oder 0,0767 [Jahr] und α_{app} abhängig von der Bindemittelart aus Tabelle 2.5 (d. h. $\alpha_{app} = \alpha_{RCM}$). Ist die Bindemittelart nicht bekannt, darf α_{app} mit 0,20 angesetzt werden.

Die Kennwerte zum Zeitpunkt t_0 ($D_{RCM}(t_0)$, $D_{nss}(t_0)$, $D_{app}(t_0)$) in den Nomogrammen basieren auf einer Temperaturannahme von 20 °C. Der bauwerksbezogene Kennwert $D_{app}(t_{insp})$ bezieht sich auf eine mittlere Jahrestemperatur von 10° C. Deshalb wird zur Ermittlung des Parameters $D_{app}(t_0)$ der Temperaturkoeffizient mit $k_e = 0,56$ berücksichtigt, was einem $T_{ref} = 20$ °C und $T_{real} = 10$ °C entspricht (vgl. Abschnitt 2.4.4.5).

Falls Chloridprofile aus Inspektionen zu verschiedenen Zeitpunkten vorliegen, kann der Altersexponent α_{app} gemäß Bild 3.2, identisch zum Ansatz C zur Ermittlung von $D_{app}(t)$ im Abschnitt 2.3.2.2.4, ermittelt werden. Voraussetzung hierfür ist, dass die erste hierbei einbezogene Inspektion mindestens 10 Jahre nach Beaufschlagungsbeginn erfolgt ist; der

zeitliche Abstand zu den weiteren Inspektionen muss jeweils mindestens 5 Jahre betragen. Damit soll sichergestellt werden, dass die erstellten Chloridprofile den realitätsnahen Widerstand des Betonbauteils gegen das Chlorideindringen in der exponierten Umgebung widerspiegeln. Alternativ kann die Ermittlung des Altersexponenten auch durch Felduntersuchungen von Bauwerken mit gleicher Betonzusammensetzung, Ausführungsqualität und Einwirkungsbedingung erfolgen. Der Altersexponent α_{app} darf einen maximalen Wert von 0,80 nicht überschreiten.

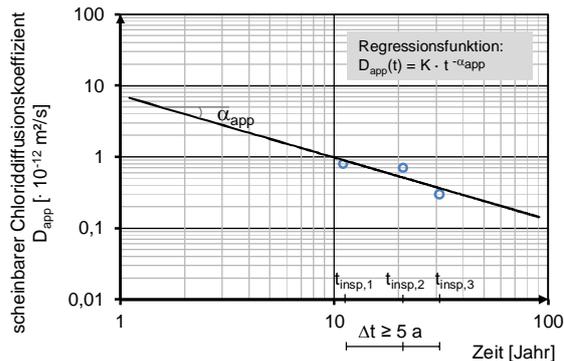


Bild 3.2: Ermittlung des Altersexponenten α_{app} anhand Chloridprofilen zu verschiedenen Zeitpunkten; K : aus der Regressionsanalyse entstandene Konstante

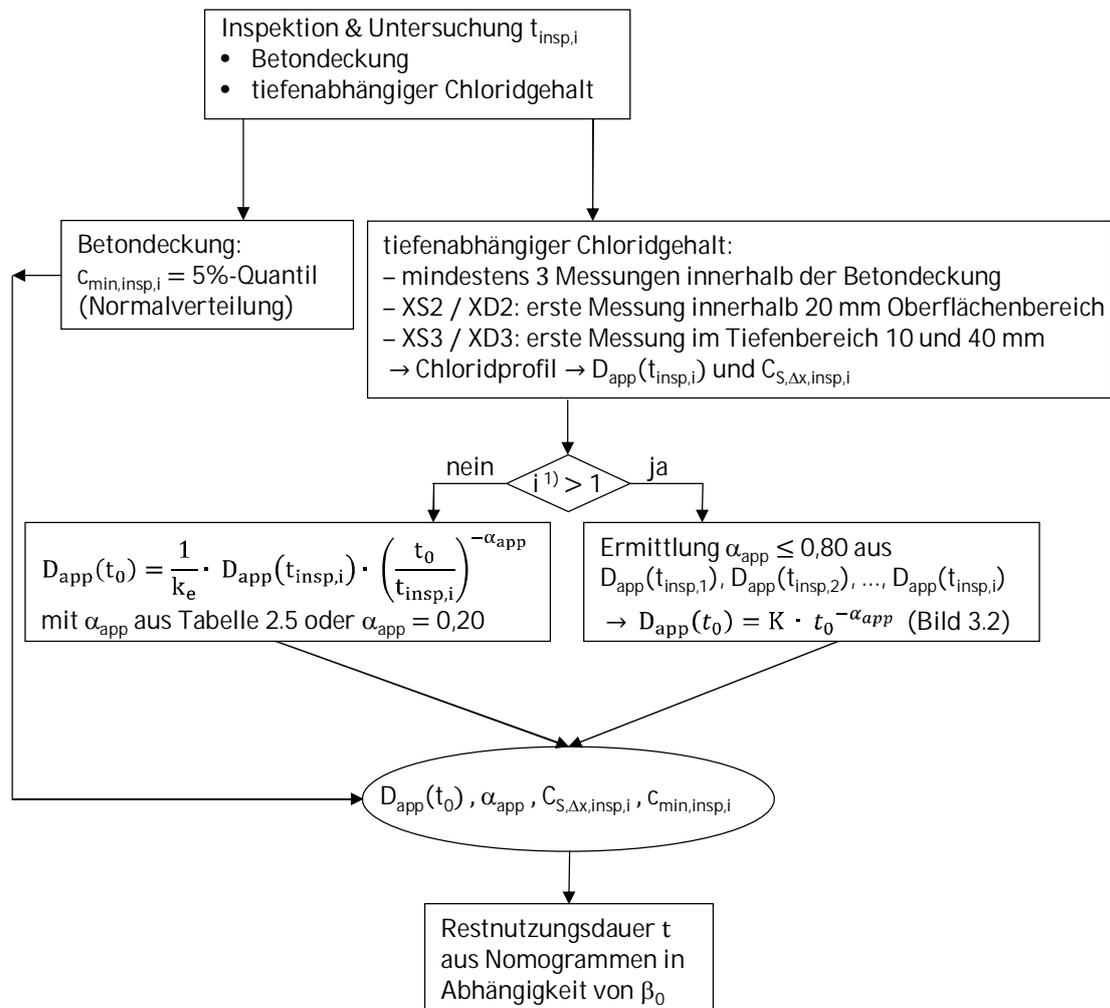
$D_{app}(t_0=28d)$ wird durch die ermittelte Regressionsfunktion wie folgt berechnet:

$$D_{app}(t_0) = K \cdot t_0^{-\alpha_{app}} \quad (3.2)$$

Darin ist K eine Konstante, die durch die Regressionsanalyse entsteht.

Mit den berechneten Altersexponenten α_{app} und $D_{app}(t_0)$ sowie $C_{S,\Delta x,insp}$ aus der letzten Inspektion kann die Restnutzungsdauer mit Hilfe der Nomogramme im Anhang D, Bild D.1 bis Bild D.19, abgeschätzt werden.

Bild 3.3 stellt den schematischen Ablauf der Ermittlung der Restnutzungsdauer eines Bauteils in Abhängigkeit vom Vorliegen von Inspektionsdaten dar.



¹⁾ $t_{insp,i=1} \geq 10$ Jahre; bei $i > 1$ soll der zeitliche Abstand zwischen den Messungen mindestens 5 Jahre betragen

Bild 3.3: Ablaufschema zur Ermittlung der Restnutzungsdauer

3.3 Anwendungsbeispiele zur Ermittlung der Restnutzungsdauer mit Nomogrammen

Nachfolgend werden zwei Beispiele zur Ermittlung der Restnutzungsdauer mit Hilfe der Nomogramme aufgeführt. Beim Beispiel 3.1 handelt es sich um das zur Validierung des Bemessungsmodells dargestellte Beispiel 2.1 im Abschnitt 2.4.5.2. Bei den restlichen Beispielen im Abschnitt 2.4.5.2 erfüllen die gemessenen Chloridgehalte die Randbedingungen zur Erstellung des Chloridprofils und Anwendung der Nomogramme nicht.

Beispiel 3.1: Beispiel 2.1 aus dem Abschnitt 2.4.5.2

Tabelle Bsp. 3.1-1: Informationen zum Bauteil

Bauteiltyp und -ort	Brückenpfeiler über der Ostsee in Dänemark, XS3
Betonzusammensetzung	CEM I, w/z: 0,35 – 0,50
Betondeckung	$c_{\text{nom}} = 45 \text{ mm}$, $\Delta c = 5 \text{ mm}$ ($c_{\text{min}} = 40 \text{ mm}$)
Bauteilalter zum Inspektionszeitpunkt	32 Jahre
Zielzuverlässigkeit	$\beta_0 = 0,5$

Tabelle Bsp. 3.1-2: gemessene Chloridgehalte zum Inspektionszeitpunkt von 32 Jahren

mittlere Messtiefe [mm]	Anzahl Messungen [-]	Chloridgehalt [M.-%/b]	
		μ	σ
7,5	17	1,39	0,66
22,5	17	0,83	0,39
45	17	0,59	0,24
75	17	0,36	0,20

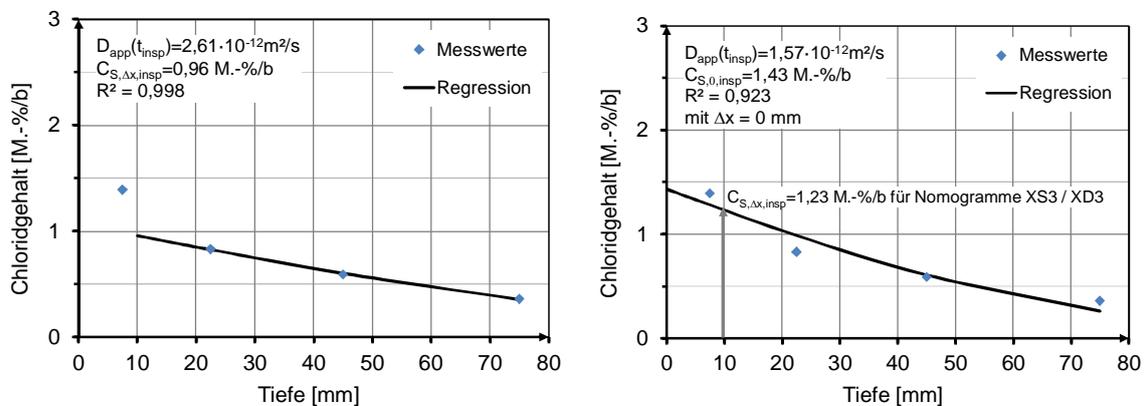


Bild Bsp. 3.1-1: Ermittlung von $D_{\text{app}}(t_{\text{insp}})$ und $C_{S,\Delta x,\text{insp}}$ durch Regressionsanalyse (z. B. mit Hilfe der Funktion „Solver“ in Microsoft Excel); links: ohne Berücksichtigung des ersten, innerhalb der Konvektionszone ($\Delta x = 10 \text{ mm}$) liegenden Chloridgehalts; rechts: mit Berücksichtigung des Chloridgehalts innerhalb der Konvektionszone

Bild Bsp. 3.1-1, rechts $\rightarrow D_{\text{app}}(t_{\text{insp}}) = 1,57 \cdot 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$ und $C_{S,\Delta x,\text{insp}} = 1,23 \text{ M.-%/b}$

Altersexponent $\alpha_{\text{app}} = 0,30$ (Tabelle 2.5, CEM I)

$$D_{\text{app}}(t_0) = \frac{1}{k_e} \cdot D_{\text{app}}(t_{\text{insp}}) \cdot \left(\frac{t_0}{t_{\text{insp}}}\right)^{-\alpha_{\text{app}}} = 17,1 \frac{\text{m}^2}{\text{s}}$$

Bild D19 ($t_{\text{SL}} = 10 \text{ Jahre}$) $\rightarrow c_{\text{min}} = 38 \text{ mm}$

Bild D18 ($t_{SL} = 20$ Jahre) $\rightarrow c_{min} = 46$ mm

Die Nutzungsdauer für die gewünschte Zuverlässigkeit von $\beta_0 = 0,5$ wird damit ca. 12 Jahre berechnet, welche mit dem Ergebnis der vollprobabilistischen Berechnung (Abschnitt 2.4.5.2, Beispiel 2.1) mit ca. 18 Jahren gut übereinstimmt, vgl. Bild Bsp. 3.1.2.

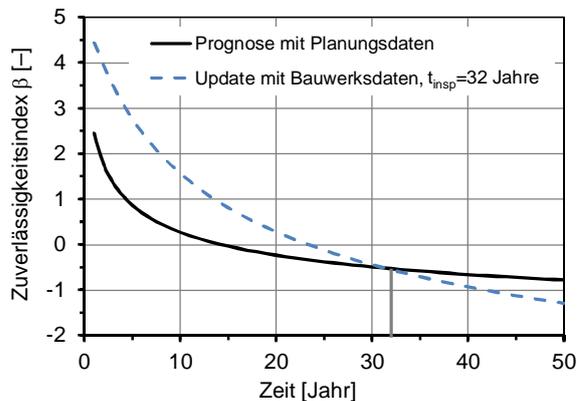


Bild Bsp. 3.1-2: vollprobabilistische Ermittlung der Nutzungsdauer; Beispiel 2.1 aus Abschnitt 2.4.5.2 mit der Darstellung des β - t -Verlaufs vor dem Inspektionszeitpunkt

Beispiel 3.2:

Tabelle Bsp. 3.2-1: Informationen zum Bauteil

Bauteiltyp und -ort	Meerwasserbauwerk an der Nordseeküste, XS3
Betonzusammensetzung	CEM III/A
Bauteilalter zum Inspektionszeitpunkt	10 und 20 Jahre
Betondeckung	$c_{nom} = 60$ mm, $\Delta c = 10$ mm ($c_{min} = 50$ mm)
Zielzuverlässigkeit	$\beta_0 = 1,5$

Tabelle Bsp. 3.2-2: gemessene Chloridgehalte zum Inspektionszeitpunkt von 10 Jahren

	Chloridgehalt [M.-%/b]				
	mittlere Messtiefe [mm]				
	5	15	25	35	45
1	2,85	2,23	0,77	0,23	0,06
2	2,01	1,86	0,76	0,13	0,08
3	2,75	2,33	0,73	0,17	0,06
4	1,83	1,67	0,55	0,19	0,06
5	2,00	1,79	0,56	0,15	0,06
Mittelwert	2,00	1,98	0,67	0,17	0,06
Standardabweichung	0,474	0,288	0,110	0,038	0,009

Tabelle Bsp. 3.2-3: gemessene Chloridgehalte zum Inspektionszeitpunkt von 20 Jahren

	Chloridgehalt [M.-%/b]					
	mittlere Messtiefe [mm]					
	5	15	25	35	45	55
Mittelwert	2,65	2,20	0,98	0,23	0,10	0,05
Standardabweichung *	0,530	0,440	0,196	0,046	0,020	0,010

* angenommen als 20 % des Mittelwerts (für die vollprobabilistische Berechnung)

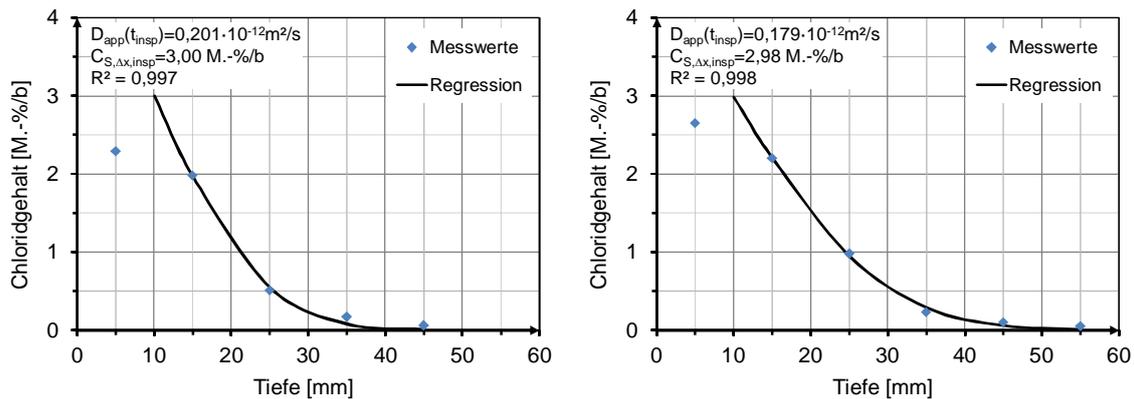


Bild Bsp. 3.2-1: Ermittlung von $D_{app}(t_{insp})$ und $C_{S,\Delta x,insp}$ zum Inspektionszeitpunkt von 10 Jahren (links) und 20 Jahren (rechts) durch Regressionsanalyse (z. B. mit Hilfe der Funktion „Solver“ in Microsoft Excel)

Bild Bsp. 3.3-1, links $\rightarrow D_{app}(t_{insp,1}) = 0,201 \cdot 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$ und $C_{S,\Delta x,insp,1} = 3,0 \text{ M.-%/b}$

Altersexponent $\alpha_{app} = 0,40$ (Tabelle 2.5, CEM III/A)

$$D_{app}(t_0) = \frac{1}{k_e} \cdot D_{app}(t_{insp}) \cdot \left(\frac{t_0}{t_{insp}}\right)^{-\alpha_{app}} = 2,5 \frac{\text{m}^2}{\text{s}}$$

Bild D10 ($t_{SL} = 30$ Jahre) $\rightarrow c_{min} \sim 49 \text{ mm}$

Bild D8 ($t_{SL} = 40$ Jahre) $\rightarrow c_{min} \sim 53 \text{ mm}$

$\rightarrow t_{SL} \sim 32$ Jahre \rightarrow Restnutzungsdauer beträgt ca. 22 Jahre.

Bild Bsp. 3.3-1, rechts $\rightarrow D_{app}(t_{insp,2}) = 0,179 \cdot 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$ und $C_{S,\Delta x,insp,2} = 3,0 \text{ M.-%/b}$

$$D_{app}(t_{insp,2}) = D_{app}(t_{insp,1}) \cdot \left(\frac{t_{insp,1}}{t_{insp,2}}\right)^{\alpha_{app}}$$

$\rightarrow \alpha_{app} = 0,167$

$$D_{app}(t_0) = D_{app}(t_{insp,2}) \cdot \left(\frac{t_0}{t_{insp,2}}\right)^{-\alpha_{app}} = 0,45 \frac{\text{m}^2}{\text{s}}$$

Bild D3 ($t_{SL} = 70$ Jahre) $\rightarrow c_{min} \sim 47$ mm

Bild D5 ($t_{SL} = 50$ Jahre) $\rightarrow c_{min} \sim 52,5$ mm

$\rightarrow t_{SL} \sim 60$ Jahre \rightarrow Restnutzungsdauer beträgt ca. 40 Jahre.

Der zeitliche Verlauf des Zuverlässigkeitsindex aus vollprobabilistischen Berechnungen ergibt eine Gesamtnutzungsdauer von 47 Jahren mit der Berücksichtigung des Chloridprofils zum Zeitpunkt $t_{insp,1} = 10$ Jahren und von 67 Jahren mit der Berücksichtigung der Chloridprofile zum Zeitpunkt $t_{insp,1} = 10$ Jahren und $t_{insp,2} = 20$ Jahren.

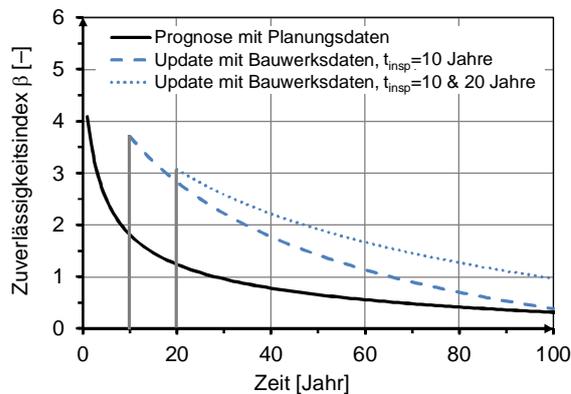


Bild Bsp. 3.2-2: vollprobabilistische Ermittlung der Restnutzungsdauer (Eingangswerte siehe Tabelle Bsp. 2.3-3, Abschnitt 2.4.5.2)

4 Dauerhaftigkeitsbemessung von instand zu setzenden Stahlbetonbauteilen unter Chlorid-einwirkung mittels Betonersatz

4.1 Einführung

Betonersatz, d. h. der Abtrag eines Teils des Betons und sein Ersatz durch ein Instandsetzungsmaterial, ist eine bewährte und häufig angewandte Maßnahme zur Instandsetzung von mit Chloriden belasteten Stahlbetonbauteilen. Abhängig von der Eindringtiefe sowie Konzentration der Chloride im Bauteil wird die Betondeckung teilweise oder vollständig, und ggf. noch tiefere Bereiche hinter dem Betonstahl, entfernt und durch Instandsetzungsmaterial ersetzt. Ziele dieser Instandsetzungsmaßnahme sind die Repassivierung des Betonstahls sowie die Erhöhung des Bauteilwiderstands gegenüber weiterem Chlorideintrag. Die Reparaturmaßnahme kann großflächig oder auch nur punktuell erfolgen; bei der Dauerhaftigkeitsbemessung im Sinne dieser Arbeit wird von einer großflächigen Instandsetzung eines Bauteils ausgegangen und eine Gefährdung der nicht instandgesetzten Nachbarbereiche ausgeschlossen.

Konzepte für eine leistungsbasierte Bemessung von Instandsetzungsmaßnahmen und zur Beurteilung ihrer lebensdauerverlängernden Wirkung existieren derzeit nicht. Im Rahmen dieser Arbeit wird basierend auf dem Nachweiskonzept zur Dauerhaftigkeitsbemessung von Neubauten ein vereinfachtes Nachweiskonzept zur Bemessung und Bewertung von Instandsetzungsmaßnahmen mittels Betonersatz entwickelt.

Als Instandsetzungsmaterial werden beim Betonersatz häufig kunststoffmodifizierte zementgebundene Systeme gewählt, deren Zusammensetzungen von den Herstellern nicht offen gelegt werden. Ihre Eigenschaften werden durch Laborprüfungen bestimmt. Mit Hilfe solcher Laborprüfungen können Informationen z. B. über Rohdichte, E-Modul und zum Chlorideindringwiderstand solcher Systeme gewonnen werden. Die Erfahrung und Kenntnis über die Leistungsfähigkeit dieser Baustoffe, insbesondere mit Blick auf Dauerhaftigkeit und auf das Langzeitverhalten unter Chlorideinwirkung, sind noch sehr begrenzt.

Auf dem Weg zur Entwicklung einer leistungsbasierten Dauerhaftigkeitsbemessung einer Instandsetzungsmaßnahme mittels Betonersatz sind folgende „Meilensteine“ zu erreichen:

- Modellierung des Chloridtransports in einem mehrschichtig aufgebauten Betonbauteil bestehend aus dem Altbeton und einem darauf applizierten Instandsetzungsmaterial,

- Bewertung der Leistungsfähigkeit von Instandsetzungsmaterialien und ihres Langzeitverhaltens.

Im Abschnitt 4 sind die bereits veröffentlichten (*Rahimi et al. 2013a, 2014, 2014a, 2015, 2015a, 2015b, Gehlen et al. 2015*) Untersuchungen zur Modellierung des Chloridtransports in einem Zwei-Schichtsystem, zur vollprobabilistischen Zustandsprognose nach der Instandsetzung, zur Ermittlung der erforderlichen Mindestabtragtiefe und zum Einfluss der Chloridumverteilung auf die Ermittlung der Nutzungsdauer zusammengestellt. Abschließend folgt die Ausarbeitung von Bemessungskonzepten auf semiprobabilistischer Ebene und mit Nomogrammen. Die durchgeführten Laboruntersuchungen und Auslagerungsversuche zur Bewertung des Chlorideindringwiderstands von Instandsetzungsmaterialien und zum Chloridtransport in instand gesetzten Betonbauteilen sind im Anhang A bzw. B dargestellt.

4.2 Vollprobabilistisches Nachweiskonzept

4.2.1 Prinzip

Die Grundzüge des Konzepts zur Dauerhaftigkeitsbemessung von Neubauten (Abschnitt 2) werden nach einer teilweisen Anpassung für die Entwicklung eines gleichartigen Nachweisverfahrens für die instand zu setzenden Bauteile mit Betonersatz verwendet. Der zur Bemessung der Neubauten bezogene Grenzzustand, die Variablen der Einwirkung und des Widerstands und ihre statistische Charakterisierung sowie die Zielzuverlässigkeit bleiben erhalten. Im Hinblick auf die Modellierung des Chloridtransports im Bauteil und die Formulierung der Grenzzustandsgleichung werden folgende drei Fälle unterschieden, welche in den nächsten Abschnitten behandelt werden:

- Fall 1: Die Betondeckung wird vollständig abgetragen und durch ein Instandsetzungsmaterial ersetzt. Die verbleibende Altbetonschicht hinter der Bewehrung ist unbelastet von Chloriden.
- Fall 2: Die Betondeckung wird nur teilweise abgetragen und dort durch ein Instandsetzungsmaterial ersetzt. Die verbleibende Altbetonschicht in der Betondeckung und hinter dem Betonstahl ist unbelastet von Chloriden.
- Fall 3: Die Betondeckung wird nur teilweise abgetragen und dort durch ein Instandsetzungsmaterial ersetzt. Die verbleibende Altbetonschicht enthält (Rest-) Chloride. Ein anderer, identischer Fall ist, wenn die kontaminierte Betondeckung verbleibt und mit einer Instandsetzungsschicht überdeckt wird.

4.2.2 Instandsetzung mit vollständigem Ersatz der Betondeckung (Fall 1)

Wird der Beton bis zur Tiefe des Betonstahls oder darüber hinaus abgetragen und mit einem Instandsetzungsmaterial ersetzt (Bild 4.1), und damit die Betondeckung nur aus einem Material besteht, kann der Dauerhaftigkeitsnachweis der Instandsetzungsmaßnahme mit dem Nachweiskonzept für die Neubauten (Abschnitt 2) erfolgen. Als Materialwiderstand werden entsprechende Kennwerte des eingesetzten Instandsetzungsmaterials benötigt. Die Zusammensetzungen der Instandsetzungsmaterialien sind den Anwendern oft unbekannt. Für diesen Fall eignet sich der Ansatz A (Abschnitt 2.3.2.2.2) zur Ermittlung des scheinbaren Chloriddiffusionskoeffizienten $D_{app}(t)$ (vgl. Anhang A).

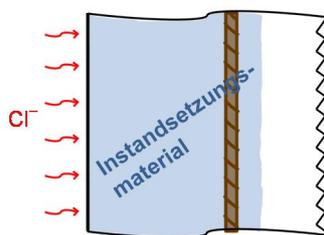


Bild 4.1: Instandsetzung mit vollständigem Ersatz der Betondeckung ohne Verbleiben von Chloriden (Fall 1)

4.2.3 Instandsetzung mit teilweiseem Ersatz der Betondeckung ohne Verbleiben von Restchloriden (Fall 2)

4.2.3.1 Modellierung des Chloridtransports

Aus Gründen der Wirtschaftlichkeit sowie ausführungs- oder konstruktionsbedingt oder auch als Präventionsmaßnahme usw. kann ein teilweiser Abtrag der Betondeckung zweckmäßig sein (Bild 4.2, links). In diesem Fall besteht die Betondeckung aus zwei Schichten mit unterschiedlichen Materialeigenschaften. Die Lebensdauer, d. h. die Zeit bis zur Depassivierung des Betonstahls, hängt vom Chlorideindringverhalten der beiden Schichten ab. Für den Fall, dass die verbleibende Altbetonschicht keine Chloridbelastung aufweist, kann der zeit- und tiefenabhängige Chloridgehalt in den beiden Schichten mit Hilfe der Gleichungen (4.1) bis (4.4) berechnet werden. Diese mathematische Formulierung basiert auf der von *Carslaw & Jaeger 1959* und *Crank 1975* entwickelten Diffusionsgleichung für „semi-finite composite media“, welche an das Modell für Neubauten, d. h. Ein-Schicht-System (Gl. (2.5)), angepasst wurde.

$$C_{new}(x, t) = C_{S, \Delta x} \cdot \sum_{n=0}^{\infty} \gamma^n \cdot \left\{ \operatorname{erfc} \frac{(2n+1) \cdot (c_{new} - \Delta x) + x}{2\sqrt{D_{app,new}(t) \cdot t}} - \gamma \cdot \operatorname{erfc} \frac{(2n+1) \cdot (c_{new} - \Delta x) - x}{2\sqrt{D_{app,new}(t) \cdot t}} \right\} \quad (4.1)$$

$$C_{remain}(x, t) = \frac{2k_D \cdot C_{S, \Delta x}}{k_D + 1} \cdot \sum_{n=0}^{\infty} \gamma^n \cdot \operatorname{erfc} \frac{(2n+1) \cdot (c_{new} - \Delta x) + k_D \cdot x}{2\sqrt{D_{app,new}(t) \cdot t}} \quad (4.2)$$

mit:

$$k_D = \sqrt{\frac{D_{app,new}(t)}{D_{app,remain}(t)}} \quad (4.3)$$

und

$$\gamma = \frac{1 - k_D}{1 + k_D} \quad (4.4)$$

Darin sind $D_{app,new}(t)$ und $D_{app,remain}(t)$ die scheinbaren Chloriddiffusionskoeffizienten des Instandsetzungsmaterials bzw. des verbleibenden Altbetons; c_{new} ist die Dicke der neuen Instandsetzungsschicht. Die Chloridkonzentration in der Instandsetzungsschicht $C_{new}(x, t)$ wird mit Hilfe der Gleichung (4.1) beschrieben (mit $x \leq 0$), die in der Altbetonschicht $C_{remain}(x, t)$ mit Hilfe der Gleichung (4.2) (mit $x \geq 0$). Diese Gleichungen sind eine Modifikation des Rechenansatzes mit der Fehlerfunktion zum Fick'schen Diffusionsgesetz. Als Randbedingungen gelten eine konstante externe Oberflächenchloridkonzentration für die Instandsetzungsschicht ($C_{S, \Delta x} = \text{konstant}$) und ein Konzentrationsgleichgewicht an der Schichtgrenze ($C_{new}(x=0, t) = C_{remain}(x=0, t)$). Durch analytische und numerische Vergleichsrechnungen wurde festgestellt, dass die Chloridkonzentration mit einer Laufvariable von $n = 0$ in den beiden Gleichungen (4.1) und (4.2) ausreichend genau berechnet werden kann.

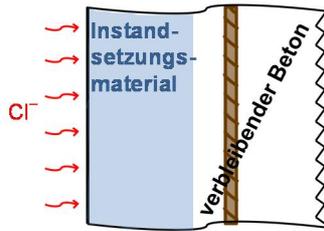


Bild 4.2: Instandsetzung mit teilweisem Ersatz der Betondeckung ohne Verbleiben von Restchloriden (Fall 2)

Ein eventueller Übergangswiderstand an der Kontaktfläche Instandsetzungsschicht / Altbetonschicht wird hier vernachlässigt. Der Übergangswiderstand kann aufgrund der Inkohärenz der Porenstruktur der beiden Materialien sowie durch einen großen Anteil an undurchlässigen Gesteinskörnungen in einer Schicht auftreten (Zhang *et al.* 1998). In diesem Fall ist die Randbedingung des Konzentrationsgleichgewichts an der Schichtgrenze bei dem obigen Lösungsansatz nicht mehr erfüllt; die Modellierung des Chloridtransports erfolgt mit Hilfe von weiteren, ähnlichen mathematischen Gleichungen (siehe Crank 1975).

4.2.3.2 Zustandsprognose und Bemessung

Die Grenzzustandsgleichung kann analog zur Dauerhaftigkeitsbemessung von Neubauten (Gl. (2.22) oder (2.23)) wie folgt formuliert werden:

$$g(X, t) = C_{crit} - C_{remain}(c_{remain}, t_{SL}) \quad (4.5)$$

d. h. (mit Hilfe der Gl. (4.2) mit $n = 0$):

$$C_{crit} = \frac{2k_D \cdot C_{S,\Delta x}}{k_D + 1} \cdot \operatorname{erfc} \frac{c_{new} - \Delta x + k_D \cdot c_{remain}}{2\sqrt{D_{app,new}(t_{SL})} \cdot t_{SL}} \quad (4.6)$$

oder

$$g(X, t) = c_{remain} - x_{crit}(t_{SL}) \quad (4.7)$$

d. h. (mit Hilfe der Gl. (4.2) mit $n = 0$):

$$c_{remain} = \frac{\left[2\operatorname{erf}^{-1} \left(1 - \frac{C_{crit} \cdot k_D + 1}{C_{S,\Delta x}} \right) \cdot \sqrt{D_{app,new}(t_{SL})} \cdot t_{SL} - c_{new} + \Delta x \right]}{k_D} \quad (4.8)$$

c_{remain} stellt die Schichtdicke des verbleibenden Altbetons über der Betonstahloberfläche dar.

Im Bild 4.3, links, sind Ergebnisse exemplarischer Zuverlässigkeitsanalysen an derartigen Zwei-Schicht-Systemen dargestellt. Dabei wurden jedoch den beiden Schichten jeweils dieselben Materialkennwerte zugewiesen (s. Bild 4.3, rechts), um die Ergebnisse mit der Zuverlässigkeitsanalyse an einem Ein-Schicht-System (wie bei Neubauten) vergleichen zu können. Aus dem Bild 4.3, links, ist zu entnehmen, dass der zeitliche Verlauf des Zuverlässigkeitsindex für Zwei-Schicht-System stets günstiger ist als für Ein-Schicht-System, mit ausgeprägten Differenzen bei den Materialien bestehend aus CEM III/B und CEM II/A-V. Das heißt, dass die zwei verschiedenen mathematischen Formulierungen zur Berechnung des Chlorideindringverlaufs (Gl. (2.5) und (4.2)) zu unterschiedlichen Ergebnissen der Zuverlässigkeitsanalyse führen, obwohl diese denselben Chlorideindringverlauf (deterministisch) liefern (wenn beide Schichten dieselben Materialkennwerte besitzen). Dies rührt daher, dass die relative Unsicherheit einer Summe zweier oder mehrere Zufallsvariablen geringer ist als die der einzelnen Zufallsvariablen (*Straub 2015*). Bei der Zuverlässigkeitsanalyse am Zwei-Schicht-System werden die Materialkennwerte $D_{RCM}(t_0)$ und α_{RCM} jeweils zweimal mit denselben Variationskoeffizienten (Unsicherheiten) wie bei der Analyse des Ein-Schicht-Systems berücksichtigt.

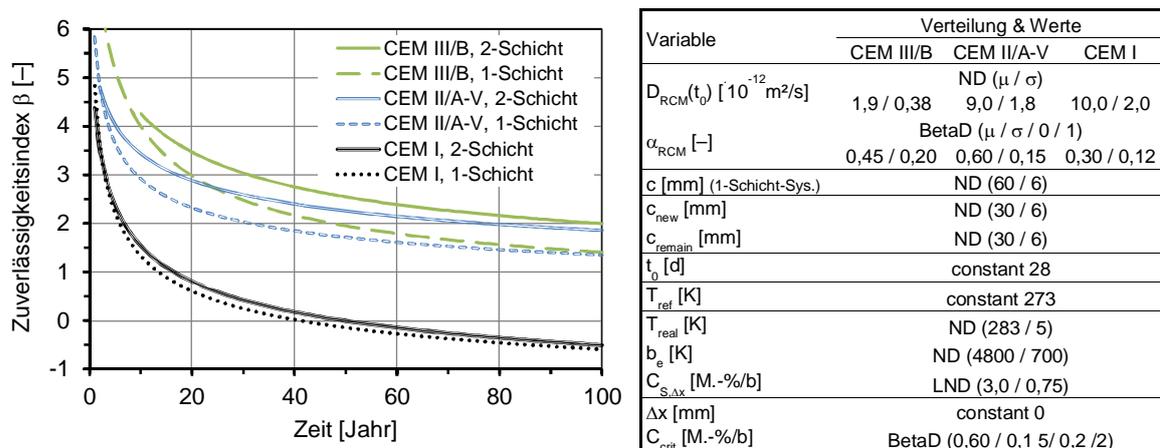


Bild 4.3: links: Vergleich der Ergebnisse der Zuverlässigkeitsanalysen an Ein- und Zwei-Schicht-Systemen; rechts: Eingangswerte für die Zuverlässigkeitsanalysen

Dagegen werden durch die Einteilung der Betondeckung die Unsicherheiten dieser Variablen größer (*Gollwitzer 2015*). Während der Variationskoeffizient der Betondeckung im Ein-Schicht-System $CoV = 6/60 = 0,10$ beträgt, ergibt sich für das Zwei-Schicht-System ein größerer Variationskoeffizient von $CoV(c_{new} + c_{remain}) = \sqrt{6^2 + 6^2}/60 = 0,14$. Der Einfluss der Betondeckung auf die Ergebnisse der Zuverlässigkeitsanalyse fällt jedoch insbesondere gegenüber dem Altersexponenten wesentlich geringer ins Gewicht (vgl. Bild 2.11), sodass die Zuverlässigkeit insgesamt beim Zwei-Schicht-System höher ist. Die deutlichen Unterschiede im Verlauf des Zuverlässigkeitsindex der beiden Systeme für die Materialien bestehend aus CEM III/B und CEM II/A-V (Bild 4.3) sind aufgrund ihrer im Vergleich zum Material mit CEM I wesentlich größeren Altersexponenten.

Dieser wahrscheinlichkeitsbasierte Vorteil eines Zwei-Schicht-Systems trifft in der baupraktischen Realität nicht zu, zumindest nicht vollkommen. Dagegen wurde bei der Zuverlässigkeitsanalyse der günstige Einfluss des Alters der verbleibenden Betonschicht zum Zeitpunkt der Instandsetzung auf den Chlorideindringwiderstand vereinfachend und auf der sicheren Seite liegend nicht berücksichtigt.

4.2.4 Instandsetzung mit teilweisem Ersatz bzw. Überdeckung der Betondeckung mit Verbleiben von Chloriden (Fall 3)

4.2.4.1 Modellierung des Chloridtransports

Für den Fall, dass die verbleibende Betonschicht Restbelastung aufweist, werden sich die Restchloride nach dem Auftrag der neuen Instandsetzungsschicht in den beiden Schichten umverteilen (Bild 4.4). Für eine mathematische Beschreibung der Umverteilung der Restchloride kann die Fehlerfunktion als Rechenansatz des zweiten Fick'schen Diffusionsgesetzes nicht angewendet werden, da die notwendige Randbedingung der konstanten Konzentration an der Phasengrenze, $\partial C_s / \partial t = 0$, nicht gilt. Der Chloridtransport im Bauteil kann für diesen Fall nicht allgemeingültig mathematisch formuliert werden.

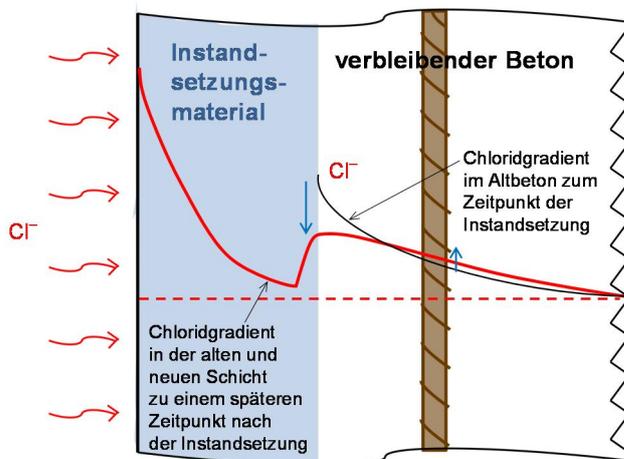


Bild 4.4: Instandsetzung mit teilweisem Ersatz der Betondeckung mit Verbleiben von Restchloriden (Fall 3); Chlorideindringen und -umverteilung

Für den theoretischen Fall, dass die beiden Schichten denselben scheinbaren Chloriddiffusionskoeffizienten $D_{app}(t)$ aufweisen (dieselben Materialkennwerte), wurde das Faltungsintegral in Gl. (4.9) erarbeitet (Kostadinov 2014), mit dessen Hilfe die zeit- und tiefenabhängige Chloridkonzentration infolge der Umverteilung der Restchloride berechnet werden kann. Eine Voraussetzung ist, dass das Restchloridprofil dem zweiten Fick'schen Diffusionsgesetz folgt.

$$C(x, t) = \frac{1}{\sqrt{4\pi D_{app}(t) \cdot t}} \int_x^\infty e^{-\frac{(x-y)^2}{4D_{app}(t) \cdot t}} \cdot C_{S,g} \cdot \operatorname{erfc}\left(\frac{y}{\sqrt{4D_{app}(t) \cdot t}}\right) dy \quad (4.9)$$

Das Integral bietet keine Lösung in einer geschlossenen Form, d. h., das Integral kann nicht in einer endlichen Zahl von bekannten Funktionen ausgedrückt werden. Eine geschlossene Lösung kann durch Approximation, z. B. anhand Riemannsches Integrals, erreicht werden (s. Abschnitt 4.2.4.2 und 4.2.4.4). Das Intervall x bis ∞ zeigt dabei die Grenzen der bleibenden Betonschicht; $C_{S,g}$ ist der Restchloridgehalt an der Grenzschicht.

In den nächsten Abschnitten werden der diffusionsgesteuerte Chlorideintrag und die diffusionsgesteuerte Chloridumverteilung in einem Zwei-Schicht-System mit Anwesenheit von Restchloriden numerisch mit Hilfe der Finite-Elemente-Methode untersucht.

Unmittelbar nach dem Auftragen des Instandsetzungsmaterials ist eine maßgebliche Mobilisierung der Restchloride zu erwarten, was durch die Feuchtigkeit der neuen Schicht ausgelöst wird. Hierbei können die Restchloride sowohl durch den Kapillarsog weiter in die alte Betonschicht wandern, oder entgegengesetzt in die neue Schicht (diffusionsgesteuert) transportiert werden. Je nach Feuchtigkeitsgrad der alten Betonschicht ist diese Wanderung der Chloridionen in die neue Schicht in unterschiedlicher Größenordnung möglich. Dieser wichtigen Fragestellung wurde durch eigene Laborversuche nachgegangen (siehe Anhang B.1).

Sollte die verbleibende Altbetonschicht Restchloride aufweisen, stellt sich die Frage, wie hoch diese Restbelastung sein darf und welchen Einfluss diese auf die Restnutzungsdauer des Bauteils nach der Instandsetzungsmaßnahme ausübt. Diese beiden Fragestellungen werden im Abschnitt 4.2.4.2 bzw. 4.2.4.4 behandelt.

4.2.4.2 Erforderliche Mindestabtragtiefe der Betondeckung

Wie im vorherigen Abschnitt erläutert, ist eine Modellierung des Chloridtransports in einem instand gesetzten Betonbauteil mit Anwesenheit von Restchloriden in der verbleibenden Betonschicht durch mathematische Funktionen nicht möglich. Es ist jedoch möglich, die Chloridwanderung mit Hilfe von Computerprogrammen mit der Finite-Elemente-Methode (FEM) oder Finite-Differenzen-Methode zu verfolgen.

Im Folgenden wird der Chloridtransport in einem Zwei-Schicht-System mit Hilfe der Software *COMSOL Multiphysics*[®] mit der Finite-Elemente-Methode untersucht. Die numerischen Untersuchungen haben zum Ziel, Randbedingungen für die Abtragtiefe des Betons und für den bleibenden Chloridgradienten zu finden, unter denen die Gefahr einer Depassivierung des Betonstabstahls durch die Umverteilung der Restchloride vernachlässigbar klein ist. Hierbei wurde der Chloridtransport nur als Diffusion betrachtet und

mittels Fick'schen Diffusionsgesetzes beschrieben. Die Mechanismen wurden im Programm anhand von Differentialgleichungen modelliert und mit Hilfe der FEM gelöst.

Aufgrund der Ergebnisse zahlreicher (numerischer) Fallbetrachtungen wurden folgende zwei Randbedingungen festgelegt, die eingehalten werden müssen, um die Wahrscheinlichkeit einer Depassivierung des Betonstahls (Erreichen des kritischen korrosionsauslösenden Chloridgehalts C_{crit} an der Betonstahloberfläche) durch die Umverteilung der Restchloride in der verbleibenden Betonschicht vernachlässigbar klein zu halten:

1. Die Tiefenlage mit dem kritischen korrosionsauslösenden Chloridgehalt soll einen Abstand zur Betonstahloberfläche von mindestens 10 mm haben.
2. Der maximale Gehalt an Restchloriden in der verbleibenden Betonschicht darf 2,0 % bezogen auf die Bindemittelmasse (M.-%/b) nicht überschreiten.

Das bedeutet, dass die mit Chloriden belastete Betonschicht soweit abgetragen werden muss, bis die beiden oben aufgeführten Randbedingungen erfüllt sind. Voraussetzung für dieses Vorgehen ist jedoch, dass das vorliegende Restchloridprofil einen dem Fick'schen Diffusionsgesetz entsprechenden Verlauf aufweist.

Mit den Ergebnissen ausgewählter theoretischen Fallbetrachtungen in Bild 4.5 bis Bild 4.13 wird die Umverteilung und das Eindringen von Chloriden durch Diffusion in einem instand gesetzten Betonbauteil illustriert sowie die Plausibilität der oben getroffenen Festlegungen nachgewiesen.

Bild 4.5 zeigt die Chloridumverteilung in einem Betonbauteil, bei dem die 55 mm-dicke Betondeckung teilweise (25 mm) abgetragen und anschließend an der Oberfläche abgedichtet wurde. Das verbleibende Restchloridprofil (Rest-Cl, vgl. Bild 4.5) erfüllt die beiden obengenannten Randbedingungen und weist die maximal erlaubten Grenzwerte auf. Bei dem Beton handelt es sich um ein sehr offenporiges Material mit sehr geringem Chlorideindringwiderstand (z. B. aus Portlandzement mit $w/z = 0,60$). Die diffusionsgesteuerte Umverteilung der Restchloride nach 1, 5, 10, 20 und 50 Jahren nach der Instandsetzungsmaßnahme ist im Bild dargestellt. Im oberflächennahen Bereich ist eine deutliche Abnahme des Chloridgehalts erkennbar, welche zu Beginn ($t = 1$ Jahr) sehr ausgeprägt und mit der Zeit geringer ausfällt. In der Tiefe der Betonstahloberfläche steigt der Chloridgehalt zunächst ($t = 1$ und 5 Jahre) an, nimmt aber mit der Zeit wieder ab und bleibt stets unter dem kritischen korrosionsauslösenden Chloridgehalt $C_{crit} = 0,50$ M.-%/b. Somit ist davon auszugehen, dass die Restchloride keine Gefahr für die Depassivierung des Betonstahls in diesem Fall darstellen. Der kritische korrosionsauslösende Chloridgehalt C_{crit} wurde in Anlehnung an *DAfStb RiLi SIB 2001* mit 0,50 M.-%/b angenommen.

Bei den Berechnungen wurde auf der sicheren Seite liegend der scheinbare chlorid-diffusionskoeffizient $D_{app}(t)$ der verbleibenden Betonschicht ab dem Zeitpunkt der Instandsetzungsmaßnahme betrachtet und das Alter des Betonbauteils vor der Instandsetzungsmaßnahme blieb unberücksichtigt.

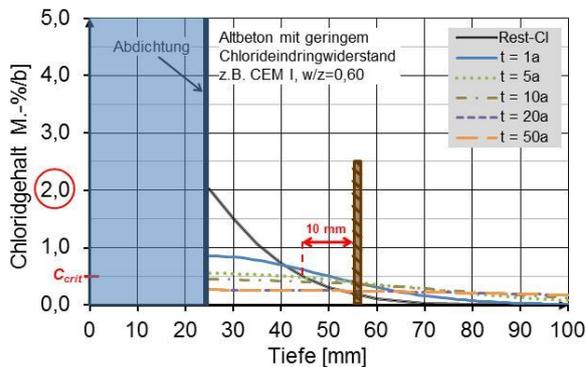


Bild 4.5: Umverteilung der Restchloride in einem Beton mit geringem Chloriddiffusionswiderstand nach teilweiser (25 mm) Entfernung und anschließender Abdichtung der Oberfläche. Das Restchloridprofil weist ein Maximum von 2,0 M.-%/b und einen Wert von $C_{crit} = 0,50$ M.-%/b 10 mm vor der Betonstahloberfläche auf.

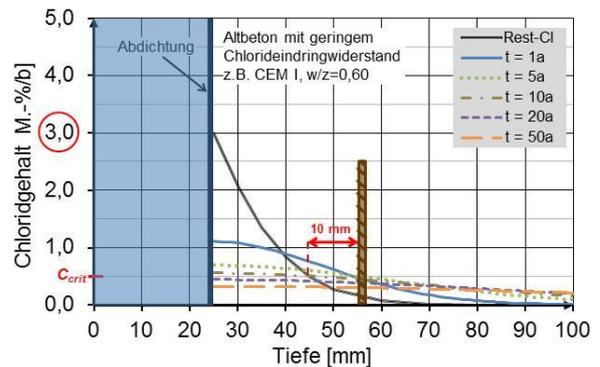


Bild 4.6: Umverteilung der Restchloride; derselbe Fall wie im Bild 4.5, aber das Restchloridprofil weist ein höheres Maximum von 3,0 M.-%/b auf. Einfluss des maximalen Restchloridgehalts auf das Erreichen des C_{crit} an die Betonstahloberfläche.

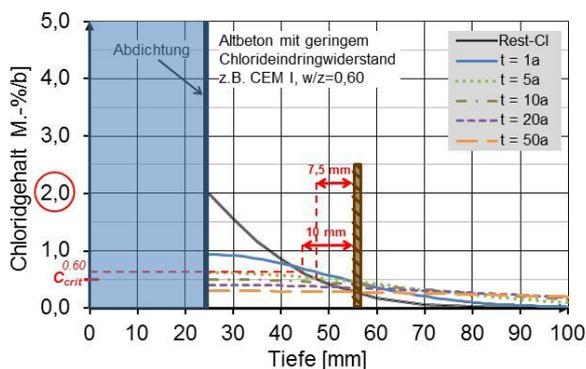


Bild 4.7: Umverteilung der Restchloride; derselbe Fall wie im Bild 4.5, aber das Restchloridprofil weist den $C_{crit} = 0,50$ M.-%/b nur 7,5 mm (< 10 mm) entfernt von der Betonstahloberfläche auf. Einfluss der Entfernung des C_{crit} von der Betonstahloberfläche.

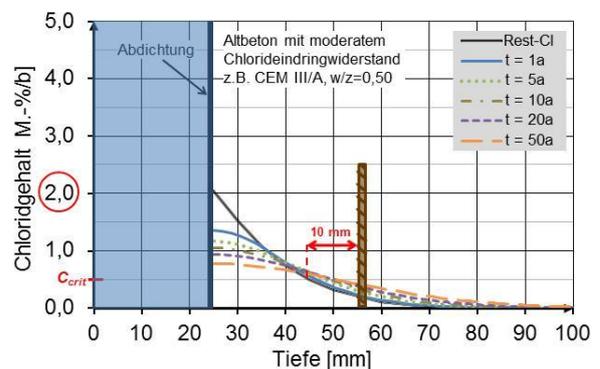


Bild 4.8: Umverteilung der Restchloride; derselbe Fall wie im Bild 4.5, aber der verbleibende Beton hat einen höheren Chlorid-diffusionswiderstand. Einfluss der Diffusivität des Altbetons.

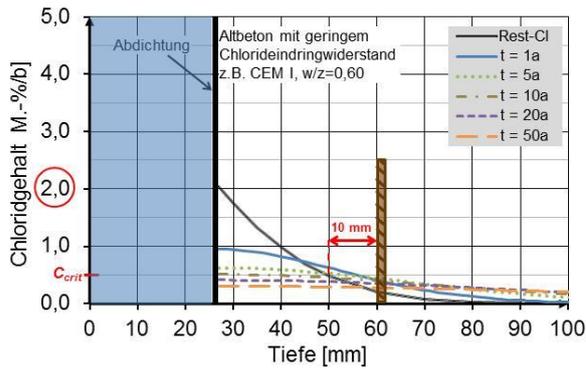


Bild 4.9: Umverteilung der Restchloride; derselbe Fall wie im Bild 4.5, aber die gesamte Betondeckung beträgt 60 mm (statt 55 mm) und die Dicke der Instandsetzungsschicht 27 mm (statt 25 mm). Einfluss der Variation der Schichtdicke.

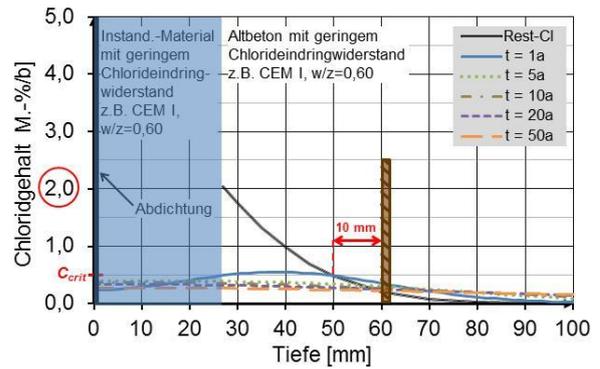


Bild 4.10: Umverteilung der Restchloride; derselbe Fall wie im Bild 4.9, aber der Altbeton wird mit einem Instandsetzungsmaterial ersetzt und anschließend die Oberfläche abgedichtet. Einfluss der Rückdiffusion der Restchloride.

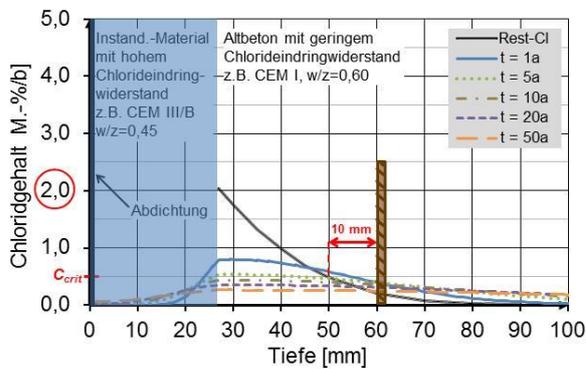


Bild 4.11: Umverteilung der Restchloride; derselbe Fall wie im Bild 4.9, aber das Instandsetzungsmaterial verfügt über einen wesentlich höheren Chloriddiffusionswiderstand. Einfluss der Diffusität des Instandsetzungsmaterials.

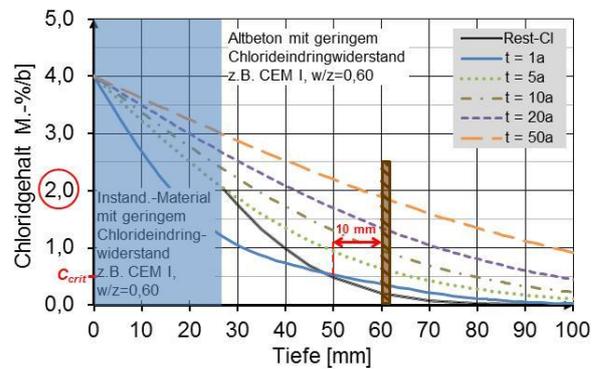


Bild 4.12: Eindringen und Umverteilung von Chloriden; derselbe Fall wie im Bild 4.9, aber mit externem Chlorideintrag (Oberfläche nicht abgedichtet).

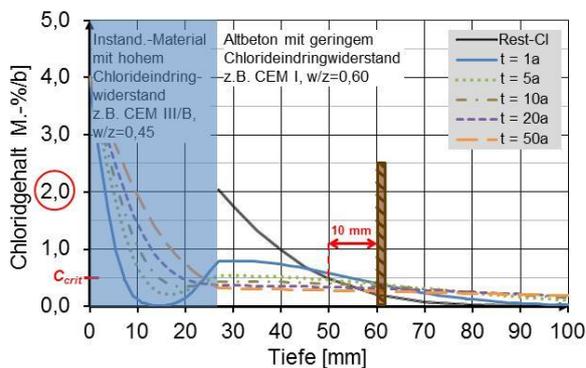


Bild 4.13: Eindringen und Umverteilung von Chloriden; derselbe Fall wie im Bild 4.12, aber das Instandsetzungsmaterial hat einen wesentlich höheren Chloriddiffusionswiderstand. Einfluss der Diffusität des Instandsetzungsmaterials.

In einem zweiten Fall (vgl. Bild 4.6) wurde abweichend von der ersten Randbedingung der maximale Chloridgehalt auf 3,0 M.-%/b erhöht (Art des Betons und Betondeckung wie beim ersten Fall). Aus dem Bild 4.6 ist zu erkennen, dass zu den Zeitpunkten $t = 1$ und 5 Jahren der kritische Chloridgehalt an der Betonstahloberfläche erreicht wurde und somit die Gefahr einer Depassivierung des Betonstahls durch die Restchloride nicht auszuschließen ist.

Bild 4.7 stellt den theoretischen Fall dar, wenn das Restchloridprofil abweichend von der zweiten Randbedingung den kritischen korrosionsauslösenden Chloridgehalt C_{crit} in einem Abstand von nur 7,5 mm von der Betonstahloberfläche aufweist. Im Abstand von 10 mm von der Betonstahloberfläche beträgt der Chloridgehalt 0,60 M.-%/b. Ähnlich zu dem vorherigen Fall im Bild 4.6 weisen auch hier die Chloridprofile zum Zeitpunkt $t = 1$ und 5 Jahre einen Chloridgehalt an der Betonstahloberfläche auf, der gleich bzw. leicht höher als C_{crit} ist.

Im Bild 4.8 wurde vergleichend zum ersten Fall (Bild 4.5) Beton mit einem höheren Chlorideindringwiderstand betrachtet (z. B. aus CEM III/A mit $w/z = 0,50$). Auch hier erweisen sich die festgelegten Randbedingungen als ausreichend, um eine Depassivierung des Betonstahls durch die Umverteilung der Restchloride auszuschließen. Die Chloridumverteilung ist wesentlich langsamer. Im Gegensatz zu den vorherigen Fällen, bei denen der Chloridgehalt an der Betonstahloberfläche zunächst ($t = 1$ und 5 Jahre) rasch angestiegen und dann gesunken ist ($t = 10, 20$ und 50 Jahre), steigt der Chloridgehalt an der Betonstahloberfläche kontinuierlich von $t = 1$ Jahr bis $t = 50$ Jahre an, bleibt jedoch stets unter dem kritischen korrosionsauslösenden Gehalt.

Bei den bisherigen Fällen wurde der Nennwert der Betondeckung gemäß *DIN EN 1992-1-1/NA:2013* für die Expositionsklassen XD und XS gleich 55 mm gesetzt. In Deutschland gilt für die Bauwerke im Bereich der Wasserstraßen sowie im Küstenbereich zusätzlich das nationale Regelwerk *ZTV-W LB 215:2012*, nach dem für die Expositionsklassen XD und XS eine höhere nominale Betondeckung von 60 mm anzusetzen ist. Aus diesem Grund und auch um die Gültigkeit der festgelegten Randbedingungen bei anderen Dimensionen der Betondeckung zu untersuchen, wurde der erste Fall im Bild 4.5 mit einer Betondeckung von 60 mm betrachtet (vgl. Bild 4.9). Ein Restchloridprofil mit einem Verlauf entsprechend der Fehlerfunktion als Rechenansatz des Fick'schen Diffusionsgesetzes, welches die Grenzwerte der beiden Randbedingungen aufweist, ergab eine Abtragtiefe von 27 mm. Wie aus dem Bild 4.9 erkennbar ist, bleibt der Chloridgehalt an der Betonstahloberfläche stets unter C_{crit} .

Im Bild 4.10 wurde der Fall betrachtet, dass im Unterschied zum vorherigen Fall (Bild 4.9) die abgetragene Betondeckung mit einem Instandsetzungsmaterial ersetzt wird (keine Abdichtung auf dem Altbeton). Die Betondeckung bleibt mit 60 mm erhalten. Als Instand-

setzungsmaterial wurde das gleiche offenporige Material mit einem sehr niedrigen Chlorid-diffusionswiderstand wie im verbleibenden Bauteil angenommen (Portlandzement mit $w/z = 0,60$). Die reprofilierte Bauteiloberfläche wurde anschließend abgedichtet, so dass keine externen Chloride eindringen können. In diesem Fall werden die Restchloride neben der Umverteilung in der verbleibenden Betonschicht auch in die neue Schicht diffundieren. Diese Extraktion der Restchloride von der neuen Schicht führt dazu, dass die Umverteilung in die verbleibenden Schicht geringer ausfällt und somit der Chloridgehalt an der Betonstahl-oberfläche in allen betrachteten Zeitpunkten geringer ist als im Fall im Bild 4.9, bei dem das Bauteil nach dem Abtrag der Betondeckung nur abgedichtet wurde.

Weiterhin wurde der Fall untersucht, bei dem das Instandsetzungsmaterial einen sehr hohen Chlorideindringwiderstand ausweist (z. B. CEM III/B mit $w/z = 0,45$) (vgl. Bild 4.11). Vergleichend zum vorherigen Fall mit einem porösen Instandsetzungsmaterial diffundieren hier Restchloride wesentlich geringer in die neue Schicht. Ein diffusions-offenes Instandsetzungsmaterial ist somit hinsichtlich der Extraktion (Rückdiffusion) der Restchloride vom Vorteil.

In der Praxis erfolgt meistens keine Abdichtung der Bauteiloberfläche nach dem Auftrag der Instandsetzungsschicht, sodass mit einem externen Chlorideintrag zu rechnen ist. Bild 4.12 und Bild 4.13 zeigen die beiden zuletzt dargestellten Fälle (Bild 4.10 und Bild 4.11), wenn zusätzlich zu den vorhandenen Restchloriden externe Chloride in das Bauteil eindringen. Aus den Bildern ist deutlich erkennbar, dass erwartungsgemäß ein diffusions-dichtes Instandsetzungsmaterial den Bauteilwiderstand gegen Chlorideindringen gegenüber einem diffusionsoffenen Material maßgeblich erhöht. Beim Vergleich vom Bild 4.11 und Bild 4.13 wird ersichtlich, dass bis zum Zeitpunkt $t = 20$ Jahre die externen Chloride die verbleibende Betonschicht noch nicht erreicht haben. Eine geringfügige Differenz zwischen den Chloridprofilen der beiden Fälle im Bereich der verbleibenden Betonschicht ist erst zum Zeitpunkt $t = 50$ Jahre sichtbar, was darauf hindeutet, dass die Instandsetzungsschicht von externen Chloriden durchdrungen ist.

In den dargestellten Fallbetrachtungen wurde die Gültigkeit der vorgestellten Randbedingungen zur Verhinderung einer Korrosionsgefahr des Betonstahls durch die Restchloride überprüft und bestätigt. Dabei wurden ungünstige praxisrelevante Fälle betrachtet und auf der sicheren Seite liegend eine mögliche Extraktion der Restchloride durch kapillares Saugen und Auswaschen von der neuen, frischen Instandsetzungsschicht vernachlässigt (vgl. Anhang B.1), sowie der günstige Einfluss des Bauteilalters zum Zeitpunkt der Instandsetzungsmaßnahme auf den Chlorideindringwiderstand des verbleibenden Betons nicht berücksichtigt. Somit können die festgelegten Randbedingungen als pauschale Kriterien, und auf der sicheren Seite liegend, bei der Ausführung betreffender Instandsetzungsmaßnahmen gelten.

Die oben dargestellten Ergebnisse basieren auf deterministischen Berechnungen mit Mittelwerten, d. h. mit einer Eintrittswahrscheinlichkeit von $p_f = 50\%$. Unter Berücksichtigung der oben aufgeführten konservativen Annahmen (Vernachlässigung des Bauteilalters sowie der Chloridextraktion durch kapillares Saugen) sowie des angenommenen kritischen korrosionsauslösenden Chloridgehalts mit einem niedrigen Grenzwert von 0,5 M.-%/b können die festgelegten Randbedingungen zur erforderlichen Mindestabtragtiefe der Betondeckung für die Zielzuverlässigkeiten mit $\beta_0 = 0,5$ und 1,5 als geltend betrachtet werden, ohne eine konkrete Quantifizierung treffen zu können.

Eine Quantifizierung der Wahrscheinlichkeit der Depassivierung des Betonstahls infolge der Umverteilung der Restchloride kann für Fälle, bei denen die Bauteiloberfläche nach dem Betonabtrag abgedichtet wird oder unter Annahme, dass die beiden Altbeton- und Instandsetzungsschichten dieselben Materialkennwerte aufweisen mit Hilfe der Gleichung (4.9) erfolgen. Da dieses Integral jedoch keine exakte Lösung in geschlossener Form besitzt, wird die Lösung mit Hilfe des Riemannschen Integrals approximiert. Mit der approximierten Gleichung zum zeit- und tiefenabhängigen Verlauf der Restchloride wird die Grenzzustandsgleichung für die Zuverlässigkeitsanalyse gebildet. Im Bild 4.14 sind die Ergebnisse von derart durchgeführten Zuverlässigkeitsanalysen für die Fälle im Bild 4.5, Bild 4.8 und Bild 4.10 dargestellt. Die Ergebnisse im Bild 4.14 zeigen für den Fall im Bild 4.10, dass die Wahrscheinlichkeit eines Erreichens des kritischen korrosionsauslösenden Chloridgehalts $C_{crit} = 0,6$ M.-%/b an der Betonstahloberfläche infolge der Umverteilung der Restchloride fast ausgeschlossen ist (sehr hohe, mit der Zeit steigende Zuverlässigkeitsindexe). Dies liegt an der „Rückdiffusion“ der Restchloride in die neue Instandsetzungsschicht. Hingegen wird für den Fall im Bild 4.5 unmittelbar nach der Instandsetzungsmaßnahme ein relativ geringer Zuverlässigkeitsindex ($\beta = 0,9$) ermittelt, welcher aber mit der Zeit ansteigt. Dies ist in Übereinstimmung mit den Ergebnissen der FE-Berechnungen im Bild 4.5, bei denen einen Anstieg des Chloridgehalts an der Betonstahloberfläche beobachtet wurde, welcher jedoch mit der Zeit wieder abnimmt. Der Zuverlässigkeitsindex für den Fall im Bild 4.8 nimmt mit der Zeit ab und verläuft ab dem Zeitpunkt von ca. 20 Jahren annähernd stagnierend. Er weist stets hohe Werte auf, sodass eine sehr geringe Wahrscheinlichkeit ($p_f < 4\%$) einer Depassivierung des Betonstahls für diesen Fall ermittelt wird. Die unterschiedlichen Zuverlässigkeitsverläufe der Fälle im Bild 4.5 und Bild 4.8 liegen an den sehr unterschiedlichen Chlorideindringwiderständen der beiden Materialien.

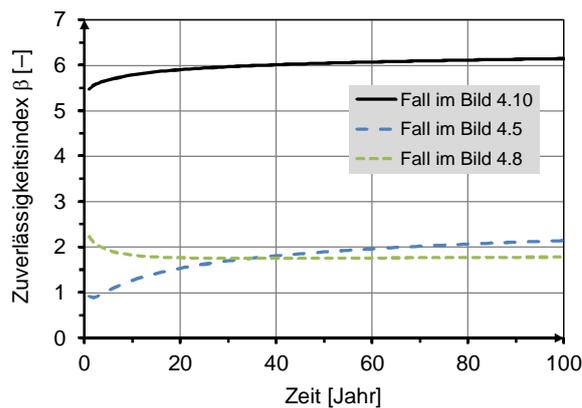


Bild 4.14: probabilistische Betrachtung der Korrosionsgefahr des Betonstahls infolge der Umverteilung von Restchloriden

Gleichung (4.10) zeigt die anhand des Riemannschen Integrals ermittelte Formulierung für die zeit- und tiefenabhängige Umverteilung der Restchloride für den Fall im Bild 4.10 (mit Hilfe der Software *Maxima*). Bei der Approximation nach Riemann wird der gesuchte Flächeninhalt einer Funktion (hier das Integral in der Gl. (4.9)) nach folgendem Prinzip ermittelt. Die Gesamtfläche wird in mehrere Abschnitte aufgeteilt, denen Rechtecke ein- bzw. umbeschrieben werden; diese Teilflächen werden anschließend summiert. Dabei nehmen die einbeschriebenen Rechtecke den niedrigsten Wert der Funktion (Minimum) im jeweiligen Abschnitt an, die umbeschriebenen Rechtecke den höchsten Wert (Maximum). Die Gesamtfläche liegt dann zwischen den Summen aller einbeschriebenen (Obersumme) bzw. aller umbeschriebenen Rechtecke (Untersumme). Bei zunehmender Zahl der Abschnitte, also Verfeinerung der Teilflächen, werden sich Ober- und Untersumme immer weniger unterscheiden, und somit approximieren beide Werte gegen die Zahl, die den Inhalt der Gesamtfläche der Funktion angibt.

Das Restchloridprofil wurde hier in 2 mm-Tiefenintervallen in sehr kleine Bereiche eingeteilt, weshalb die Gleichung (4.10) aus insgesamt 76 Bedingungen besteht (hier nur teilweise dargestellt). In der Gleichung wurde $D_{app}(t)$ mit D abgekürzt.

$$\begin{aligned}
C(x, t) = & - \left(\operatorname{erf} \left(\frac{x + 103}{2\sqrt{D \cdot t}} \right) + \operatorname{erf} \left(\frac{x + 101}{2\sqrt{D \cdot t}} \right) + \operatorname{erf} \left(\frac{x + 99}{2\sqrt{D \cdot t}} \right) \right. \\
& + \operatorname{erf} \left(\frac{x + 95}{2\sqrt{D \cdot t}} \right) + 2\operatorname{erf} \left(\frac{x + 93}{2\sqrt{D \cdot t}} \right) + 2\operatorname{erf} \left(\frac{x + 91}{2\sqrt{D \cdot t}} \right) \\
& + 2\operatorname{erf} \left(\frac{x + 89}{2\sqrt{D \cdot t}} \right) + 3\operatorname{erf} \left(\frac{x + 87}{2\sqrt{D \cdot t}} \right) + 5\operatorname{erf} \left(\frac{x + 83}{2\sqrt{D \cdot t}} \right) \\
& + 5\operatorname{erf} \left(\frac{x + 81}{2\sqrt{D \cdot t}} \right) + 7\operatorname{erf} \left(\frac{x + 79}{2\sqrt{D \cdot t}} \right) + \dots + 189\operatorname{erf} \left(\frac{x + 29}{2\sqrt{D \cdot t}} \right) \\
& - 1940\operatorname{erf} \left(\frac{x + 27}{2\sqrt{D \cdot t}} \right) + 1940\operatorname{erf} \left(\frac{x - 27}{2\sqrt{D \cdot t}} \right) \\
& - 189\operatorname{erf} \left(\frac{x - 29}{2\sqrt{D \cdot t}} \right) - \dots - 7\operatorname{erf} \left(\frac{x - 79}{2\sqrt{D \cdot t}} \right) - 5\operatorname{erf} \left(\frac{x - 81}{2\sqrt{D \cdot t}} \right) \\
& - 5\operatorname{erf} \left(\frac{x - 83}{2\sqrt{D \cdot t}} \right) - 3\operatorname{erf} \left(\frac{x - 87}{2\sqrt{D \cdot t}} \right) - 2\operatorname{erf} \left(\frac{x - 89}{2\sqrt{D \cdot t}} \right) \\
& - 2\operatorname{erf} \left(\frac{x - 91}{2\sqrt{D \cdot t}} \right) - 2\operatorname{erf} \left(\frac{x - 93}{2\sqrt{D \cdot t}} \right) - \operatorname{erf} \left(\frac{x - 95}{2\sqrt{D \cdot t}} \right) \\
& \left. - \operatorname{erf} \left(\frac{x - 99}{2\sqrt{D \cdot t}} \right) - \operatorname{erf} \left(\frac{x - 101}{2\sqrt{D \cdot t}} \right) - \operatorname{erf} \left(\frac{x - 103}{2\sqrt{D \cdot t}} \right) \right) / 2000
\end{aligned} \tag{4.10}$$

4.2.4.3 Bemessungsansatz

Eine der wichtigsten Voraussetzungen für eine Lebensdauerprognose ist das Vorhandensein von mathematischen Modellen zur Beschreibung der betreffenden Transport- und / oder Schädigungsmechanismen (siehe Abschnitt 2.2). Wie in den vorherigen Abschnitten erläutert, fehlt die allgemeingültige mathematische Formulierung des Chloridtransports in instand gesetzten Bauteilen, die Restbelastung aufweisen. Dennoch wird im Folgenden ein vereinfachter Ansatz zur Dauerhaftigkeitsbemessung derartiger Instandsetzungsmaßnahmen vorgestellt. Der Ansatz wurde erstmalig in *Gehlen & Fischer 2007* entworfen.

Als mathematisches Modell wird der Rechenansatz von *Carslaw & Jaeger 1959* (Gl. (4.1) bis (4.4)) verwendet. Der Gehalt an Restchloriden an der Betonstahloberfläche C_r wird ermittelt / festgelegt. Als Grenzzustand wird das Erreichen des Chloridgehalts, durch Eindringen von äußeren Chloriden, an der Betonstahloberfläche in Höhe von Differenzen zwischen dem kritischen korrosionsauslösenden Chloridgehalt C_{crit} und dem ermittelten Restchloridgehalt definiert, d. h. $C_{crit} - C_r = C_{crit}^*$. Der Gradient des Restchloridprofils sowie seine Umverteilung bleiben unberücksichtigt. Bild 4.15 veranschaulicht die beschriebene Vorgehensweise.

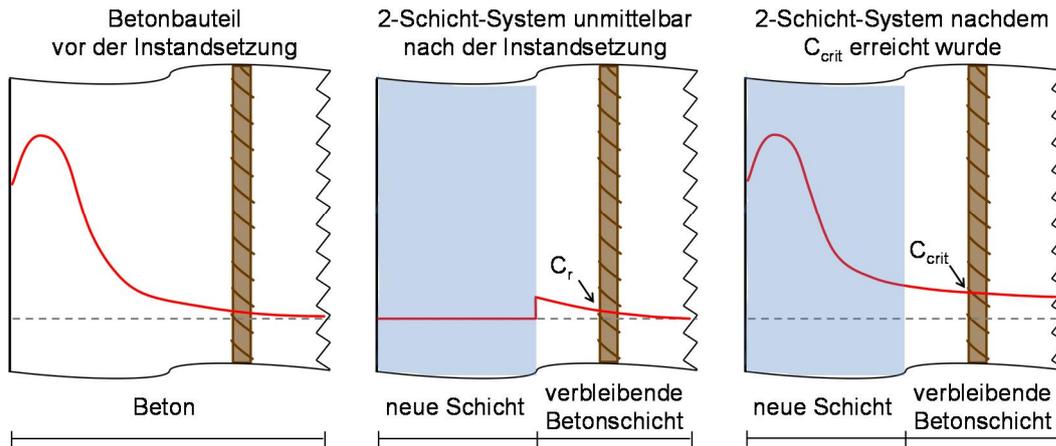


Bild 4.15: schematische Darstellung des Verlaufs des Chloridgehalts eines Bauteils vor und nach der Instandsetzung mit Betonerersatz

Die Grenzzustandsgleichung für die Zuverlässigkeitsanalyse ist analog zum Zwei-Schicht-System ohne Anwesenheit von Restbelastung (Gl. (4.5) oder (4.7)) wie folgt:

$$g(X, t) = C_{crit}^* - C_{remain}(c_{remain}, t_{SL}) \quad (4.11)$$

oder

$$g(X, t) = c_{remain} - x_{crit}^*(t_{SL}) \quad (4.12)$$

x_{crit}^* ist in Gl. (4.12) die Tiefenlage mit dem Chloridgehalt $C_{crit}^* = C_{crit} - C_r$.

Bild 4.16, links, zeigt Ergebnisse von Zuverlässigkeitsanalysen für ein exemplarisches 2-Schicht-System bestehend aus einer 25 mm-dicken Instandsetzungsschicht aus einem CEM III/A-Beton ($w/z = 0,55$) und einer 35 mm-dicken Altbetonschicht aus einem CEM I-Beton ($w/z = 0,45$). Der Restchloridgehalt an der Betonstahloberfläche C_r ist in Bild 4.16, rechts, dargestellt und erfüllt die beiden Randbedingungen im Abschnitt 4.2.4.2. Der Gehalt an Restchloriden an der Betonstahloberfläche beträgt 0,29 M.-%/b. Zum Vergleich wurde auch der Fall betrachtet, dass die verbleibende Betonschicht keine Restchloride aufweist ($C_r = 0$). Ein angestrebter Zuverlässigkeitsindex von $\beta_0 = 1,5$ wird nach 14 ($C_r = 0,29$) bzw. 23 Jahren ($C_r = 0$) erreicht.

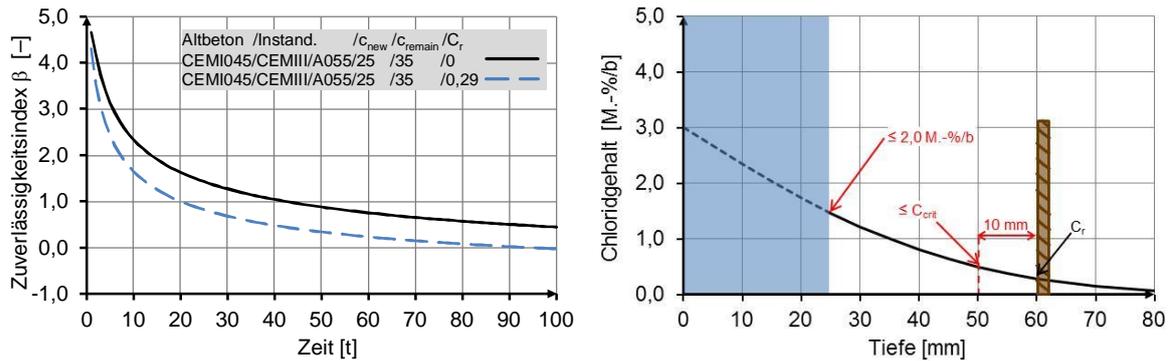


Bild 4.16: links: exemplarische Zustandsprognose nach der Instandsetzung mit Betonersatz mit der Restbelastung der verbleibenden Betonschicht; rechts: Restchloridprofil

Für eine Verifizierung des Bemessungsansatzes wird zunächst im folgenden Abschnitt demonstriert, inwieweit die Vernachlässigung der Umverteilung des Gradienten der Restchloride die Dauerhaftigkeitsbemessung nach dem Ansatz beeinflusst. Im Abschnitt 4.2.4.5 folgen vergleichende numerische Untersuchungen mit der FEM. Bild 4.17 gibt eine Übersicht über die Vorgänge zur Verifizierung des Bemessungsansatzes.

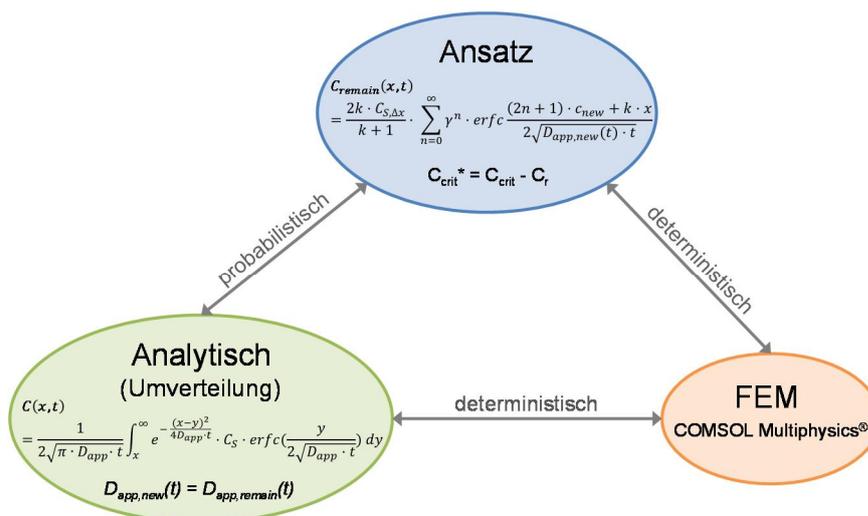


Bild 4.17: Leitbild zur Verifizierung des Bemessungsansatzes

4.2.4.4 Berücksichtigung der Chloridumverteilung bei der Zuverlässigkeitsanalyse

Am Ende des Abschnitts 4.2.4.2 wurden die festgestellten Randbedingungen für das Restchloridprofil zur Vermeidung einer Depassivierung des Betonstahls infolge der (lediglichen) Umverteilung der Restchloride durch exemplarische probabilistische Berechnungen nachgewiesen. Dabei wurde das Faltungsintegral in der Gleichung (4.9) zu Hilfe genommen, welche dann gilt, wenn die Instandsetzungs- und verbleibende Betonschicht dieselben Materialeigenschaften aufweisen, d. h. $D_{app,new}(t) = D_{app,remain}(t)$.

Im Folgenden wird die Umverteilung der Restchloride unter zusätzlichem externen Chlorideintrag auf derselben Art und Weise wie oben aufgeführt, betrachtet und mit dem

im vorherigen Abschnitt vorgestellten vereinfachten Bemessungsansatz durch Zuverlässigkeitsanalysen verglichen. Es werden drei Fallbeispiele betrachtet (Bild 4.18). Dabei werden für die verbleibende Betonschicht und die neue Instandsetzungsschicht dieselben Materialkennwerte eingesetzt. Im Bild 4.18, rechts, sind die jeweiligen Restchloridprofile und die verwendeten Materialien dargestellt. Alle Bemessungsfälle wurden für eine einheitliche Einwirkung durchgeführt (Küstenbereich, unter Wasser, $C_{s,0} = 3,0$ M.-%/b, $T_{real} = 10$ °C). Für die Approximation der Faltungsintegrale (Gl. (4.9)) anhand Riemann-Integral wurden die Restchloridprofile in 10 mm-Tiefenintervalle eingeteilt. Die ermittelte Formulierung für den Bemessungsfall mit dem im Bild 4.18, rechts, dargestellten Restchloridprofil mit $C_r = 0,21$ M.-%/b (Kurve mit gestrichelter Linie) zeigt die Gleichung (4.13) ($D = D_{app}(t)$). Die Intervalle konnten hier grober als im Abschnitt 4.2.4.2 gewählt werden (10 mm statt 2 mm), da die Umverteilung der Restchloride aufgrund des dominierenden Einflusses des externen Chlorideintrags die Zuverlässigkeitsanalysen im Vergleich weniger beeinflusst hat. Die Gleichung (4.13) besteht somit aus einer wesentlich geringeren Anzahl an Bedingungen als die Gleichung (4.10) (19 statt 76).

$$\begin{aligned}
C(x, t) = & - \left(erf \left(\frac{x + 107}{2\sqrt{D \cdot t}} \right) + 5erf \left(\frac{x + 97}{2\sqrt{D \cdot t}} \right) + 15erf \left(\frac{x + 87}{2\sqrt{D \cdot t}} \right) \right. \\
& + 24erf \left(\frac{x + 77}{2\sqrt{D \cdot t}} \right) + 125erf \left(\frac{x + 67}{2\sqrt{D \cdot t}} \right) + 240erf \left(\frac{x + 57}{2\sqrt{D \cdot t}} \right) \\
& + 450erf \left(\frac{x + 47}{2\sqrt{D \cdot t}} \right) + 710erf \left(\frac{x + 37}{2\sqrt{D \cdot t}} \right) \\
& - 1570erf \left(\frac{x + 27}{2\sqrt{D \cdot t}} \right) - 1570erf \left(\frac{x - 27}{2\sqrt{D \cdot t}} \right) \\
& - 710erf \left(\frac{x - 37}{2\sqrt{D \cdot t}} \right) + 450erf \left(\frac{x - 47}{2\sqrt{D \cdot t}} \right) + 240erf \left(\frac{x - 57}{2\sqrt{D \cdot t}} \right) \\
& + 125erf \left(\frac{x - 67}{2\sqrt{D \cdot t}} \right) + 24erf \left(\frac{x - 77}{2\sqrt{D \cdot t}} \right) + 15erf \left(\frac{x - 87}{2\sqrt{D \cdot t}} \right) \\
& + 5erf \left(\frac{x - 97}{2\sqrt{D \cdot t}} \right) + erf \left(\frac{x - 107}{2\sqrt{D \cdot t}} \right) - 2000C_{s,0} \\
& \left. \cdot erf \left(\frac{x}{2\sqrt{D \cdot t}} \right) \right) / 2000
\end{aligned} \tag{4.13}$$

Aus den β - t -Verläufen im Bild 4.18, links, ist feststellbar, dass die jeweiligen Kurven nur im Anfangsbereich, d. h. in den ersten Jahren nach der Instandsetzung, nennenswert voneinander abweichen. Im weiteren Verlauf fallen die Kurven fast vollständig zusammen, was darauf hindeutet, dass der angenommene Ansatz verlässliche Ergebnisse liefert. Der wesentlich geringere anfängliche Zuverlässigkeitsindex beim genauen Verfahren (Berück-

sichtigung der Chloridumverteilung) ist in dem anfänglich maßgebenden Abbau des Gradienten der Restchloride begründet, infolge dessen die Chloridkonzentration nahe der Betonstahloberfläche bereits vor einem nennenswerten Eindringen der externen Chloriden erhöht wird. Bei den Berechnungen wurde auf der sicheren Seite liegend der günstige Einfluss des Bauteilalters zum Zeitpunkt der Instandsetzungsmaßnahme auf den Chlorideindringwiderstand des verbleibenden Betons nicht berücksichtigt. Unter der Berücksichtigung dieser Annahme wird hier die oben beschriebene Unsicherheit in der Zeitperiode unmittelbar nach der Instandsetzungsmaßnahme (hohe Zuverlässigkeitsindexe) als nicht signifikant angenommen.

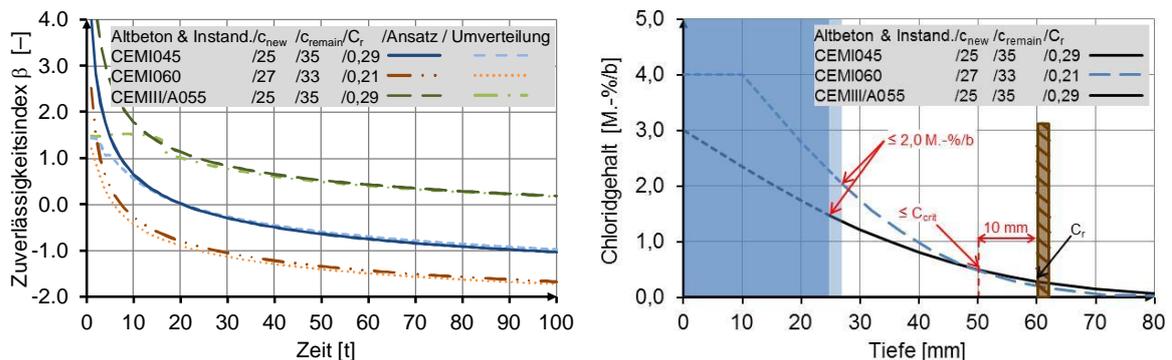


Bild 4.18: links: Zustandsprognose nach der Instandsetzung – Einfluss der Umverteilung der Restchloride; rechts: Restchloridprofile

4.2.4.5 Vergleichende FE-Untersuchungen

Nachfolgend werden Ergebnisse von numerischen Untersuchungen mit der Finite-Elemente-Methode mit dem Programm *COMSOL Multiphysics*[®] für die Verifizierung des vorgestellten Bemessungsansatzes herangezogen. Identisch zu den FE-Untersuchungen im Abschnitt 4.2.4.2 zur erforderlichen Mindestabtragtiefe der Betondeckung wurde auch hier der Chloridtransport nur diffusionsgesteuert betrachtet. Die durchgeführten Berechnungen sind deterministischer Art, d. h. $\beta = 0$ bzw. $p_f = 50\%$.

Zunächst wird die Plausibilität des analytischen Ansatzes zur Berücksichtigung der Umverteilung der Restchloride mit Hilfe des Riemann-Integrals untersucht. In Bild 4.19 sind den zu den Ergebnissen in Bild 4.18 zugehörigen, mit Hilfe des Riemann-Integrals berechneten Chloridprofilen, die Ergebnisse der FE-Berechnungen gegenübergestellt. Als Zeitpunkt wurde für jedes Profil die im Bild 4.18 berechnete Lebensdauer beim Zuverlässigkeitsindex von $\beta = 0$ (deterministische Betrachtung) gewählt. Die Ergebnisse weisen eine vollkommene Übereinstimmung der analytischen mit den numerischen Berechnungen nach. Für den Fall mit dem Material CEM III/A mit $w/z = 0,55$ wurde das Chloridprofil nach 100 Jahren dargestellt, obwohl zu diesem Zeitpunkt der Zuverlässigkeitsindex noch größer als Null ist (siehe Bild 4.18). Aus Bild 4.19 ist auch erkennbar, dass C_{crit} zum Zeitpunkt von 100 Jahren die Betonstahloberfläche noch nicht erreicht hat.

Im Bild 4.20 wurde der im Abschnitt 4.2.4.3, Bild 4.16, links, mit dem vereinfachten Ansatz berechnete Bemessungsfall numerisch untersucht. Die Chloridprofile nach 5, 10, 50 und 105 Jahren nach der Instandsetzung wurden mit der FEM berechnet und dargestellt. Der kritische korrosionsauslösende Chloridgehalt, welcher bei den Zuverlässigkeitsanalysen zu $C_{crit} = 0,60 \text{ M.-%/b}$ angenommen wurde, wird zum Zeitpunkt von 105 Jahren an der Betonstahloberfläche erreicht. Dieser Zeitraum, welcher als die Lebensdauer des Bauteils nach der Instandsetzung angenommen wird, wird nach dem vereinfachten Ansatz mit 94 Jahren ermittelt (Bild 4.16, links, $\beta = 0$). Dieses Ergebnis weist eine sehr gute Übereinstimmung der Ergebnisse des vereinfachten Ansatzes mit denen der numerischen Berechnungen nach. Der Chloridtransport wird somit mit dem vorgestellten vereinfachten probabilistischen Ansatz ausreichend genug für eine zuverlässige Zustandsprognose beschrieben.

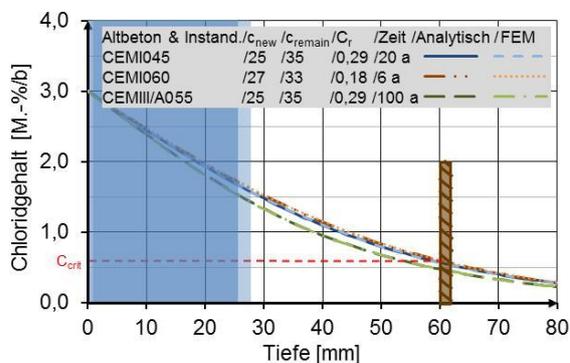


Bild 4.19: Chloridprofile in instandgesetzten Bauteilen – Nachweis des analytischen Ansatzes (Chloridumverteilung mit Riemann-Integral) mit Hilfe der FEM

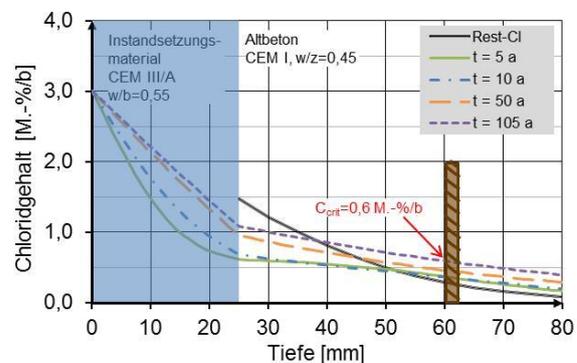


Bild 4.20: zeitliche Entwicklung des Chloridprofils in einem instandgesetzten Bauteil – berechnet mit FEM (COMSOL Multiphysics®)

4.2.4.6 Anwendungsgrenzen des Ansatzes

Bei dem vorgestellten Ansatz zur Abschätzung der Restnutzungsdauer von Bauteilen nach der Instandsetzung mit Betonersatz wird das Restchloridprofil nur durch den Betrag der Chloridkonzentration an der Betonstahloberfläche berücksichtigt. Der Gradient der Restchloride und seine Umverteilung findet dabei keine Berücksichtigung. Dies bedeutet, dass der Ansatz für Fälle, bei denen das Restchloridprofil die Tiefe der Betonstahloberfläche nicht erreicht, nicht anwendbar ist (vgl. Bild 4.21).

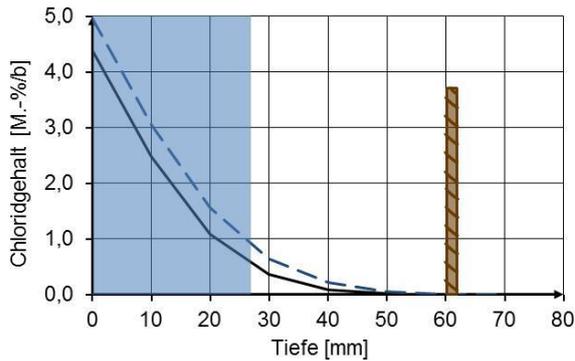


Bild 4.21: exemplarische Bemessungsfälle; Restchloridprofile weisen keine Chloridkonzentration an der Betonstahloberfläche auf

Eine Möglichkeit für die Abschätzung der Restnutzungsdauer nach der Instandsetzung für solche Fälle ist wie folgt. Unter Annahme einer geringen Restchloridkonzentration an der Betonstahloberfläche, z. B. $C_r = 0,10$ M.-%/b, ist die Restnutzungsdauer mit Hilfe des vorgestellten Ansatzes zu berechnen. Der Zeitraum, der benötigt wird, bis das Restchloridprofil an der Betonstahloberfläche eine Konzentration von $0,10$ M.-%/b erreicht, ist auf der sicheren Seite liegend abzuschätzen und mit der zuvor ermittelten Restnutzungsdauer zu addieren.

4.3 Semiprobabilistisches Nachweiskonzept

Analog zum semiprobabilistischen Konzept zur Dauerhaftigkeitsbemessung von Neubauten und auf Grundlage derselben Prinzipien und Verfahrensweise (s. Abschnitt 2.5) wurde ein derartiges Konzept zur Bemessung von Instandsetzungsmaßnahmen mit Betonersatz erstellt.

Für den Fall, dass die Betondeckung vollständig mit einem Instandsetzungsmaterial ersetzt wird und die verbleibende Betonschicht hinter dem Betonstahl keine Restchloride aufweist (Fall 1, Abschnitt 4.2.2), erfolgt die semiprobabilistische Bemessung der Instandsetzungsmaßnahme mit demselben Konzept wie bei den Neubauten (Abschnitt 2.5).

Für die weiteren Fälle mit einem Teilersatz der Betondeckung werden die Grenzzustandsgleichungen (4.11) und (4.12) aus dem vollprobabilistischen Nachweisformat durch die Berücksichtigung der Bemessungswerte der Variablen in die Gleichungen (4.14) und (4.15) verändert:

$$g(X, t) = C_{crit,d}^* - C_{remain,d}(c_{remain,d}, t_{SL}) \quad (4.14)$$

$$g(X, t) = c_{remain,d} - x_{crit,d}^*(t_{SL}) \quad (4.15)$$

Als Bemessungsvariablen wurden analog zum Nachweiskonzept für Neubauten die zwei Variablen des Materialwiderstands $D_{RCM}(t_0)$ und α_{RCM} jeweils für die Instandsetzungsschicht und die verbleibende Betonschicht, die Schichtdicken c_{new} und c_{remain} sowie die Variable der Einwirkung $C_{S,\Delta x}$ gewählt. Für die weiteren Variablen werden charakteristische Werte, d. h. Mittelwerte angesetzt. Somit werden folgende Teilsicherheitsbeiwerte benötigt:

- $\gamma_{\alpha,r}$: Teilsicherheitsbeiwert für den Altersexponenten des Altbetons ($\alpha_{RCM,remain,d} = \alpha_{RCM,remain,k} / \gamma_{\alpha,r}$)
- $\gamma_{D,r}$: Teilsicherheitsbeiwert für den Chloridmigrationskoeffizienten des Altbetons zum Referenzzeitpunkt ($D_{RCM,remain,d}(t_0) = D_{RCM,remain,k}(t_0) \cdot \gamma_{D,r}$)
- Δc_r : Teilsicherheitsbeiwert für die Schichtdicke des verbleibenden Betons vor dem Betonstahl ($c_{remain,d} = c_{remain,k} - \Delta c_r \equiv c_{remain,min} = c_{remain,nom} - \Delta c_r$)
- $\gamma_{\alpha,n}$: Teilsicherheitsbeiwert für den Altersexponenten des Instandsetzungsmaterials ($\alpha_{RCM,new,d} = \alpha_{RCM,new,k} / \gamma_{\alpha,n}$)
- $\gamma_{D,n}$: Teilsicherheitsbeiwert für den Chloridmigrationskoeffizienten des Instandsetzungsmaterials zum Referenzzeitpunkt ($D_{RCM,new,d}(t_0) = D_{RCM,new,k}(t_0) \cdot \gamma_{D,n}$)
- Δc_n : Teilsicherheitsbeiwert für die Schichtdicke des Instandsetzungsmaterials ($c_{new,d} = c_{new,k} - \Delta c_n \equiv c_{new,min} = c_{new,nom} - \Delta c_n$); entspricht dem Vorhaltemaß der Schichtdicke des Instandsetzungsmaterials (Δd_E)
- γ_C : Teilsicherheitsbeiwert für die Oberflächenchloridkonzentration ($C_{S,\Delta x,d} = C_{S,\Delta x,k} \cdot \gamma_C$)

Die Grenzzustandsgleichungen (4.14) und (4.15) können somit wie folgt aufgestellt werden:

$$C_{crit,k} - C_{r,k} = \frac{2k_{D,d} \cdot \gamma_C \cdot C_{S,\Delta x,k}}{k_{D,d} + 1} \cdot \operatorname{erfc} \frac{c_{min,new} - \Delta x_k + k_{D,d} \cdot c_{min,remain}}{2 \sqrt{k_{e,k} \cdot D_{RCM,new,k}(t_0) \cdot \gamma_{D,n} \cdot \left(\frac{t_0}{t_{SL}}\right)^{\frac{\alpha_{RCM,new,k}}{\gamma_{\alpha,n}}} \cdot t_{SL}} \quad (4.16)$$

und

$$\begin{aligned}
c_{min,remain} = & \frac{1}{k_{D,d}} \\
& \cdot \left(2 \operatorname{erf}^{-1} \left(1 - \frac{C_{crit,k} - C_{r,k}}{\gamma_C \cdot C_{S,\Delta x,k}} \cdot \frac{k_{D,d} + 1}{2k_{D,d}} \right) \right. \\
& \cdot \sqrt{k_{e,k} \cdot D_{RCM,new,k}(t_0) \cdot \gamma_{D,n} \cdot \left(\frac{t_0}{t_{SL}} \right)^{\frac{\alpha_{RCM,new,k}}{\gamma_{\alpha,n}}} \cdot t_{SL}} \\
& \left. - c_{min,new} + \Delta x_k \right)
\end{aligned} \tag{4.17}$$

mit:

$$k_{D,d} = \sqrt{\frac{D_{app,new,d}(t)}{D_{app,remain,d}(t)}} = \frac{\sqrt{D_{RCM,new,k}(t_0) \cdot \gamma_{D,n} \cdot \left(\frac{t_0}{t_{SL}} \right)^{\frac{\alpha_{RCM,new,k}}{\gamma_{\alpha,n}}}}{\sqrt{D_{RCM,remain,k}(t_0) \cdot \gamma_{D,r} \cdot \left(\frac{t_0}{t_{SL}} \right)^{\frac{\alpha_{RCM,remain,k}}{\gamma_{\alpha,r}}}}} \tag{4.18}$$

Wird der scheinbare Chloriddiffusionskoeffizient $D_{app}(t)$ mittels der weiteren Ansätze A oder C ermittelt (s. Abschnitt 2.3.2.2), können dementsprechend die Mittelwerte der ermittelten Variablen $D_{nss}(t_0)$ und α_{nss} bzw. $D_{app}(t_0)$ und α_{app} als charakteristische Werte in der Bemessung eingesetzt werden. Für diese Ansätze werden dieselben Teilsicherheitsbeiwerte, die für den Ansatz B festgelegt werden, angewendet.

Die Teilsicherheitsbeiwerte wurden identisch zum Nachweiskonzept für Neubauten durch die Auswertung der vollprobabilistischen Berechnungen von mehreren Bemessungsfällen ermittelt. Dabei wurden die Teilsicherheitsbeiwerte so gewählt, dass die erreichten Zuverlässigkeiten der Bemessungsfälle ein eng begrenztes Spektrum um den Zielwert des Zuverlässigkeitsindex β_0 bilden. Diese sind in Tabelle 4.1 zusammengestellt. Die Sicherheitsbeiwerte für die Materialkennwerte der beiden Schichten sowie für die Einwirkung wurden für den Zielwert des Zuverlässigkeitsindex von $\beta_0 = 0,5$ kleiner als 1,0 gewählt (0,9). D. h. die charakteristischen Werte der Variablen werden durch die Beiwerte begünstigt. Diese Festlegung ist damit begründet, dass durch die einheitliche Berücksichtigung des Vorhaltemaßes von 10 mm für die beiden Schichtdicken Zuverlässigkeiten mit weit über $\beta_0 = 0,5$ erreicht werden. Der in *Greve-Dierfeld 2015* ermittelte globale Sicherheitsbeiwert im semiprobabilistischen Nachweiskonzept zur Dauerhaftigkeitsbemessung hinsichtlich carbonatisierungsinduzierter Betonstahlkorrosion weist für $\beta_0 = 0,5$ (für XC3) ebenfalls einen Wert kleiner als 1,0 auf ($\gamma_f = 0,7$).

Tabelle 4.1: festgelegte Teilsicherheitsbeiwerte für das semiprobabilistische Nachweisformat für die Expositionsklassen XS2, XS3, XD2 und XD3

Zielwert des Zuverlässigkeitsindex β_0	Teilsicherheitsbeiwerte						
	$\gamma_{\alpha,r}$	$\gamma_{D,r}$	ΔC_r	$\gamma_{\alpha,n}$	$\gamma_{D,n}$	ΔC_n	γ_C
1,5 ($p_f = 6,7\%$)	1,1	1,1	10 mm	1,2	1,2	10 mm	1,9
0,5 ($p_f = 30,9\%$)	0,9	0,9	10 mm	0,9	0,9	10 mm	0,9

In Tabelle 4.2 bis Tabelle 4.5 sind exemplarische Bemessungsfälle zur Festlegung der Teilsicherheitsbeiwerte für die Expositionsklasse XS2 für eine Ziellebensdauer von $t_{SL} = 50$ Jahre und den Zielwert des Zuverlässigkeitsindex $\beta_0 = 1,5$ zusammengestellt. Bei den Bemessungsfällen in den ersten zwei Tabellen ist kein Restchloridgehalt auf der Betonstahloberfläche C_r vorhanden, während Tabelle 4.4 und Tabelle 4.5 Bemessungsfälle mit $C_r = 0,1, 0,2$ und $0,3$ M.-%/b beinhalten.

Die erreichten Zuverlässigkeitsindexe mit den Teilsicherheitsbeiwerten sind für die Bemessungsfälle $C_r = 0$ alle größer als 1,3, der Maximalwert beträgt 2,17. Beim Vorhandensein von Restchloriden auf der Betonstahloberfläche fallen die erreichten Zuverlässigkeitsindexe bei sehr ungünstigen Fällen bis zu 1,10 ab ($C_r = 0,3$ und $C_{S,\Delta x} = 5,0$ M.-%/b).

Tabelle 4.6 zeigt exemplarische Bemessungsfälle zur Festlegung der Teilsicherheitsbeiwerte für $\beta_0 = 0,5$. Die erreichten Zuverlässigkeitsindexe liegen überwiegend über 0,5. Für die sehr ungünstigen Fälle Nr. 13 bis 16 (extrem diffusionsoffener Altbeton und extrem hohe Belastung) fallen die erreichten Zuverlässigkeitsindexe jedoch bis 0,23 ab.

Im Abschnitt 4.2.3.2, Bild 4.3, wurde gezeigt, dass die Zuverlässigkeitsanalyse mit dem vorgestellten Zwei-Schicht-Modell vergleichend zum Ein-Schicht-Modell zum Teil zu größeren Zuverlässigkeitsindizes führt, was wahrscheinlichkeitstheoretisch richtig, aber baupraktisch nicht vollkommen nachvollziehbar ist. Dies bedeutet, dass die tatsächliche Sicherheit durch mit dem Zwei-Schicht-Modell berechneten Zuverlässigkeitsindex mit der vorhandenen Erfahrungsbasis und dem Verständnis über die probabilistische Darlegung des betrachteten Grenzzustandes nur eingeschränkt greifbar ist. Aus diesem Grund wurden die Schichtdicken für fünf verschiedene Bemessungsfälle sowohl mit dem semiprobabilistischen Konzept mit Zwei-Schicht-Modell als auch mit dem Konzept mit Ein-Schicht-Modell bemessen und miteinander verglichen. Dabei wurden für den Altbeton- und die Instandsetzungsschicht dieselben Materialeigenschaften berücksichtigt, um eine Bemessung mit dem Ein-Schicht-Modell zu ermöglichen. Die Ergebnisse sind in Tabelle 4.7 (für $\beta_0 = 1,5$) und Tabelle 4.8 (für $\beta_0 = 0,5$) dargestellt. Bis auf einen Fall mit unrealistisch großen Schichtdicken (Fall-Nr. 3) werden mit dem Zwei-Schicht-System größere Schichtdicken bemessen, d. h., mit dem Zwei-Schicht-System wird größere Sicherheit erreicht.

Dasselbe wurde in Tabelle 4.9 (für $\beta_0 = 1,5$) und Tabelle 4.10 (für $\beta_0 = 0,5$) für zwei Bemessungsfälle mit voneinander abweichenden Materialeigenschaften der Altbeton- und Instandsetzungsschicht betrachtet. Dabei erfolgte die Schichtdickenbemessung mit dem Ein-Schicht-Modell einmal für den Fall, dass beide Schichten nur aus dem Material der Altbetonschicht bestehen und ein anderes Mal, wenn diese die Materialeigenschaften der Instandsetzungsschicht aufweisen. Die bemessene Schichtdicke mit dem Zwei-Schicht-Modell liegt für $\beta_0 = 1,5$ erwartungsgemäß jeweils zwischen den bemessenen Schichtdicken mit dem Ein-Schicht-Modell. Bei $\beta_0 = 0,5$ ist die berechnete Schichtdicke mit dem Zwei-Schicht-Modell für Fall-Nr. 2 größer als die beiden mit dem Ein-Schicht-Modell berechneten Werte, was eine höhere Sicherheit beim Zwei-Schicht-Modell bedeutet.

Mit den festgelegten Teilsicherheitsbeiwerten werden für Bemessungsfälle in der Expositionsklasse XS3 Ergebnisse in der Größenordnung derer von XS2 erreicht.

Tabelle 4.2: betrachtete Bemessungsfälle zur Festlegung von Teilsicherheitsbeiwerten für XS2, $t_{SL}=50$ Jahre, $\beta_0=1,5$ und $C_r=0$

Fall-Nr.	Altbeton		Instandsetzungsmaterial		$C_{S,\Delta x}$ [M.-%/b]	erforderlicher $c_{new,nom}$ für $\beta_0=1,5$ [mm]	errechneter $c_{new,nom}$ durch Beiwerte [mm]	Erreichter β durch Beiwerte [-]			
	$D_{RCM}(t_0)$	α_{RCM}	c_{min}	$D_{RCM}(t_0)$					α_{RCM}		
	[$\cdot 10^{-12}m^2/s$]	[-]	[mm]	[$\cdot 10^{-12}m^2/s$]					[-]		
1	10,0	0,3	35	5,0	0,5	3,0	32,6	35,4	1,59		
2			25				41,5	40,1	1,46		
3			35	1,9	0,45	20,1	25,3	1,75			
4			25			26,3	28,6	1,61			
5			35	9,0	0,6	23,9	36,3	1,99			
6			25			30,7	41,0	1,88			
7			35	4,0	0,4	37,3	41,6	1,64			
8			25			46,6	47,0	1,51			
9			35	5,0	0,5	45,8	42,4	1,41			
10			25			55,0	47,1	1,30			
11			35	1,9	0,45	5,0	29,6	30,5	1,57		
12			25				36,0	33,8	1,41		
13			35	9,0	0,6	34,3	43,4	1,81			
14			25			43,1	48,2	1,72			
15					5,0	0,5		2,0	21,4	29,2	1,78
16					35	1,9	0,45		12,1	20,6	1,97
17						9,0	0,6		15,1	30,0	2,17
18						4,0	0,4		25,3	34,5	1,84

Tabelle 4.3: betrachtete Bemessungsfälle zur Festlegung von Teilsicherheitsbeiwerten für XS2, $t_{SL}=50$ Jahre, $\beta_0=1,5$ und $C_r=0$ (Fortsetzung der Tabelle 4.2)

Fall-Nr.	Altbeton		Instandsetzungsmaterial			$C_{S,\Delta x}$ [M.-%/b]	erforderlicher $c_{new,nom}$ für $\beta_0=1,5$ [mm]	errechneter $c_{new,nom}$ durch Beiwerte [mm]	Erreichter β durch Beiwerte [-]
	$D_{RCM}(t_0)$ [$\cdot 10^{-12}m^2/s$]	α_{RCM} [-]	c_{nom} [mm]	$D_{RCM}(t_0)$ [$\cdot 10^{-12}m^2/s$]	α_{RCM} [-]				
19			35				21,6	24,6	1,64
20			25	1,9	0,45	3,0	26,3	26,9	1,53
21			35	10	0,3		83,0	91,2	1,69
22			25				94,3	99,2	1,61
23	20,0	0,3	35			5,0	31,8	30,2	1,44
24			25	1,9	0,45		36,6	32,6	1,34
25			35	10	0,3		106,0	107,0	1,52
26			25			2,0	117,5	115,0	1,45
27			35	1,9	0,45		12,8	19,5	1,86
28			35	10	0,3		62,8	77,4	1,86
29			35			3,0	17,9	28,6	1,87
30			25	5,0	0,5		29,3	38,4	1,77
31	4,0	0,4	35				5,0	28,1	35,0
32			25	5,0	0,5	40,6		44,8	1,61
33			35			2,0	9,5	23,0	2,05
34	10,0	0,3		5,0	0,5	5,0	22,8	30,4	1,95
35			25	1,9	0,45		15,3	22,4	2,13
36			20,0	0,3			1,9	0,45	16,6

für $t_{SL}=10$ Jahre

Tabelle 4.4: betrachtete Bemessungsfälle zur Festlegung von Teilsicherheitsbeiwerten für XS2, $t_{SL}=50$ Jahre, $\beta_0=1,5$, $c_{remain}=25$ mm und $C_r=0,1, 0,2$ bzw. $0,3$

Fall-Nr.	Altbeton		Instandsetzungsmaterial		$C_{S,\Delta x}$	erforderlicher $c_{new,nom}$ für $\beta_0=1,5$	errechneter $c_{new,nom}$ durch Beiwerte	Erreichter β durch Beiwerte	
	$D_{RCM}(t_0)$ [$\cdot 10^{-12}m^2/s$]	α_{RCM} [-]	C_r [M.-%/b]	$D_{RCM}(t_0)$ [$\cdot 10^{-12}m^2/s$]					α_{RCM} [-]
1	10,0	0,3	0,1	5,0	0,5	3,0	46,5	42,7	1,40
2			0,2				52,3	45,7	1,33
3			0,3				59,3	49,4	1,26
4			0,1	1,9	0,45	3,0	29,9	30,5	1,53
5			0,2				34,5	32,8	1,43
6			0,3				39,1	35,5	1,36
7			0,1	9,0	0,6	3,0	34,5	43,7	1,82
8			0,2				39,6	46,8	1,73
9			0,3				44,7	50,5	1,68
10			0,1	4,0	0,4	3,0	51,8	49,9	1,45
11			0,2				57,9	53,4	1,38
12			0,3				65,4	57,6	1,30
13			0,1	5,0	0,5	5,0	59,5	46,4	1,18
14			0,2				64,7	49,2	1,14
15			0,3				71,2	52,7	1,09
16			0,1	1,9	0,45	5,0	39,2	33,3	1,28
17			0,2				43,0	35,4	1,23
18			0,3				47,7	38,0	1,17

Tabelle 4.5: betrachtete Bemessungsfälle zur Festlegung von Teilsicherheitsbeiwerten für XS2, $t_{SL}=50$ Jahre, $\beta_0=1,5$, $c_{remain}=25$ mm und $C_r=0,1, 0,2$ bzw. $0,3$ (Fortsetzung der Tabelle 4.4)

Fall-Nr.	Altbeton		Instandsetzungsmaterial			$C_{S,\Delta x}$ [M.-%/b]	erforderlicher $c_{new,nom}$ für $\beta_0=1,5$ [mm]	errechneter $c_{new,nom}$ durch Beiwerte [mm]	Erreichter β durch Beiwerte [-]
	$D_{RCM}(t_0)$	α_{RCM}	C_r	$D_{RCM}(t_0)$	α_{RCM}				
	[$\cdot 10^{-12}m^2/s$]	[-]	[M.-%/b]	[$\cdot 10^{-12}m^2/s$]	[-]				
19			0,1				44,8	47,5	1,58
20	10,0	0,3	0,2	9,0	0,6	5,0	49,0	50,4	1,54
21			0,3				54,1	53,9	1,49
22			0,1				30,1	29,0	1,45
23			0,2	1,9	0,45		34,5	31,5	1,38
24			0,3			3,0	40,0	34,4	1,29
25			0,1				102,7	105,0	1,55
26			0,2	10	0,3		112,7	111,8	1,48
27	20,0	0,3	0,3				125,0	120,3	1,41
28			0,1				36,6	32,0	1,20
29			0,2	1,9	0,45		44,1	34,2	1,15
30			0,3				5,0	49,0	37,0
31	0,1				125,4	113,4		1,27	
32	0,2	10	0,3		134,5	119,9		1,23	
33			0,3				145,8	127,9	1,19
34			0,1				44,2	44,2	1,50
35	4,0	0,4	0,2	5,0	0,5	5,0	49,0	46,8	1,45
36			0,3				54,6	50,0	1,40

Tabelle 4.6: betrachtete Bemessungsfälle zur Festlegung von Teilsicherheitsbeiwerten für XS2, $t_{SL}=50$ Jahre, $\beta_0=0,5$, $c_{remain}=25$ mm und $C_r=0, 0,1, 0,2$ bzw. $0,3$

Fall-Nr.	Altbeton		Instandsetzungsmaterial		$C_{S,\Delta x}$ [M.-%/b]	erforderlicher $c_{new,nom}$ für $\beta_0=0,5$ [mm]	errechneter $c_{new,nom}$ durch Beiwerte [mm]	Erreichter β durch Beiwerte [-]	
	$D_{RCM}(t_0)$ [$\cdot 10^{-12}m^2/s$]	α_{RCM} [-]	C_r [M.-%/b]	$D_{RCM}(t_0)$ [$\cdot 10^{-12}m^2/s$]					α_{RCM} [-]
1			0			11,9	15,5	0,74	
2			0,1	9,0	0,6	14,5	17,3	0,68	
3			0,2			17,4	19,4	0,62	
4			0,3			21,0	21,9	0,55	
5			0			8,6	12,8	0,79	
6	10,0	0,3	0,1	1,9	0,45	3,0	10,9	14,3	0,73
7			0,2				13,5	16,1	0,66
8			0,3				16,6	18,1	0,59
9			0				14,5	16,4	0,60
10			0,1	5,0	0,5	17,4	18,3	0,54	
11			0,2			20,8	20,5	0,49	
12			0,3			24,9	23,1	0,43	
13			0			29,9	25,8	0,34	
14	20,0	0,3	0,1	4,0	0,4	5,0	33,1	27,9	0,31
15			0,2				36,9	30,3	0,27
16			0,3				41,5	33,3	0,23
17	5,0	0,4	————	3,0	0,4	20,4	25,2	0,70	
18			————			23,7	27,4	0,65	

Tabelle 4.7: Verifizierung des semiprobabilistischen Konzepts für das Zwei-Schicht-System mit dem Konzept für das Ein-Schicht-System; beide Altbeton- und Instandsetzungsschicht weisen dieselben Materialeigenschaften auf; XS2, $\beta_0=1,5$, $t_{SL}=50$ Jahre, $C_r=0$

Fall-Nr.	Altbeton & Instands.		$c_{\text{remain,nom}}$	$C_{S,\Delta x}$	$c_{\text{new,nom}}^{1)}$	$\beta^{2)}$	$c_{\text{new,nom}}^{3)}$	$\beta^{4)}$	$\beta^{5)}$ 1-S.-Sys. mit
	$D_{\text{RCM}}(t_0)$	α_{RCM}			2-Schicht-System	2-Schicht-System	1-Schicht-System	1-Schicht-System	$c_{\text{new,nom}}$ von 2-S.-Sys.
	$[\cdot 10^{-12} \text{m}^2/\text{s}]$	$[-]$	$[\text{mm}]$	$[\text{M.}\%/\text{b}]$	$[\text{mm}]$	$[-]$	$[\text{mm}]$	$[-]$	$[-]$
1	5,0	0,5	25	3,0	36,6	1,85	34,9	1,31	1,35
2	9,0	0,6			37,4	2,26	36,1	1,75	1,79
3	10,0	0,3	35		88,7	1,79	96,2	1,70	1,54
4					12,1	1,98	10,2	1,38	1,46
5	1,9	0,45	25	5,0	28,2	1,88	25,4	1,25	1,35

¹⁾ mit dem semiprobabilistischen Konzept für das Zwei-Schicht-System berechnete Dicke der Instandsetzungsschicht

²⁾ erreichter Zuverlässigkeitsindex (mit Zuverlässigkeitsanalyse am Zwei-Schicht-System) mit der Dicke der Instandsetzungsschicht, die mit dem semiprobabilistischen Konzept für Zwei-Schicht-System berechnet wurde

³⁾ mit dem semiprobabilistischen Konzept für das Ein-Schicht-System (Neubau) berechnete Dicke der Instandsetzungsschicht

⁴⁾ erreichter Zuverlässigkeitsindex (mit Zuverlässigkeitsanalyse am Ein-Schicht-System) mit der Dicke der Instandsetzungsschicht, die mit dem semiprobabilistischen Konzept für Ein-Schicht-System berechnet wurde

⁵⁾ erreichter Zuverlässigkeitsindex (mit Zuverlässigkeitsanalyse am Ein-Schicht-System) mit der Dicke der Instandsetzungsschicht, die mit dem semiprobabilistischen Konzept für Zwei-Schicht-System berechnet wurde

Tabelle 4.8: Verifizierung des semiprobabilistischen Konzepts für das Zwei-Schicht-System mit dem Konzept für das Ein-Schicht-System; beide Altbeton- und Instandsetzungsschicht weisen dieselben Materialeigenschaften auf; XS2, $\beta_0=0,5$, $t_{SL}=50$ Jahre, $C_r=0$

Fall-Nr.	Altbeton & Instands.		$c_{\text{remain,nom}}$	$C_{S,\Delta x}$	$c_{\text{new,nom}}^{1)}$	$\beta^{2)}$	$c_{\text{new,nom}}^{3)}$	$\beta^{4)}$	$\beta^{5)}$ 1-S.-Sys. mit
	$D_{\text{RCM}}(t_0)$	α_{RCM}			2-Schicht-System	2-Schicht-System	1-Schicht-System	1-Schicht-System	$c_{\text{new,nom}}$ von 2-S.-Sys.
	$[\cdot 10^{-12} \text{m}^2/\text{s}]$	$[-]$	$[\text{mm}]$	$[\text{M.}\%/\text{b}]$	$[\text{mm}]$	$[-]$	$[\text{mm}]$	$[-]$	$[-]$
1	5,0	0,5	25	3,0	13,0	1,04	11,4	0,57	0,63
2	9,0	0,6			11,9	1,13	11,0	0,79	0,83
3	10,0	0,3	35		37,3	0,44	44	0,44	0,25
4					8,3	1,26	4,0	0,67	0,87
5	1,9	0,45	25	5,0	11,4	1,13	7,9	0,58	0,73

¹⁾ mit dem semiprobabilistischen Konzept für das Zwei-Schicht-System berechnete Dicke der Instandsetzungsschicht

²⁾ erreichter Zuverlässigkeitsindex (mit Zuverlässigkeitsanalyse am Zwei-Schicht-System) mit der Dicke der Instandsetzungsschicht, die mit dem semiprobabilistischen Konzept für Zwei-Schicht-System berechnet wurde

³⁾ mit dem semiprobabilistischen Konzept für das Ein-Schicht-System (Neubau) berechnete Dicke der Instandsetzungsschicht

⁴⁾ erreichter Zuverlässigkeitsindex (mit Zuverlässigkeitsanalyse am Ein-Schicht-System) mit der Dicke der Instandsetzungsschicht, die mit dem semiprobabilistischen Konzept für Ein-Schicht-System berechnet wurde

⁵⁾ erreichter Zuverlässigkeitsindex (mit Zuverlässigkeitsanalyse am Ein-Schicht-System) mit der Dicke der Instandsetzungsschicht, die mit dem semiprobabilistischen Konzept für Zwei-Schicht-System berechnet wurde

Tabelle 4.9: Verifizierung des semiprobabilistischen Konzepts für das Zwei-Schicht-System mit dem Konzept für das Ein-Schicht-System; Altbeton- und Instandsetzungsschicht weisen unterschiedliche Materialeigenschaften auf; XS2, $\beta_0=1,5$, $t_{SL}=50$ Jahre, $C_r=0$

Fall-Nr.	Altbeton		Instandsetzungsmaterial		$c_{\text{remain,nom}}$	$C_{S,\Delta x}$	$c_{\text{new,nom}}^{1)}$ 2-Schicht-System	$c_{\text{new,nom}}^{2)}$ 1-S.-Sys wenn alles Altbeton	$c_{\text{new,nom}}^{3)}$ 1-S.-Sys wenn alles Instands.
	$D_{\text{RCM}}(t_0)$	α_{RCM}	$D_{\text{RCM}}(t_0)$	α_{RCM}					
	$[\cdot 10^{-12} \text{m}^2/\text{s}]$	$[-]$	$[\cdot 10^{-12} \text{m}^2/\text{s}]$	$[-]$	$[\text{mm}]$	$[\text{M.}\%/\text{b}]$	$[\text{mm}]$	$[\text{mm}]$	$[\text{mm}]$
1	4,0	0,4	3,0	0,4	25	3,0	39,0	43,5	35,7
2	3,0	0,4		0,45			33,3	35,7	29,3

¹⁾ mit dem semiprobabilistischen Konzept für das Zwei-Schicht-System berechnete Dicke der Instandsetzungsschicht

²⁾ mit dem semiprobabilistischen Konzept für das Ein-Schicht-System (Neubau) berechnete Dicke der Instandsetzungsschicht, für den Fall, dass beide Schichten aus dem Altbeton bestehen

³⁾ mit dem semiprobabilistischen Konzept für das Ein-Schicht-System (Neubau) berechnete Dicke der Instandsetzungsschicht, für den Fall, dass beide Schichten aus dem Instandsetzungsmaterial bestehen

Tabelle 4.10: Verifizierung des semiprobabilistischen Konzepts für das Zwei-Schicht-System mit dem Konzept für das Ein-Schicht-System; Altbeton- und Instandsetzungsschicht weisen unterschiedliche Materialeigenschaften auf; XS2, $\beta_0=0,5$, $t_{SL}=50$ Jahre, $C_r=0$

Fall-Nr.	Altbeton		Instandsetzungsmaterial		$c_{\text{remain,nom}}$	$C_{S,\Delta x}$	$c_{\text{new,nom}}^{1)}$ 2-Schicht-System	$c_{\text{new,nom}}^{2)}$ 1-S.-Sys wenn alles Altbeton	$c_{\text{new,nom}}^{3)}$ 1-S.-Sys wenn alles Instands.
	$D_{\text{RCM}}(t_0)$	α_{RCM}	$D_{\text{RCM}}(t_0)$	α_{RCM}					
	$[\cdot 10^{-12} \text{m}^2/\text{s}]$	$[-]$	$[\cdot 10^{-12} \text{m}^2/\text{s}]$	$[-]$	$[\text{mm}]$	$[\text{M.}\%/\text{b}]$	$[\text{mm}]$	$[\text{mm}]$	$[\text{mm}]$
1	4,0	0,4	3,0	0,4	25	3,0	16,3	17,1	12,8
2	3,0	0,4		0,45			13,4	12,8	8,8

¹⁾ mit dem semiprobabilistischen Konzept für das Zwei-Schicht-System berechnete Dicke der Instandsetzungsschicht

²⁾ mit dem semiprobabilistischen Konzept für das Ein-Schicht-System (Neubau) berechnete Dicke der Instandsetzungsschicht, für den Fall, dass beide Schichten aus dem Altbeton bestehen

³⁾ mit dem semiprobabilistischen Konzept für das Ein-Schicht-System (Neubau) berechnete Dicke der Instandsetzungsschicht, für den Fall, dass beide Schichten aus dem Instandsetzungsmaterial bestehen

4.4 Vereinfachtes Nachweiskonzept mit Nomogrammen

Um die Bemessung zu vereinfachen, wurde identisch zur Dauerhaftigkeitsbemessung von Neubauten das erstellte semiprobabilistische Konzept für die Instandsetzungsmaßnahme mittels Betonersatz in Nomogramme übertragen. Die erstellten Bemessungsnomogramme sind dem Anhang E zu entnehmen. Jedes Nomogramm besteht aus einem Quader. Mit dem Eingangsparameter d_R wird über die Kurvenscharen $k_{D,d}$ der Parameter d_C als Ergebnis abgelesen. Die Kennwerte $k_{D,d}$, d_R und d_C werden wie folgt ermittelt bzw. definiert.

Mit dem Kennwert $k_{D,d}$ werden die Eigenschaften des Altbetons und des Instandsetzungsmaterials in Verhältnis gesetzt. Das Indiz „ d “ kennzeichnet, dass dieser Kennwert ein Bemessungswert ist, d. h. die enthaltenen Variablen mit jeweiligen Teilsicherheitsbeiwerten berücksichtigt werden müssen. Der zeitabhängige Kennwert k_D wurde bereits durch die Gleichung (4.18) vorgestellt. Um die Nutzung der Nomogramme einfach zu gestalten, wurde der Kennwert $k_{D,d}$ als unabhängig von der Zeit wie in der Gleichung (4.19) dargestellt, vereinfacht. Dabei wurde die Zeit gleich 50 Jahre gesetzt, d. h., das Verhältnis der Materialeigenschaften der beiden Schichten wird immer für eine Lebensdauer von 50 Jahren berechnet und in der Bemessung berücksichtigt. In Tabelle 4.11 wurde anhand exemplarischer Fallbetrachtungen nachgewiesen, dass diese Vereinfachung des Kennwerts $k_{D,d}$ die Dauerhaftigkeitsbemessung nur unwesentlich beeinflusst.

$$k_{D,d} = \sqrt{\frac{D_{app,new}(t)}{D_{app,remain}(t)}} \cong 0,04 \left(\frac{\alpha_{new}}{\gamma_{\alpha,n}} - \frac{\alpha_{remain}}{\gamma_{\alpha,r}} \right) \cdot \sqrt{\frac{D_{RCM,new}(t_0) \cdot \gamma_{D,n}}{D_{RCM,remain}(t_0) \cdot \gamma_{D,r}}} \quad (4.19)$$

Der Kennwert d_R ist ebenfalls eine Bemessungsvariable, mit der der Chlorideindringwiderstand des Instandsetzungsmaterials zum Zeitpunkt der geplanten Lebensdauer sowie die geplante Lebensdauer wie folgt berücksichtigt werden:

$$d_R = \sqrt{D_{app,new,d}(t_{SL}) \cdot t_{SL}} = \sqrt{k_e \cdot D_{RCM,new}(t_0) \cdot \gamma_{D,n} \cdot \left(\frac{t_0}{t_{SL}} \right)^{\frac{\alpha_{new}}{\gamma_{\alpha,n}}} \cdot t_{SL}} \quad (4.20)$$

Der Kennwert d_C wird als Ergebnis aus dem Nomogramm abgelesen und ist wie folgt definiert:

$$d_C = 2 \operatorname{erf}^{-1} \left(1 - \frac{C_{crit,k} - C_{r,k}}{\gamma_C \cdot C_{S,\Delta x,k}} \cdot \frac{k_{D,d} + 1}{2k_{D,d}} \right) \cdot d_R \quad (4.21)$$

Die minimale Schichtdicke wird letztendlich mit Hilfe der Gleichung (4.22) berechnet:

$$c_{new,min} = d_c - k_{D,d} \cdot c_{remain,min} + \Delta x \quad (4.22)$$

Im Gegensatz zu den Nomogrammen für Neubauten ist eine umgekehrte Anwendung dieser Nomogramme, d. h. d_c als Eingangsparameter und d_R als Ergebnis, nicht praktikabel.

Die Bemessung für den Fall eines vollständigen Ersatzes der Betondeckung mit dem Instandsetzungsmaterial (Fall 1, Abschnitt 4.2.2) erfolgt mit den für Neubauten entwickelten Nomogrammen im Anhang D. Dabei wurde die Mindestschichtdicke des Instandsetzungsmaterials konform zu den Angaben in *DAfStb RiLi SIB 2001* mit $d_{E,min}$ (statt $c_{new,min}$) dargestellt.

Aus ausführungs- und baupraktischen Gründen wurde ein Mindestmaß von 20 mm für die Mindestschichtdicke gewählt.

Nachfolgend werden zwei Beispiele zur Berechnung der Mindestschichtdicke bei Instandsetzungsmaßnahme mittels Betonersatz aufgeführt.

Beispiel 4.1: Bemessung der Schichtdicke beim vollständigen Ersatz der Betondeckung eines Bauteils der Expositionsklasse XD2 (keine Restbelastung vorhanden)

Informationen:

planmäßige Nutzungsdauer nach der Instandsetzung: $t_{SL} = 50$ Jahre

Sicherheitsniveau: $\beta_0 = 1,5$

Instandsetzungsmaterial: Beton aus CEM I + 22% FA mit $D_{RCM}(t_0=28 d) = 5,5 \cdot 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$

Chloridbeanspruchung: $C_{S,0} = 4,0 \text{ M.-%/b}$

Hauptbindemittelart: CEM I + 22% FA

Lösung:

$\alpha_{RCM} = 0,60$ (Tabelle 2.5, CEM II/A-V)

Bild D.5 $\rightarrow d_{E,min} \sim 53 \text{ mm}$ für XD3 / XS3

Für XD2: $d_{E,min} \sim 53 \text{ mm} - 10 \text{ mm} \sim 43 \text{ mm}$

Vorhaltemaß der Schichtdicke $\Delta d_E = 10 \text{ mm} \rightarrow d_{E,nom} \sim 53 \text{ mm}$

Abtragtiefe: $x = 22 \text{ mm}$ ($C(x=22\text{mm}, t_{\text{insp}}) = 2,0 \text{ M.-%/b}$ und $C(x=50\text{mm}, t_{\text{insp}}) \leq 0,5 \text{ M.-%/b}$) $\rightarrow c_{\text{remain,nom}} = 60 - 22 = 38 \text{ mm}$ und $c_{\text{remain,min}} = 38 - 10 = 28 \text{ mm}$

Altersexponent $\alpha_{\text{app}} = 0,40$ (Tabelle 2.5, CEM III/A)

$$D_{\text{app}}(t_0) = \frac{1}{k_e} \cdot D_{\text{app}}(t_{\text{insp}}) \cdot \left(\frac{t_0}{t_{\text{insp}}}\right)^{-\alpha_{\text{app}}} = 2,5 \text{ m}^2/\text{s}$$

$$k_{D,d} = 0,04 \left(\frac{\alpha_{\text{new}} - \alpha_{\text{remain}}}{\gamma_{\alpha,n} \cdot \gamma_{\alpha,r}}\right) \cdot \sqrt{\frac{D_{\text{RCM,new}}(t_0) \cdot \gamma_{D,n}}{D_{\text{RCM,remain}}(t_0) \cdot \gamma_{D,r}}} = 0,04 \left(\frac{0,5}{1,2} - \frac{0,4}{1,1}\right) \cdot \sqrt{\frac{3,0 \cdot 1,2}{2,5 \cdot 1,1}} = 0,96$$

$$\begin{aligned} d_R &= \sqrt{k_e \cdot D_{\text{RCM,new}}(t_0) \cdot \gamma_{D,n} \cdot \left(\frac{t_0}{t_{\text{SL}}}\right)^{\frac{\alpha_{\text{new}}}{\gamma_{\alpha,n}}} \cdot t_{\text{SL}}} \\ &= \sqrt{0,56 \cdot (3,0 \cdot 10^{-12} \cdot 365 \cdot 24 \cdot 3600) \cdot 1,2 \cdot \left(\frac{0,0767}{50}\right)^{\frac{0,5}{1,2}} \cdot 50 \cdot 1000} \\ &= 14,6 \text{ mm} \end{aligned}$$

$C_{S,\Delta x,\text{insp}} = 3,0 \text{ M.-%/b}$ und $C_r = 0,2 \text{ M.-%/b}$ \rightarrow Bild E.7 $\rightarrow d_c \sim 37,2 \text{ mm}$

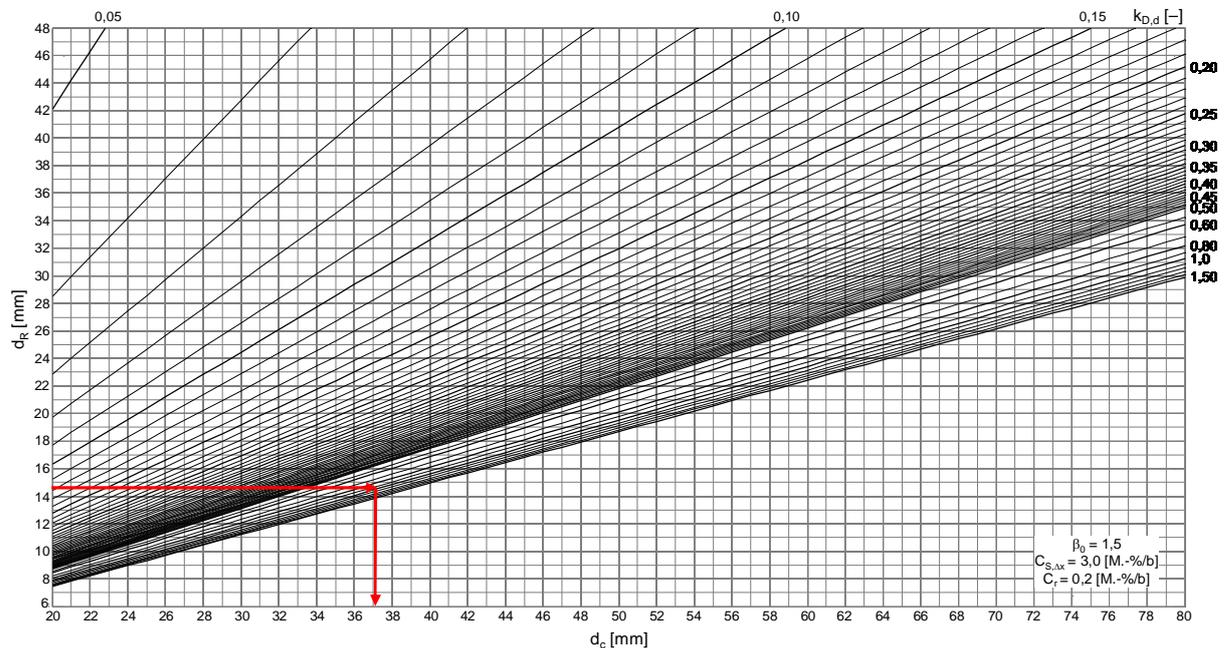


Bild E.1: Bemessungsnomogramm für Zielzuverlässigkeit $\beta_0=1,5$, $C_{S,\Delta x}=3,0 \text{ M.-%/b}$, $C_r=0,2 \text{ M.-%/b}$

$$c_{\text{new,min}} = d_c - k_{D,d} \cdot c_{\text{remain,min}} + \Delta x = 37,2 - 0,96 \cdot 28 + 10 = 20,3 \text{ mm} \geq 20 \text{ mm}$$

$$\rightarrow d_{E,\text{min}} = 20,3 \text{ mm}$$

$$\Delta d_E = 10 \text{ mm} \rightarrow d_{E,\text{nom}} = 30,3 \text{ mm}$$

Beispiel 4.3: Anwendungsbeispiel aus dem Abschnitt 2.6Informationen:

Vollständiger Ersatz der Betondeckung mit einem Instandsetzungsmaterial mit:

$$D_{RCM}(t_0=28d) = 2,65 \cdot 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s} \text{ und } \alpha_{RCM} = 0,45$$

$$C_{S,\Delta x} = 4,0 \text{ M.-%/b, Ziellebensdauer } t_{SL} = 70 \text{ Jahre, } \beta_0 = 1,5$$

Lösung:

$$k_{D,d} = 0,04^{\left(\frac{0,45}{1,2} - \frac{0,45}{1,1}\right)} \cdot \sqrt{\frac{2,65 \cdot 1,2}{2,65 \cdot 1,1}} = 1,17$$

$$d_R = \sqrt{0,56 \cdot (2,65 \cdot 10^{-12} \cdot 365 \cdot 24 \cdot 3600) \cdot 1,2 \cdot \left(\frac{0,0767}{70}\right)^{\frac{0,45}{1,2}} \cdot 70 \cdot 1000} = 17,5 \text{ mm}$$

$$\text{Bild E.9} \rightarrow d_c \sim 44,5 \text{ mm} \rightarrow c_{new,min} = 44,5 - 1,17 \cdot 0 + 0 = 44,5 \text{ mm}$$

Die hier anhand der Nomogramme im Anhang E berechnete Mindestschichtdicke ist geringfügig kleiner als die Mindestbetondeckung, die anhand der Nomogramme für Neubauten im Anhang D berechnet wird ($c_{min} = 50 \text{ mm}$, s. Beispiel im Abschnitt 2.6). Für die Dauerhaftigkeitsbemessung von Instandsetzungsmaßnahmen mit einem vollständigen Ersatz der Betondeckung sind die Nomogramme im Anhang D zu verwenden.

Tabelle 4.11: Nachweis der Anwendbarkeit des Parameters k_D nach der approximierten Formel (Gleichung (4.19), ohne Teilsicherheitsbeiwerte)

Fall-Nr.	Altbeton			Instandsetzungsmaterial			$C_{S,\Delta x}$	t_{SL}	k_D genau	k_D approx.	$C(x=c_{new,nom}, t)$		Differenz der letzten zwei Spalten
	$D_{RCM}(t_0)$	α_{RCM}	$c_{remain,nom}$	$D_{RCM}(t_0)$	α_{RCM}	$c_{new,nom}$					mit k_D genau	mit k_D approx.	
	$[\cdot 10^{-12}m^2/s]$	$[-]$	$[mm]$	$[\cdot 10^{-12}m^2/s]$	$[-]$	$[mm]$					$[M.-%/b]$	$[M.-%/b]$	
1								10	0,5543		0,0110	0,0140	+27,3
2								20	0,5354		0,0527	0,0571	+8,3
3								30	0,5246		0,1021	0,1054	+3,2
4	10,0	0,3	35	5,0	0,4	25	3,0	50	0,5114	0,5125	0,1937		0
5								70	0,5029		0,2698	0,2673	-0,9
6								100	0,4940		0,3606	0,3564	-1,2
7								10	0,7919		0,0533	0,0592	+11,1
8								20	0,7783		0,1731	0,1793	+3,6
9								30	0,7704		0,2842	0,2882	+1,4
10	10,0	0,3	35	8,0	0,35	25	3,0	50	0,7607	0,7615	0,4595		0
11								70	0,7543		0,5895	0,5871	-0,4
12								100	0,7476		0,7334	0,7296	-0,5
13								10	0,1348		0,0044	0,0057	+29,5
14								20	0,1194		0,0158	0,0167	+5,7
15								30	0,1113		0,0274	0,0277	+1,1
16	20,0	0,20	35	2,0	0,55	15	4,0	50	0,1017	0,1025	0,0470		0
17								70	0,0959		0,0623	0,0632	+1,4
18								100	0,0901		0,0798	0,0831	+4,1

5 Zusammenfassung und Ausblick

In dieser Arbeit wurden Nachweiskonzepte entwickelt, um eine transparente und leistungsbezogene Bemessung und Bewertung von Stahlbetonbauten unter dem dauerhaftigkeitsrelevanten Aspekt „chloridinduzierte Betonstahlkorrosion“ bei der

- Errichtung von Neubauten,
- Abschätzung der Restnutzungsdauer bestehender Bauwerke und
- Instandsetzung mittels Betonersatz

zu ermöglichen. Damit wird das zuverlässigkeitsbezogene Konzept der *DIN EN 1990:2010* umgesetzt und den dort vorgegebenen Sicherheitsanforderungen Folge getragen.

Die Nachweiskonzepte wurden jeweils auf vollprobabilistischer Ebene entwickelt und beschrieben, mit der Erarbeitung von Teilsicherheitsbeiwerten in ein semiprobabilistisches Format überführt und durch Erstellung von Nomogrammen für die praktische Anwendung vereinfacht.

Die Dauerhaftigkeitsbemessung und -bewertung mit Nomogrammen erfolgt für zwei verschiedene Sicherheitsanforderungen ($\beta_0 = 1,5$ und $0,5$) unter Berücksichtigung der erwarteten / vorhandenen Einwirkung (Expositionsklasse und Chloridgehalt), des im Labor oder am Bauwerk ermittelten Materialwiderstands, der erforderlichen / gewünschten / vorhandenen Betondeckung und der vorgesehenen Nutzungsdauer.

Der potentielle Chlorideindringwiderstand des Bauteils kann durch die in dieser Arbeit entwickelten Methoden ermittelt werden, die die Verschiedenartigkeit der Materialien (herkömmliche Betone, neue Materialien), den Informationsstand (Zusammensetzung des Materials, Datengrundlage aus Labor- oder Bauwerksuntersuchungen etc.), den realisierbaren Zeit- und Kostenaufwand und die notwendige Zuverlässigkeit berücksichtigen.

Für den Ausblick auf die weitere Optimierung sowie Vereinfachung der Bemessung sind folgende Punkte hervorzuheben:

Der Schnellchloridmigrationsversuch (RCM) erweist sich aufgrund kurzer Prüfdauer, weitgehend einfacher und störunanfälliger Handhabung sowie ausreichender Präzision als geeignete Prüfmethode zur Bewertung des Chlorideindringwiderstands der Materialien. Die Randbedingungen dieser Prüfmethode sind noch normativ festzulegen und zu vereinheitlichen.

Für eine Berücksichtigung von Einflüssen aus der Ausführung auf den Chlorideindringwiderstand des Bauteils in der Bemessung, insbesondere Nachbehandlung und Schalungsart, sind systematische Untersuchungen vorzunehmen.

Analog zur Dauerhaftigkeitsbemessung hinsichtlich carbonatisierungsinduzierter Betonstahlkorrosion (*Leivestad 2013, Greve-Dierfeld 2015*) kann eine Differenzierung des Materialwiderstands durch die Einführung von Chlorideindringwiderstandsklassen erfolgen. Dadurch können Betone mit ähnlicher Leistungsfähigkeit zusammengefasst und „Betonfamilien“ gebildet werden (Kombinationen aus Bindemittelart und w/b-Wert). Ein erster Ansatz erfolgte bereits in *Leivestad 2013*.

Referenzen

Normen

BS 8500-1:2006 Concrete – complementary British Standard to BS EN 206-1 – Part 1: Method of specifying and guidance for the specifier. London, Great Britain.

DIN 1045-2:2008 Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton – Teil 2: Beton – Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität – Anwendungsregeln zu DIN EN 206-1.

DIN 1164-1:1994 Zement – Teil 1: Zusammensetzung, Anforderungen (zurückgezogen, ersetzt durch *DIN 1164-10:2013*)

DIN 4030-1:2008 Beurteilung betonangreifender Wässer, Böden und Gase – Teil 1: Grundlagen und Grenzwerte.

DIN 19702:2010 Massivbauwerke im Wasserbau – Tragfähigkeit, Gebrauchstauglichkeit und Dauerhaftigkeit.

DIN 31051:2012 Grundlagen der Instandhaltung.

DIN EN 14626:2007 Produkte und Systeme für den Schutz und die Instandsetzung von Betontragwerken – Prüfverfahren – Bestimmung des Chloridgehaltes in Festbeton; Deutsche Fassung EN 14629:2007.

DIN EN 1990:2010 Eurocode 0: Grundlagen der Tragwerksplanung; Deutsche Fassung EN 1990:2002 + A1:2005 + A1:2005/AC:2010.

DIN EN 1992-1-1/NA:2013 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 206:2014 Beton – Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität; Deutsche Fassung EN 206:2013.

DIN EN 197-1:2014 (Entwurf) Zement – Teil 1: Zusammensetzung, Anforderungen und Konformitätskriterien von Normalzement; Deutsche Fassung EN 197-1:2014.

DIN EN 12390-3:2009 Prüfung von Festbeton – Teil 3: Druckfestigkeit von Probekörpern.

DIN EN 12390-7:2009 Prüfung von Festbeton – Teil 7: Dichte von Festbeton.

DIN EN 12390-11:2015 Prüfung von Festbeton – Teil 11: Bestimmung des Chloridwiderstandes von Beton – Einseitig gerichtete Diffusion.

DS/EN 1992-1-1 DK NA:2011 National annexe to EN 1992-1-1. Denmark.

EN 1992-1-1:2004 Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings.

ISO 16204:2012 Durability – Service life design of concrete structures.

ISO 2394:1998 General principles on reliability of structures.

NEN 6700:2005 Technical principles for building structures. The Netherlands.

NF EN 206/CN:2014 National supplement to NF EN 206. France.

NP EN 206-1:2007 Betão – Parte 1: Especificação, desempenho, produção e conformidade. IPQ, Lisboa, Portugal.

NS-EN 206/NA 2014 National annexe to EN 206:2014. Norway.

Richtlinien

BAW-Merkblatt 2012: Chlorideindringwiderstand von Beton (MCL). Bundesanstalt für Wasserbau.

CEB 238:1997 New Approach to Durability Design: An Example for Carbonation Induced Corrosion. Comité Euro-International du Béton (CEB). Bulletin d'Information, N° 238, Lausanne 1997.

DAfStb Heft 401:1989 Arbeitskreis Prüfverfahren Chlorideindringtiefe des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton. Anleitung zur Bestimmung des Chloridgehaltes von Beton. In Schriftenreihe des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton. Beuth Verlag, Berlin.

DAfStb RiLi SIB 2001: Richtlinie für Schutz und Instandsetzung von Betonbauteilen – Teil 1: Allgemeine Regelungen und Planungsgrundsätze. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton.

DAfStb Positionspapier 2008: Positionspapier des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton zur Umsetzung des Konzepts von leistungsbezogenen Entwurfsverfahren unter Berücksichtigung von DIN EN 206-1, Anhang J. In Beton- und Stahlbetonbau 103, 2008, Heft 12, Seiten 837 bis 839.

DAfStb Positionspapier 2015: Positionspapier des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton zum aktuellen Stand der Technik – Kritischer korrosionsauslösender Chloridgehalt. In Beton- und Stahlbetonbau 110, 2015, Heft 11, Seiten 784 bis 786.

DBV-Merkblatt 2011: Betondeckung und Bewehrung – Sicherung der Betondeckung beim Entwerfen, Herstellen und Einbauen der Bewehrung sowie des Betons nach Eurocode 2. Merkblätter Deutscher Beton- und Bautechnik-Verein e.V. Berlin.

- fib bulletin 34:2006* Model Code for Service Life Design. Prepared by *fib* Task Group 5.6.
- fib bulletin 53:2009* Structural Concrete – Textbook on behaviour, design and performance. Volume 3: Design of durable concrete structures.
- fib bulletin 76:2015* Benchmarking of Deemed-to-Satisfy Provisions in Standards – Durability of Reinforced Concrete Structures Exposed to Chlorides. Prepared by *fib* Task Group 8.6: Gehlen, C., Greve-Dierfeld, S. v., Gulikers, J., Helland, S., Rahimi, A. et al.
- fib Model Code for Concrete Structures 2010*.
- LNEC E 465:2007* Concrete – methodology for estimating the concrete performance properties allowing to comply with the design working life of reinforced or pre-stressed concrete structures under environmental exposures XC and XS. MOPTC – Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Portugal.
- NT Build 492:1999* Concrete, Mortar and Cement-Based Repair Materials – Chloride Migration Coefficient from Non-Steady-State Migration Experiments.
- Probabilistic Model Code 2001* – Part 1: Basis of design. Prepared by Joint Committee on Structural Safety (JCSS). ISBN 978-3-909386-79-6.
- ZTV-W LB 215:2012* Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen – Wasserbau (ZTV-W) für Wasserbauwerke aus Beton und Stahlbeton (Leistungsbereich 215), Ausgabe 2012. Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung (BMVBS).
- ZTV-ING:2014* Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für Ingenieurbauten. Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung (BMVBS).

Literatur

- Alonso, C., Andrade, C., Gonzalez, J.A. 1988*: Relation between resistivity and corrosion rate of reinforcement in carbonated mortar made with several cement types. *Cement and Concrete Research*, 39, 3, 1988, 687-698.
- Alonso, M.C., Sanchez, M., Angst, U.M., Garcia-Calvo, J.L. 2012*: The effect of binder type on chloride threshold values for reinforced concrete. *Proceedings of the International Conference of Concrete Repair, Rehabilitation and Retrofitting III – Alexander et al. (Eds).* © 2012 Taylor & Francis Group, London, ISBN 978-0-415-89952-9.

- Andrade, C., Whiting, D. 1996:* A comparison of chloride ion diffusion coefficients derived from concentration gradients and non-steady state accelerated ionic migration. *Materials and Structures*, Vol. 29, October 1996, pp 476-484.
- Andrade, C., Castellote, M., Alonso, C., González, C. 2000:* None-steady-state chloride diffusion coefficients obtained from migration and natural diffusion tests. Part 1: Comparison between several methods of calculation. *Materials and Structures*, Vol. 33, January-February 2000, pp 21-28.
- Ang, G. K. I., Wyatt, D. P. 1999:* Performance Concept in the Procurement of Durability and Serviceability of Buildings. Ottawa: NRC Research Press, 1999. Durability of Building Materials and Components, Proceedings of the Eight International Conference, Vancouver, May 30-June 3, 1999, (Lacasse, M. A.; Vanier, D. J. (Ed.)), Vol. 3, pp. 1821-1832.
- Angst, U., Elsener, B., Larsen, C.K., Vennesland, Ø. 2009:* Critical chloride content in reinforced concrete – A review. *Cement and Concrete Research*, 39: 1122-1138.
- Angst, U.M., Elsener, B. 2015:* Forecasting chloride-induced reinforcement corrosion in concrete – effect of realistic reinforcement steel surface conditions. Proceedings of the International Conference of Concrete Repair, Rehabilitation and Retrofitting IV – Dehn et al. (Eds). 5-7 October 2015, Leipzig, Germany.
- Arya, C., Buenfeld, N.R., Newman, J.B. 1990:* Factors Influencing Chloride-binding in Concrete. *Cement and Concrete Research*, Vol. 20 (1990) pp. 291-300.
- Bamforth, P.B. 1993:* Concrete classification for r.c. structures exposed to marine and other salt laden environments. *Structural Faults and Repair 93*, Vol II, Edinburgh, June/July 1993, Engineering Technics Press, pp. 31-40.
- Bamforth, P.B. 1997:* Corrosion of Reinforcement in Concrete Caused by Wetting and Drying Cycles in Chloride Containing Environments. Middlesex: Taywood Engineering Ltd. BSI Supported Project PBB/BM 1746.
- Bamforth, P.B. 1999:* The Derivation of Input Data for Modelling Chloride Ingress from Eight-Year UK Coastal Exposure Trials. *Magazine of Concrete Research* 51 (1999), No. 2, pp. 87-96.
- Benjamin, S.E., Sykes, J.M. 1990:* Chloride-induced pitting corrosion of Swedish iron in ordinary Portland cement mortars and alkaline solutions – the effect of temperature. *Corrosion of Reinforcement in Concrete*, International Symposium, Wishaw, Warwickshire, UK, May 21-24, 1990, (Page, C. L.; Treadaway, K.W.J.; Bamforth, P.B. (Ed.)), S. 59-64.

- Boddy, A., Bentz, E., Thomas, M.D.A., Hooton, R.D. 1999:* An overview and sensitivity study of a multi-mechanistic chloride transport model. *Cement and Concrete Research*, Vol. 29, pp. 827-837.
- Bouwmeester, W.J., Polder, R.B., Lollini, F. 2010:* The effect of Curing on the Microstructure and Chloride Penetration Resistance of Concrete. *Proceedings of 2nd International Symposium on Service Life Design for Infrastructure*. 4-6 October 2010, Delft, The Netherlands.
- Breit, W. 1997:* Untersuchungen zum kritischen korrosionsauslösenden Chloridgehalt für Stahl in Beton. *Schriftenreihe Aachener Beiträge zur Bauforschung*, Institut für Bauforschung der RWTH Aachen, Nr. 8, Dissertation.
- Breit, W. 2001:* Kritischer korrosionsauslösender Chloridgehalt – Sachstand und neuere Untersuchungen. *Verein Deutscher Zementwerke e.V., Verlag Bau+Technik*, Düsseldorf, Germany.
- Breit, W., Dauberschmidt, C., Gehlen, C., Sodeikat, C., Taffe, A., Wiens, U. 2011:* Zum Ansatz eines kritischen Chloridgehaltes bei Stahlbetonbauwerken. *Beton- und Stahlbetonbau*, 106 (2011), Heft 5. Ernst & Sohn, Berlin.
- Bunke, N. 1991:* Prüfung von Beton – Empfehlungen und Hinweise als Ergänzung zu DIN 1048. *Schriftenreihe des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton*, Heft 422. Beuth, Berlin.
- Caré, S. 2008:* Effect of temperature on porosity and on chloride diffusion in cement pastes. *Construction and Building Materials* 22 (2008) 1560-1573.
- Carslaw, H. S., Jaeger, J. C. 1959:* *Conduction of Heat in Solids*. Clarendon Press, Oxford, UK.
- Castellote, M. 1997:* Application of electrical fields for the characterisation of concrete in relation to chloride ions transport. *Doctoral thesis*, University of Zaragoza, in Spanish.
- Castellote, M, Andrade, C, Alonso, C. 1999:* Chloride-binding isotherms in concrete submitted to non-steady-state migration experiments. *Cement and Concrete Research* 29 (1999) pp. 1799-1806.
- CHLORTEST 2005:* EU Funded Research Project under 5FP GROWTH Programme. *Resistance of Concrete to Chloride Ingress – From laboratory tests to in-field performance – WP4 Report – Modelling of Chloride Ingress*.
- Colleparidi, M., Marcialis, A., Turriziani, R. 1970:* The kinetics of chloride ions penetration in concrete (in Italian). *Il Cemento*, No. 4 (1970) 157-164.

- COMSOL Multiphysics*[®] – Multiphysics Modeling, Finite Element Analysis, and Engineering Simulation Software, www.comsol.com.
- Crank, J. 1975*: The Mathematics of Diffusion. Clarendon, Oxford, UK, 2nd edition.
- DARTS 2004*: Durable and reliable tunnel structures – Deterioration modelling. Prepared by Ingenieurbüro Professor Schießl, Gehlen, C., Kapteina, G. Project with financial support of the European Commission under the Fifth Framework Program, GROWTH 2000 Project GRD1-25633, Contract G1RD-CT-2000-00467.
- Dousti, A., Rashednia, R., Ahmadi, B., Shekarchi, M. 2013*: Influence of exposure temperature on chloride diffusion in concretes incorporating silica fume or natural zeolite. *Construction and Building Materials* 49 (2013) 393-399.
- DuraCrete 1998*: Probabilistic Performance based durability design of concrete structures, EU-Project (Brite EuRam III). No BE95-1347.
- DuraCrete 1998a*: Subtask 4.3.1: Statistical Quantification of the propagation period. The European Union – Brite EuRam III, Contract BRPR-CT95-0132, Project BE95-1347, Document BE95-1347/TG4/E, 1998.
- DuraCrete 2000*: Probabilistic performance based durability design of concrete structures: General guidelines for durability design and redesign. – Report No. BE95-1347/R14.
- Einstein, A. 1905*: Über die von der molekularkinetischen Theorie der Wärme geforderte Bewegung von in ruhenden Flüssigkeiten suspendierten Teilchen. *Annalen der Physik*, 17, S. 549–560.
- Faber, M. H. 2007*: Risk and Safety in Civil Engineering. Lecture Notes. ETH Swiss Federal Institute of Technology Zurich.
- Fluge, F. 1997*: Environmental Loads on Coastal Bridges. Oslo, Norwegian Road Research Laboratory. *Repair of Concrete Structures : From Theory to Practice in a Marine Environment* (Blankvoll, A. (Ed.)), Svolveaer, Norway, 28-30 May, 1997, pp. 89-98.
- Fluge, F. 2003*: Marine chlorides – A probabilistic approach to derive provisions for EN 206-1 DuraNet, Third workshop, Tromsø, Norway, June 2001. Reported in “Betongkonstruksjoners Livsløp” report no 19, Norwegian Road Administration, P.O.Box 8142, 0033 Oslo.
- Frederikson, J.M., Sørensen, H.E., Andersen, A., Klinhoffer, O. 1996*: The Effect of Water/Cement Ration on Chloride Transport into Concrete – Immersion, Migration and Resistivity Tests. Copenhagen, Danish Road Directorate, Report No 54 1996.
- Frederiksen, J.M., Nilsson, L.-O., Sandberg, P., Poulsen, E., Tang, L., Andersen, A. 1997*: A system for estimation of chloride ingress into concrete. Theoretical background. HETEK. Danish Road Directorate Report No 83 1997.

- Frederiksen, J.M., Mejlbro, L., Nilsson, L.-O.* 2008: Fick's 2nd law – Complete solution for chloride ingress into concrete, Report TVBM-3146, Lund Institute of Technology, Sweden.
- Freundlich, H.* 1907: Über die Adsorption in Lösungen. Z. Phys. Chem. 57, 1907, S. 385-470.
- Gehlen, C.; Ludwig, H.M.* 1999: Compliance Testing for Probabilistic Design Purposes. Brussels: European Union – Brite EuRam, 1999. Contract BRPR-CT95-0132, Project BE95-1347, Document BE95-1347/R8.
- Gehlen, C.* 2000: Probabilistische Lebensdauerbemessung von Stahlbetonbauwerken – Zuverlässigkeitsbetrachtungen zur wirksamen Vermeidung von Bewehrungskorrosion. Schriftenreihe des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton, Heft 510. Beuth, Berlin, Dissertation.
- Gehlen, C., Fischer, C.* 2007: Überarbeitung des BAW-Merkblatts Chlorideindringwiderstand von Beton. Abschlussbericht-Nr. A07/1-1. Institut für Werkstoffe im Bauwesen der Universität Stuttgart.
- Gehlen, C., Schießl, P. und Schießl-Pecka, A.* 2008: Hintergrundinformationen zum Positionspapier des DAfStb zur Umsetzung des Konzeptes von leistungsbezogenen Entwurfsverfahren unter Berücksichtigung von DIN EN 206-1, Anhang J, für dauerhaftigkeitsrelevante Problemstellungen. Beton- und Stahlbetonbau 103 (2008), Heft 12, S. 840–851.
- Gehlen, C., Mayer, T. F., Greve-Dierfeld, S. von* 2011: Lebensdauerbemessung. Beton-Kalender 2011, Kapitel XIV. Ernst & Sohn, Berlin.
- Gehlen, C., Brameshuber, W., Horbach, J., Ludwig, H.M., Meschke, G.* 2013: Dauerhafte Infrastruktur aus Beton – Einfluss kombinierter Last- und Umwelteinwirkungen auf das Mikrogefüge und die Transportprozesse im Beton. Antrag an die DFG zur Einrichtung eines Schwerpunktprogramms.
- Gehlen, C., Rahimi, A., Reschke, T., Westendarp, A.* 2015: Bewertung der Leistungsfähigkeit von Instandsetzungsmaterialien und der Lebensdauer von instandgesetzten Stahlbetonbauteilen unter Chlorideinwirkung. Beton-Kalender 2015, Kapitel VI. Ernst & Sohn, Berlin.
- Ghosh, P. Hammond, A. Tikalsky, P. J.* 2011: Prediction of equivalent steady-state chloride diffusion coefficients. ACI Materials Journal, January-February 2011, Vol. 108, No. 1, pp 88-94.

- Glass, G. K., Reddy, B. 2002:* The Influence of the Steel Concrete Interface on the Risk of Chloride Induced Corrosion Initiation. Corrosion of Steel in Reinforced Concrete Structures, COST 521, Final Workshop, University of Applied Sciences, Luxembourg, 18-19 February 2002, Weydert, R. (Ed.), S. 227-232.
- Gollwitzer, S. 2015:* Informationen beim persönlichen Gespräch am 17.02.2015.
- Greve-Dierfeld S. von 2015:* Bemessungsregeln zur Sicherstellung der Dauerhaftigkeit XC-exponierter Stahlbetonbauteile. Dissertation, Technische Universität München.
- Gulikers, J. 2011:* Analysis and evaluation of a European Round Robin Test on Rapid Chloride Migration. Report of Rijkswaterstaat Ministerie van Verkeer en Waterstaat, Utrecht.
- Hansson, C. M., Sørensen, B. 1990:* The threshold concentration of chloride in concrete for the initiation of reinforcement corrosion. Philadelphia: American Society for Testing Materials, ASTM 1065, 1990. In Corrosion Rates of Steel in Concrete, (Berke, N.S.; Chaker, V.;Whiting, D. (Ed.)), S. 3-16.
- Harnisch, J., Raupach, M. 2011:* Aktuelle Untersuchungsergebnisse zum kritischen Chloridgehalt von Stahl in Beton. Restoration of Buildings and Monuments, Bauinstandsetzen und Baudenkmalpflege, Vol. 17, No. 3/4, 157-168.
- Haque, M.N. and Kayyali, O.A. 1995:* Free and Water Soluble Chloride in Concrete. Cement and Concrete Research, Vol. 25 (1995) No. 3, pp. 532-542.
- Helland, S., Aarstein, R., Maage M. 2010:* In-field performance of North Sea offshore platforms with regard to chloride resistance. Structural Concrete 2010, 11, No. 1. 1464-4177 © 2010 Thomas Telford and fib.
- Helland, S. 2015:* Informationen durch Schriftverkehr.
- Hergenröder, M. 1992:* Zur statistischen Instandhaltungsplanung für bestehende Betonbauwerke bei Karbonatisierung des Betons und möglicher Korrosion der Bewehrung. Berichte aus dem Konstruktiven Ingenieurbau, Technische Universität München, Dissertation.
- Herman, M. H.1999:* Building Performance Starts at Hand-Over: The Importance of Life Span Information. Ottawa: NRC Research Press, 1999. – Durability of Building Materials and Components, Proceedings of the Eight International Conference, Vancouver, May 30-June 3, 1999, (Lacasse, M. A.; Vanier, D. J. (Ed.)), Vol. 3, pp. 1867-1873.
- Holický, M. 2011:* Optimization of the Target Reliability Level in Engineering. 1st International Symposium on Uncertainty Modelling in Engineering (ISUME 2011), 2 - 3 May 2011, Prague, Czech Republic.

- Huber, J. 2008:* Zur Nachbehandlung von Beton – Auswirkungen des Wasserverlustes durch Evaporation in jungem Alter am Beispiel von Straßenbeton. Dissertation, Technische Universität München.
- Hunkeler, F., Ungricht, H., Deillon, F. 2000:* Untersuchungen zur Chloridbestimmung im Beton und Durchführung eines 2-stufigen Ringversuchs. Technische Forschung und Beratung für Zement und Beton (TFB), Wildegg, Schweiz. Forschungsauftrag 88/97 auf Antrag der Arbeitsgruppe Brückenforschung. Eidgenössisches Departement für Umwelt, Verkehr, Energie und Kommunikation Bundesamt für Straßen.
- Hussain, S.H., Rasheeduzzafar, Al-Musallam, A., Al-Gahtani, A.S. 1995:* Factors Affecting Threshold Chloride for Reinforcement Corrosion in Concrete. *Cement and Concrete Research*, Vol. 25 (1995), No. 7, pp. 1543-1555.
- Hussain, R.H., Ishida, T. 2011:* Computer-aided oxygen transport model of mass and energy simulation for corrosion of reinforced steel. *Automation in Construction*, 20, 5, 2011, 559-570.
- Jaegermann, C. 1990:* Effect of Water-Cement Ratio and Curing on Chloride Penetration into Concrete Exposed to Mediterranean Sea. *Journal of the ACI* 87 (1990), No. 4, pp. 333-339.
- Jacobs, F., Leemann A. 2007:* Betoneigenschaften nach SN EN 206-1. ASTRA Report VSS Nr. 615.
- Jiang, F., Wan, X., Wittmann, F.H., Zhao, T. 2011:* Influence of combined actions on durability of reinforced concrete structures. *Restoration of Buildings and Monuments*, Vol. 17, No. 5, 289-298.
- Jung, S.H., Choi, Y.J., Lee, B.C. 2007:* Influence of Carbonation on the Chloride Diffusion in Concrete. *Proceedings of the International Conference on Sustainable Building Asia*, Seoul, Korea.
- Justnes, H. 1996:* A review of chloride binding in cementitious systems. SINTEF Civil and Environmental Engineering, Cement and Concrete, Trondheim, Norway.
- Kapteina, G. 2011:* Modell zur Beschreibung des Eindringens von Chlorid in Beton von Verkehrsbauwerken. Dissertation, Technische Universität München.
- Kostadinov, D. 2014:* Prognose der Restnutzungsdauer von instand gesetzten Betonbauteilen unter Chlorideinwirkung. Masterarbeit, Technische Universität München.
- Lay, S., Schießl, P. 2006.* Dauerhaftigkeitsbemessung von Stahlbetonkonstruktionen. Forschungsbericht AiF/DBV-Nr. 12525/225, Technische Universität München.

- Lay, S. 2007:* Abschätzung der Wahrscheinlichkeit tausalzinduzierter Bewehrungskorrosion. Dissertation, Technische Universität München. Schriftenreihe des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton, Heft 568. Beuth, Berlin.
- Leivestad, S. 2013:* Durability – exposure resistance classes, a new system to specify durability in EN 206 and EN 1992. Memo, durability classes, JWG 250/104 – N19C.
- Leivestad, S. 2014:* Durability – Exposure resistance classes, a new system to specify durability in EN 206 and EN 1992. Memo, JWG 250/104 – N25.
- Maage, M., Helland, S., Carlsen, E.J. 1993:* Experience with chloride penetration in concrete exposed to marine environment in Norway, Proceedings FIP symposium 1993, Kyoto, Japan.
- Maage, M., Helland, S., Poulsen, E., Vennesland, O., Carlsen, E.J. 1996:* Service life prediction of existing concrete structures exposed to a marine environment. ACI Materials Journal, Vol. 93, November-December 1996, pp. 602-608.
- Maage, M., Helland, S., Carlsen, E.J. 1999:* Chloride penetration into concrete with lightweight aggregates. EU-Project (Brite EuRam III), report BE96-3942/R3.
- Maage, M., Helland, S. 2009:* Shore Approach. 26 years performance of high quality concrete in a marine environment. COIN Project report 14, SINTEF Trondheim, Norway.
- Maierhofer, C., Reinhardt, H.-W., Dobmann, W. 2010:* Non-Destructive Evaluation of Reinforced Concrete Structures: Volume 2: Non-Destructive Testing Methods. Woodhead Publishing Series in Civil and Structural Engineering.
- Markeset, G. 2009:* Critical chloride content and its influence on service life predictions. Materials and Corrosion 2009, 60, No. 8.
- Marues, P.F., Costa, A., Lanata, F. 2012:* Service life of RC structures: chloride induced corrosion: prescriptive versus performance-based methodologies. Materials and Structures (2012) 45:277-296.
- Martin, H. 1975:* Zeitlicher Verlauf der Chloridionenwanderung in Beton, der einem PVC-Brand ausgesetzt war. Betonwerk + Fertigteiltechnik, Heft 1 / 1975.
- Maxima – A Computer Algebra System.* Energy Science and Technology Software Center. <http://maxima.sourceforge.net>.
- Mejlbro, L. 1996:* The complete solution to Fick's second law of diffusion with time-dependent diffusion coefficient and surface concentration. Proceedings of CEMENTA's workshop on Durability of Concrete in Saline Environments. Danderyd, Sweden.

- Mohammed, T.U., Yamaji, T., Hamada, H. 2002*: Chloride Diffusion, Microstructure, and Mineralogy of Concrete after 15 Years of Exposure in Tidal Environment. *ACI Materials Journal*, May - June 2002, pp. 256-263.
- Mohammed, T.U., Yamaji, T., Hamada, H. 2002a*: Microstructures and Interfaces in Concrete after 15 Years of Exposure in the Tidal Environment. *ACI Materials Journal*, Vol. 99, No. 4, July - August 2002, pp. 352-360.
- Neville, A. 1995*: Chloride attack of reinforced concrete – an overview. *Materials and Structures*, vol. 28 (1995) pp 63-70.
- Nilsson, L.-O. 2002*: Concepts in Chloride Modelling – Key note paper at 3rd International RILEM workshop on Testing and Modelling Chloride Ingress into Concrete, Madrid, 9.-10. September 2002.
- Nguyen, T.S., Lorente, S., Carcasses, M. 2006*: Influence of the temperature on the chloride transport through cementitious materials. *J. Phys. IV France* 136 (2006) 63–70, © EDP Sciences, Les Ulis.
- Oh, B.H., S.Y. Jang, S.Y., Shin, Y.S. 2003*: Experimental investigation of the threshold chloride concentration for corrosion initiation in reinforced concrete structures. *Magazine of Concrete Research* 55: 117-124.
- Osterminski, K. 2013*: Zur voll-probabilistischen Modellierung der Korrosion von Stahl in Beton – Ein Beitrag zur Dauerhaftigkeitsbemessung von Stahlbetonbauteilen. Dissertation, Technische Universität München.
- Østmosen, T., Liestøl, G., Grefstad, K.A., Sand, B.T., Farstad, T. 1993*: Chloride durability of coastal bridges in concrete), Report from Norwegian Public Roads Administration, Oslo (in Norwegisch).
- Page, C.L., Short, N.R., El Tarras, A. 1981*: Diffusion of Chloride Ions in Hardened Cement Pastes. *Cement and Concrete Research* 11 (1981), No. 3, pp. 395-406.
- Rackwitz, R. 1999*: Zuverlässigkeitsbetrachtungen bei Verlust der Dauerhaftigkeit von Bauteilen und Bauwerken. – Kurzberichte aus der Bauforschung 40 (1999), Nr. 4, S. 297–301 Stuttgart: IRB, 1998. – Forschungsbericht Nr. T 284.
- Rahimi, A., Gehlen, C., Reschke, T., Westendarp, A. 2013*: Long-Term Performance of Concrete Structures in a Marine Environment – Measured and Calculated. Proceedings of 7th International Conference on Concrete Under Severe Conditions – Environment and Loading (CONSEC13), Nanjing, China.
- Rahimi, A., Gehlen, C., Reschke, T., Westendarp, A. 2013a*: Approaches for Modelling the Residual Service Life of Marine Concrete Structures after Repair. Proceedings of 7th International Conference on Concrete Under Severe Conditions – Environment and Loading (CONSEC13), Nanjing, China.

- Rahimi, A., Gehlen, C., Reschke, T., Westendarp, A. 2014:* Approaches for Modelling the Residual Service Life of Marine Concrete Structures. International Journal of Corrosion 1/2014, <http://www.hindawi.com/journals/ijc/2014/432472/abs/>.
- Rahimi, A., Gehlen, C., Reschke, T., Westendarp, A. 2014a:* Efficiency of materials used for repair measures of concrete structures exposed to chlorides. Proceedings of the 5th International Conference on Concrete Repair – Concrete Solutions, 01.-03. September 2014, Belfast, UK.
- Rahimi, A., Gehlen, C., Reschke, T., Westendarp, A. 2015:* Chloride transport in concrete structural elements after repair. Proceedings of the International *fib* symposium 2015, Concrete – Innovation and Design, 18.-20. May, Copenhagen, Denmark.
- Rahimi, A., Gehlen, C., Reschke, T., Westendarp, A. 2015a:* Restnutzungsdauer von instandgesetzten Stahlbetonbauteilen unter Berücksichtigung der Chloridumverteilung. Ibausil 2015, 16.-18. September 2015, Weimar, Deutschland.
- Rahimi, A., Gehlen, C., Reschke, T., Westendarp, A. 2015b:* Impact of Chloride Redistribution on the Service Life of Repaired Concrete Structural Elements. Proceedings of the International Conference on Concrete Repair, Rehabilitation and Retrofitting IV, 5.-7. October 2015, Leipzig, Germany.
- Raupach, M. 1992:* Zur chloridinduzierten Makroelementkorrosion von Stahl in Beton. Schriftenreihe des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton (1992), Nr. 433. Beuth, Berlin, Dissertation.
- Rasheeduzzafar, Hussain, H.S., Al-Saadoun, S.S. 1992:* Effect of Tricalcium Aluminate Content of Cement on Chloride Binding and Corrosion of Reinforcing Steel in Concrete. ACI Materials Journal, January-February 1992, pp. 3-12.
- Reschke, T., Rahimi A., Becker, H. 2014:* Schleuse Wilhelmshaven – Instandsetzungsbedarf der Kajen und mögliche Instandsetzungsvarianten. Gutachten zur Auftrags-Nr. A39510306414. Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe.
- Rößler, G., Westendarp, A., Dauberschmidt, C., Meng, B., Pierkes, R., Schwamborn, B., Wiens, U. 2009:* Instandsetzung von Meerwasserbauten, ibac-Forschungsbericht F647.
- Schall, G., Gollwitzer, S., Rackwitz, R. 1988:* Integration of Multinormal Densities on Surfaces. Proceedings of 2nd IFIP WG 7.5 Work. Conference on Reliability and Optimization on Structural Systems, London, 1988, ed. P. Thoft-Christensen, Springer, 1989.

- Schießl, P., Raupach, M. 1990:* Influence of concrete composition and microclimate on the critical chloride content in concrete. London: Elsevier, 1990. Corrosion of Reinforcement in Concrete, International Symposium, Wishaw, Warwickshire, UK, May 21-24, 1990, (Page, C. L.; Treadaway, K.W.J.; Bamforth, P.B. (Ed.)), S. 49-58.
- Schießl, P., Raupach, M. 1990a:* Einfluss der Betonzusammensetzung und der Umgebungsbedingungen auf die chloridinduzierte Korrosion von Stahl in Beton – Ergebnisse von Untersuchungen mit Betonkorrosionszellen. Beton-Informationen 30 (1990), Nr. 4, S. 43-54.
- Schießl, P., Breit, W. 1996:* Local repair measures at concrete structures damaged by reinforcement corrosion- aspects of durability. Proceedings of 4th Int. Symp. Corrosion of Reinforcement in Concrete Construction, The Royal Society of Chemistry, Cambridge: 525-534.
- Schneider, J. 2007:* Sicherheit und Zuverlässigkeit im Bauwesen – Grundwissen für Ingenieure.
- Schwenk, W. 1972:* Korrosionsgefährdung und Schutzmaßnahmen bei Elementbildung zwischen erdverlegten Rohren und Behältern aus unterschiedlichen Metallen. Gwf-gas/Erdgas, 113, 11, 1972, 546-550.
- Siemes, T., Vrouwenvelder, T., Beukel, A. van den 1985:* Durability of buildings: a reliability analysis. HERON, Vol. 30, No. 3, pp. 2-48.
- Sørensen, J.D., Kroon I.B., Faber, M.H. 1994:* Optimal reliability-based code calibration. Structural Safety 1994, volume 15, 197-208.
- Spiesz, P., Ballari, M.M., Brouwers, H.J.H. 2012:* RCM: a new model accounting for the non-linear chloride binding isotherm and the non-equilibrium conditions between the free- and bound-chloride concentrations. Construction and Building Materials 27 (2012) 293-304.
- Spiesz, P., Brouwers, H.J.H. 2013:* Influence of the applied voltage on the Rapid Chloride Migration (RCM) test. Cement and Concrete Research 42 (2012) 1072-1082.
- Spiesz, P. 2013:* Durability of concrete with emphasis on chloride migration. Doctoral thesis, Eindhoven University of Technology, the Netherlands. bouwstenen 183, ISBN 978-90-386-3431-9.
- Spörel, F., Müller, H. 2012:* Untersuchung des Einflusses von Schalung und Nachbehandlung auf die Dauerhaftigkeit geschalter Betonflächen massiger Betonbauteile. Bericht A39510310141, Bundesanstalt für Wasserbau, Abteilung Bautechnik, Referat Baustoffe, Karlsruhe.
- Straub, D. 2010:* Zuverlässigkeit und Lastannahmen. Vorlesungsunterlagen, Fachgebiet Risikoanalyse und Zuverlässigkeit, Technische Universität München. Oktober 2010.

- Straub, D. 2011*: Reliability updating with equality information. Probabilistic Engineering Mechanics 26 (2011) 254-258, ELSEVIER.
- Straub, D. 2015*: Informationen beim persönlichen Gespräch am 03.11.2015.
- STRUREL* – A structural reliability analysis program system by RCP GmbH (Reliability Consulting Programs), www.strurel.de.
- Takewaka, K., Yamaguchi, T., Maeda, S. 2003*: Simulation model for deterioration of concrete structures due to chloride attack. Journal of Advanced Concrete Technology, 1, 2, 2003, 139-146.
- Tamm, P. 2014*: Erstellung eines semiprobabilistischen Konzepts zur Dauerhaftigkeitsbemessung von Meerwasserbauwerken gegenüber chloridinduzierter Betonstahlkorrosion. Masterarbeit, Technische Universität München.
- Tang, L. 1996*: Chloride transport in concrete – measurement and prediction. Doctoral thesis, Chalmers University of Technology, Gothenburg, Sweden.
- Tang, L., Gulikers, J. 2007*: On the mathematics of time-dependent apparent chloride diffusion coefficient in concrete. Cement and Concrete Research 37 (2007) 589-595.
- Tang, L., Utgenannt, P., Lindvall, A., Boubitsas, D. 2010*: Validation of models and test methods for assessment of durability of concrete structures in road environment. Uppdragsrapport No. P802606, Lund, Sweden.
- Tang, L., Nilsson, L.-O., Basheer, P.A. M. 2012*: Resistance of concrete to chloride ingress – Testing and Modelling. CRC Press, ISBN: 978-0-415-48614-9.
- Thomas, M. 1996*: Chloride threshold in marine concrete. In Cement and Concrete Research, 26: 513–519.
- Tritthart, J. 2002*: Porenlösungsuntersuchungen als Schlüssel zum Verständnis von Bindungs- und Transportmechanismen in Zementstein und Beton. Materials and Corrosion 53, 385-392 (2002).
- Ungricht, H. 2004*: Wasserhaushalt und Chlorideintrag in Beton – Einfluss der Exposition und der Betonzusammensetzung. Dissertation, Eidgenössische Technische Hochschule ETH Zürich, Selbstverlag, Zürich, 2004.
- Wall, H. 2007*: Chloride profiling in marine concrete – Methods and tools for sampling. Doctoral thesis, Lund Institute of Technology, Sweden.
- Weizong, G., Boes, A. 2010*: Einfluss von wasserabführenden Schalungsbahnen auf die Dauerhaftigkeit von Betonbauwerken. Beton 60 (2010), Nr. 1+2, S. 32-36.
- Westendarp, A. 1991*: Schießstand Eckernförde Süd – Instandsetzungskonzept für die Betonaußenflächen der Zugangsbrücke. Gutachten zur Auftrags-Nr. 414253 und 413107. Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe.

- Wiens, U. 2005: Zur Wirkung von Steinkohlenflugasche auf die chloridinduzierte Korrosion von Stahl in Beton. Schriftenreihe des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton, Heft 551. Beuth, Berlin, Dissertation.*
- Wierig, H.-J., Langkamp, H. 1995: Über die Chloridpenetration in nicht karbonatisierte und karbonatisierte Betone. Zement Kalk Gips International, 48 Jhg., Nr. 3, 184-191.*
- Wittmann, F.H., Zhang, P., Zhao; T. 2006: Influence of combined environmental loads on durability of reinforced concrete structures. Restoration of Buildings and Monuments 12 (4), 349-362.*
- Yan, Y., Wang, L., Wittmann, F.H. 2013: Publications on Durability of Reinforced Concrete Structures under Combined Mechanical Loads and Environmental Actions: An Annotated Bibliography. RILEM TC-246 TDC. Test Methods to Determine Durability of Concrete under Combined Environmental Actions and Mechanical Load. Aedificatio Publishers.*
- Yonezawa, T., Ashworth, V., Procter, R.P.M. 1988: Pore solution composition and chloride effects on the corrosion of steel in concrete. Corrosion 44, 489-499.*
- Yu, Z., Ye, G., Hunger, M., Noort, v. R. 2013: Discussion of the evolution of the chloride coefficient of Portland cement concrete tested by rapid chloride migration (RCM) test at long-term curing periods up to 5 years. Proceedings of international conference Concrete under Sever Conditions – Environment and Loading (CONSEC13), September 2013, Nanjing, China.*
- Yuan, Q., Shi, C., Schutter, G. De, Audenaert, K. 2008: Effect of temperature on transport of chloride ions in concrete. In Alexander M.G., Beushausen H.D., Dehn F., Moyo P., editors. Proceedings of the 2nd international conference on concrete repair, rehabilitation and retrofitting. Cape Town; 2008, p. 345-51.*
- Zhang, J.-Z., McLoughlin, I. M., Buenfeld, N. R. 1998: Modelling of Chloride Diffusion into Surface-treated Concrete. Cement and Concrete Composites 20 (1998) 253-261.*

A Anhang A: Untersuchungen zur Ermittlung der Leistungsfähigkeit von Instandsetzungsmaterialien

A.1 Einführung

Für die Instandsetzung von mit Chloriden belasteten Stahlbetonbauteilen mittels Betonersatz werden häufig kunststoffmodifizierte zementgebundene Systeme; PCC (Polymer modified Cement Concrete) und SPCC (Sprayed Polymer modified Cement Concrete) verwendet. Neben ihrer hohen Biege- und Zugfestigkeit sowie ihrem guten Verbund zum Beton verfügen sie in der Regel über ein dichtes Gefüge (u. a. durch niedrigen w/b -Wert), welches einen hohen Schutz vor dem Eindringen aggressiver Substanzen wie Chloride und CO_2 verspricht. Der im Vergleich zum herkömmlichen Beton hohe Zement- bzw. Bindemittelgehalt dieser Materialien führt zu einer raschen und intensiven Repassivierung des freiliegenden Betonstahls.

Die Zusammensetzungen von PCC und SPCC werden in der Regel von den Herstellern nicht offen gelegt. Das Langzeitverhalten dieser relativ neu entwickelten Baustoffe ist noch nicht ausreichend erforscht.

Im Anhang A werden Ergebnisse von Laboruntersuchungen zum Chlorideindringwiderstand von sechs verschiedenen Instandsetzungsmaterialien dargestellt und diskutiert. Dabei werden folgende drei Ziele verfolgt:

- die Ermittlung der erforderlichen Kennwerte zur Dauerhaftigkeitsbemessung nach dem im Abschnitt 2 vorgestellten Konzept,
- die Überprüfung, ob die Leistungsfähigkeit der Instandsetzungsmaterialien mit dem Bemessungskonzept korrekt bewertet wird,
- der Vergleich des Chlorideindringwiderstands der Instandsetzungsmaterialien mit denen von herkömmlichen Betonen.

Um diese Ziele zu erreichen, wurden zugleich die Untersuchungen an sieben verschiedenen herkömmlichen Betonen durchgeführt. Die Zusammensetzung der Materialien und deren Einfluss auf die erzielten Ergebnisse der Laborversuche werden hier nicht berücksichtigt.

Die Ausführungen im Anhang A wurden zum Teil als Zwischenergebnisse der seinerzeit noch laufenden Laboruntersuchungen bereits in *Rahimi et al. 2014a* und *Gehlen et al. 2015* veröffentlicht.

A.2 Materialien, Probekörper, Versuche

Für die Untersuchungen wurden sechs verschiedene handelsübliche Instandsetzungsmaterialien ausgewählt. Dabei handelt es sich um hydraulisch erhärtende, kunststoffvergütete zementgebundene Gemische; vier Trockenspritzbetone (SPCC) und zwei Werk trockenmörtel (PCC). Die SPCC beinhalten Gesteinskörnungen mit einem Größtkorn von 4 mm bis 8 mm und die PCC haben ein Größtkorn von 2 mm. Weitere Informationen hinsichtlich der Ausgangsstoffe und der Zusammensetzung der Materialien sind nicht vorhanden. Die Zusammensetzungen der Materialien werden bei der Bewertung und der Interpretation der Untersuchungsergebnisse nicht berücksichtigt. Dennoch wurde die Zusammensetzung der Trockengemische mit Hilfe von chemischer Gesamtanalyse, Röntgenbeugungsanalyse und den Herstellerangaben wie in der Tabelle A.1 zusammengestellt, abgeschätzt (*Kostadinov 2014*). Es handelt sich dabei um eine grobe Schätzung. Eine Bestätigung dieser Ergebnisse von den Herstellern liegt nicht vor.

Tabelle A.1: geschätzte Zusammensetzung der untersuchten Instandsetzungsmaterialien¹⁾

Bestandteil	Einheit	Instandsetzungsmaterialien					
		SPCC 1	SPCC 2	SPCC 3	SPCC 4	PCC I	PCC II
PZ-Klinker		50	47	22	45	64	60
gebr. Schiefer		18	–	18	–	10	15
Flugasche	M.-% ²⁾	–	25	40	35	14	–
Silicastaub		24	23	15	14	8	15
Kunststofffaser		8	5	5	6	4	10
Gesteinskörnung		55	65	45	70	50	65
Bindemittel- gehalt	M.-% ²⁾	45	35	55	30	50	35
	kg/m ³ ³⁾	?	?	?	?	675	610

¹⁾ für die ermittelten Bestandteile und Zusammensetzungen der Materialien liegen keine Bestätigungen der Hersteller vor

²⁾ bezogen auf Trockengemisch

³⁾ bezogen auf Probekörper; für SPCC nicht ermittelbar, da der Wassergehalt nicht bekannt ist

Für eine bessere Bewertung und Einschätzung der Untersuchungsergebnisse an den Instandsetzungsmaterialien wurden sieben herkömmliche Betone hergestellt und denselben Untersuchungen unterzogen. Tabelle A.2 zeigt die Zusammensetzung dieser Betone. Es wurden die drei Bindemittelarten Portlandzement, Portlandzement mit der Zugabe von

Flugasche und Hochofenzement gewählt, da das Langzeitverhalten unter Chlorid-einwirkung (Altersexponent) dieser Bindemittelarten relativ gut erforscht und bekannt ist (vgl. Abschnitt 2.3.2.2.3 und 2.4.4.4).

Tabelle A.2: Zusammensetzung der untersuchten Betone

Bezeichnung	Bindemittel	w/b-Wert [-]	Bindemittelgehalt [kg/m ³]	Gesteinskörnung
CEM I w/b=0,45		0,45		
CEM I w/b=0,50	CEM I 42,5 R	0,50	320	
CEM I w/b=0,55		0,55		
CEM I + FA w/b=0,45	CEM I 42,5 R	0,45	263 z	Rheinkies AB 16
CEM I + FA w/b=0,50	+ 22 M.-%/z FA	0,50	58 f	
CEM III/B w/b=0,45		0,45		
CEM III/B w/b=0,50	CEM III/B	0,50	320	

Mit den Instandsetzungsmaterialien wurden unter Zugabe von Wasser, entsprechend der Anweisung der Hersteller, Platten mit den Abmessungen von 300 x 300 x 80 mm³ hergestellt. Die Abmessungen der Probekörper wurden entsprechend des *BAW-Merkblatts 2012* zur Ermittlung der Chloridmigrationskoeffizienten von Instandsetzungsmaterialien gewählt. Die Platten blieben nach der Herstellung für einen Tag in der Schalung vor Austrocknung geschützt. Nach dem Ausschalen folgte in Abhängigkeit der vorgesehenen Untersuchung entweder eine 6-tägige Wasserlagerung bei 20 °C mit anschließender Lagerung bei 20 °C / 65 % RH (Festkörperprüfungen wie z. B. Druckfestigkeit) oder Wasserlagerung bei 20 °C bis zur Prüfung (RCM- und Diffusionsversuche). Bei den SPCC wurden durch das Trockenspritzverfahren zunächst große Platten hergestellt (1000 x 1000 x 80 mm³). Aus diesen wurden anschließend (im Alter von 7 Tagen) kleinere Platten mit den Abmessungen von 300 x 300 x 80 mm³ zugeschnitten.

Die Herstellung und Nachbehandlung der Betonprobekörper erfolgte gemäß jeweiliger Prüfungsvorschrift.

Tabelle A.3 zeigt die durchgeführten Laboruntersuchungen und die jeweiligen Prüfkörper sowohl für die Instandsetzungsmaterialien (präpariert aus den Grundplatten (300 x 300 x 80 mm³)) als auch für die Betone.

Tabelle A.3: Übersicht über die durchgeführten Laboruntersuchungen

Versuch	Prüfkörper		Alter bei der Prüfung [d] (geplanter Zeitraum)
	Instand.-Material	Beton	
Rohdichte	3 Bohrkern ϕ/L : 50/50 mm	3 Würfel mit 100 mm Kantenlänge	28
Druckfestigkeit			28
Wasseraufnahme	2 Scheiben ϕ/L : 100/30 mm aus Bohrkernen		28
Hg-Porosimetrie	1 Bohrkern ϕ/L : 50/50 mm	1 Bohrkern ϕ/L : 100/50 mm	28, 365, 550, 730
Eigenchloridgehalt			28
RCM & Elektrolytwiderstand	3 Bohrkern ϕ/L : 100/50 mm aus Grundplatten	3 Bohrkern ϕ/L : 100/50 mm aus 100 mm-Würfeln	28, 56, 90, 180, 365, 550, 730
Diffusion	eine Platte 200 x 200 x 80 mm ³		28, 90, 180, 365, 550, 730 ¹⁾

¹⁾ Zeitpunkt der Bohrmehlentnahme; Alter des Prüfkörpers entspricht der angegebenen Zeit plus 28 d Nachbehandlungsdauer

In Tabelle A.4 sind die ermittelten Kennwerte zu den allgemeinen Festkörpereigenschaften und zur Gefügestruktur der hergestellten Probekörper Rohdichte, Druckfestigkeit, Wasseraufnahme unter Atmosphärendruck W_{at} , Wasseraufnahme unter einem Druck von 150 bar W_{150bar} und Medianradius der Porengrößenverteilung dargestellt. Für die Instandsetzungsmaterialien wurden die notwendigen Prüfkörper aus den Grundplatten präpariert.

Die Rohdichte und die Druckfestigkeit wurden an Bohrkernen mit einem Durchmesser und einer Länge von jeweils 50 mm (für die Betonprobekörper an Würfeln mit einer Kantenlänge von 100 mm) im Alter von 28 d nach *DIN EN 12390-7* bzw. *DIN EN 12390-3* ermittelt. Zur Ermittlung der Wasseraufnahme unter Atmosphärendruck W_{at} und unter einem Druck von 150 bar W_{150bar} wurden in Anlehnung an *Bunke 1991* Scheiben mit einem Durchmesser von 100 mm und einer Dicke von 30 mm präpariert und bis zum Erreichen eines Massenkonstantes unter Wasser gelagert und anschließend für 24 Stunden mit Wasser unter einem Druck von 150 bar gesetzt. Die Ermittlung der Porengrößenverteilung und damit des Medianradius erfolgte durch Quecksilberdruckporosimetrie an Bruchstücken der Probekörper.

Tabelle A.4: ermittelte Kennwerte zu Festkörpereigenschaften und Gefügestruktur der untersuchten Instandsetzungsmaterialien und Betone

Probekörper	Rohdichte [kg/m ³]	Druckfestigkeit [N/mm ²]	W _{at} [M.-%]	W _{150bar} [M.-%]	W _{150bar} * [Vol.-%]	Medianradius [nm]
SPCC 1	2280	65,2	6,5	7,0	15,0	55
SPCC 2	2220	70,5	7,1	8,0	16,5	126
SPCC 3	2210	62,8	7,4	8,8	18,6	52
SPCC 4	2170	46,4	5,9	9,9	20,7	117
PCC I	2080	68,9	9,7	13,1	25,2	50
PCC II	2220	55,0	5,9	6,9	14,5	52
CEM I w/b=0,45	2380	48,1	4,8	6,0	13,7	60
CEM I w/b=0,50	2340	47,4	5,6	6,8	15,1	63
CEM I w/b=0,55	2330	42,9	5,8	6,8	15,3	79
CEM I + FA w/b=0,45	2330	52,5	5,0	6,4	14,4	62
CEM I + FA w/b=0,50	2310	46,9	5,9	7,5	16,5	74
CEM III/B w/b=0,45	2340	41,4	5,1	5,9	13,2	31
CEM III/B w/b=0,50	2340	41,5	5,4	6,1	13,8	32

* wird als die Gesamtporosität des Probekörpers angenommen

Die Probekörper aus den Instandsetzungsmaterialien weisen alle geringere Rohdichten als die Betonprobekörper auf, aber größere Druckfestigkeiten, mit der Ausnahme von SPCC 4, welches eine Druckfestigkeit in der Größenordnung der Betonprobekörper zeigt. Die Kennwerte der Wasseraufnahme weisen für die Mehrheit der Probekörper aus den Instandsetzungsmaterialien eine höhere Porosität auf als für die Betonprobekörper, was hauptsächlich mit den höheren Bindemittelgehalten der Instandsetzungsmaterialien zu begründen ist. Für die CEM III/B-Betone wurden die geringsten und für die Probekörper aus SPCC 2 und SPCC 4 die größten Medianradien ermittelt. Der Medianradius kennzeichnet den Porenradius, bei dem genau 50 Vol.-% des gesamten Intrusionsvolumens an Quecksilber eingepresst werden. Mit zunehmend feiner werdendem Porengefüge nehmen die Medianwerte in der Regel ab.

Die für die Dauerhaftigkeitsabschätzung maßgeblichen Laboruntersuchungen umfassen Schnellchloridmigrationsversuch (RCM) und Diffusionsversuch (Einlagerungsversuch). Die RCM-Versuche wurden nach *BAW-Merkblatt 2012* an den Prüfkörpern im Alter von rund 28 d, 56 d, 90 d, 180 d, 365 d, 550 d und 730 d durchgeführt. Dabei wurde an den Prüfkörpern unmittelbar vor dem Einbau in die Messzellen zusätzlich der

Elektrolytwiderstand mit Hilfe der Zweielektrodenmethode (Two Electrode Method (TEM)) gemessen.

Die Diffusionsversuche erfolgten in Anlehnung an *DIN EN 12390-11:2015*. Von jedem Instandsetzungsmaterial wurde jeweils eine Platte im Alter von 28 d aus der Wasserlagerung geholt. Um die Platten mit den Instandsetzungsmaterialien in die vorgesehenen Behälter platzieren zu können, wurden diese zuerst auf eine Größe von 200 x 200 mm² abgelängt (die Betonplatten für die Diffusionsversuche wurden mit denselben Abmessungen 200 x 200 mm² hergestellt). Danach wurden die fünf Flächen der Platten mit Ausnahme der Beaufschlagungsseite mit Epoxydharz abgedichtet. Die Platten lagerten für einen Tag bei 20 °C / 65 % RH, damit das Harz aushärten konnte. Währenddessen wurde die Beaufschlagungsseite mit einem feuchten Vlies abgedeckt, um den Wasserverlust auszugleichen. Anschließend wurden die abgedichteten Platten für 24 h unter Wasser gelagert, bevor sie in einer 3%-igen NaCl-Lösung gelagert wurden, um die Chloridaufnahme durch Absorption / kapillares Saugen auf ein Mindestmaß zu beschränken. Die Einlagerung erfolgte in Kunststoffbehältern mit Deckeln. Die Platten wurden jeweils auf Abstandhalter mit einer Höhe von rd. 5 mm gestellt. Die Behälter wurden bis ca. 10 mm über der Unterkante der Platten mit der NaCl-Lösung gefüllt. Die Lösung wurde während der Einlagerungszeit gelegentlich nachgefüllt, um den Lösungsstand konstant zu halten. Neben der Einlagerung (Eintauchen) der Probekörper in der Prüflösung sind in *DIN EN 12390-11:2015* zwei weitere Einwirkungsverfahren gegeben. Die Chloridbeaufschlagung kann infolge eines Aufsatzzylinders erfolgen oder der Probekörper kann vollständig in die Prüflösung untertaucht werden. Mit der letzteren Lagerungsart der Probekörper (vollständiges Untertauchen) ist erfahrungsgemäß eine gleichmäßige Beaufschlagung der Probekörper, d. h. konstante Salzkonzentration und ständiger Kontakt der Beaufschlagungsseite mit der Lösung besser und leichter sichergestellt.

Bild A.1 zeigt die schematischen Prüfungsanordnungen der Diffusions- und RCM-Versuche.

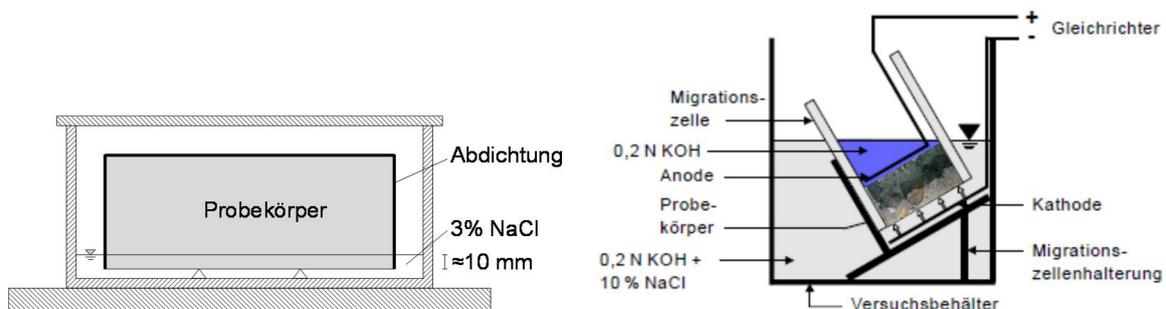


Bild A.1: schematische Prüfungsanordnung der Diffusions- (links) und RCM-Versuche (rechts, aus BAW-Merkblatt 2012)

In den festgelegten (geplanten) Zeiten von rund 28 d, 90 d, 180 d, 365 d, 550 d und 730 d nach dem Beginn der Einlagerung wurden für jedes Material an drei Stellen einer Platte Mehlproben durch Bohrung mit Tiefenintervallen von 5 mm entnommen. Die Bohrmehlentnahme erfolgte mittels Tischbohrmaschine und Diamant-Schleifstift. Bild A.2 zeigt die Stellen und die Reihenfolge der Bohrmehlentnahmen. Die Bohrlöcher wurden anschließend mit Epoxydharz gefüllt. An den Bohrmehlproben wurde der Gesamtchloridgehalt nach *DAfStb Heft 401:1989* nasschemisch mit Säureaufschluss durch Photometrie ermittelt.

Die Beprobung des Probekörpers anhand Bohrmehlentnahme weicht von den Anweisungen der *DIN EN 12390-11:2015* ab. Demnach erfolgt die Probeentnahme am Ende der Prüfung, d. h. nach 90 Tagen Chloridbeaufschlagung, durch Schleifen des Probekörpers. Da im Rahmen dieser Arbeit die Erstellung der Chloridprofile in mehreren Zeitpunkten erfolgen sollte, wurde die Beprobung mit der Bohrmehlentnahme durchgeführt, um den Versuch am selben Probekörper weiter durchführen zu können. Durch das Schleifen des Probekörpers kann ein über die Probekörperfläche gemitteltes Material gewonnen werden, während der Materialabtrag bei der Bohrmehlentnahme punktuell (an drei Stellen) erfolgt. Beim Abschleifen des Probekörpers sollte ein Randbereich von mindestens 10 mm nicht berücksichtigt werden, da trotz des Abdichtens der Mantelfläche des Probekörpers ein Zutritt der Lösung entlang der Kanten nicht auszuschließen ist. Bei der Bohrmehlentnahme ist die Gefahr einer Verschleppung des Materials aus oberen Intervallen in die tieferen gegeben.

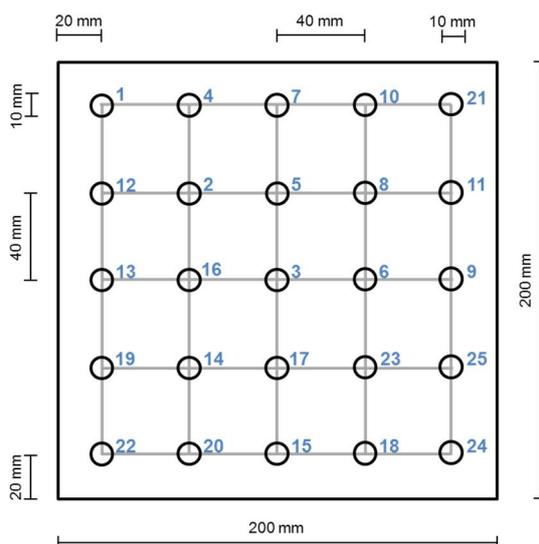


Bild A.2: Skizze zur Stelle und Reihenfolge der Bohrmehlentnahmen an Platten im Diffusionsversuch

Im nächsten Abschnitt werden die ermittelten Ergebnisse aus den RCM- und Diffusionsversuchen sowie der Messung des Elektrolytwiderstands dargestellt, ausgewertet und diskutiert.

A.3 Kennwerte und Zusammenhänge

A.3.1 Chloridprofile

Im Bild A.3 und Bild A.4 sind die ermittelten Chloridprofile (bis zur Tiefe von 30 mm) aus den Diffusionsversuchen mit den Probekörpern (Platten 200 x 200 mm²) aus den Instandsetzungsmaterialien bzw. Betonprobekörpern dargestellt. Der Chloridgehalt ist in Massenprozent bezogen auf die Probenmenge angegeben und nicht wie üblich bezogen auf den Zement- bzw. Bindemittelgehalt. Die Darstellung wurde so gewählt, weil die Bindemittelgehalte der untersuchten Instandsetzungsmaterialien nicht bekannt sind. Für die Betonprobekörper ist der jeweilige Faktor zur Umrechnung der Chloridgehalte auf Massenprozent bezogen auf den Bindemittelgehalt in den Diagrammen im Bild A.4 angegeben.

Die Zeitpunkte für die Beprobung der Probekörper und Erstellung der Chloridprofile waren für 28 d, 90 d, 180 d, 365 d, 550 d und 730 d nach dem Beginn des Diffusionsversuchs geplant, welche in Anlehnung an dem im Abschnitt 2.3.2.2.2 vorgestellten Verfahren zur Ermittlung des Altersexponenten α_{nss} gewählt wurden. Aus verschiedenen organisatorischen, labor- und messtechnischen Gründen konnten jedoch nicht für alle Probekörper zu jedem geplanten Zeitpunkt Chloridprofile erstellt werden. Chloridprofile mit eindeutig fehlerhaften Ergebnissen wurden aussortiert.

Die ermittelten Chloridprofile weisen überwiegend eine kontinuierliche Zunahme des Chloridgehalts in den Probekörpern auf. Eine eventuelle fehlerhafte Ermittlung durch eine mögliche Verschleppung des abgetragenen Materials aus den oberen in die unteren Tiefenlagen ist bei einigen Profilen zu vermuten. Der tiefenabhängige Verlauf des Chloridgehalts kann bei allen Probekörpern sehr gut mit der Gauß'schen Fehlerfunktion als Lösungsansatz des zweiten Fick'schen Diffusionsgesetzes abgebildet werden (Bestimmtheitsmaßgrad R^2 zwischen 0,90 und 1,0). Der Probekörper SPCC 4 weist sowohl im oberflächennahen als auch im tieferen Bereich wesentlich höhere Chloridgehalte als die restlichen Probekörper auf. Die beiden PCC-Probekörper und die Betonprobekörper CEM III/B $w/b=0,45$ und CEM I $w/b=0,45$ weisen die geringsten Chloridgehalte auf. Ein Einfluss des Wasserbindemittelwertes w/b ist bei den Betonprobekörpern sichtbar. Der Probekörper CEM I $w/b=0,45$ weist, für einen Portlandzementbeton, verhältnismäßig sehr geringe Chloridgehalte auf. Auch die ermittelten Kennwerte $D_{RCM}(t_0)$ und spezifischer Elektrolytwiderstand ρ (s. Bild A.6) dieses Betons weisen im Vergleich zu herkömmlichen Portlandzementbetonen einen überdurchschnittlich hohen Chlorideindringwiderstand und eine dichte Gefügestruktur nach.

Die ermittelten Chloridgehalte an der Oberfläche der Probekörper (bis zur Tiefe von 5 mm) weisen unterschiedliche zeitliche Verläufe auf. Während die Oberflächenchloridkonzentration bei den meisten Probekörpern überwiegend mit der Zeit ansteigt, ist diese bei SPCC 1 beinahe konstant und steigt bei den beiden PCC-Proben nur geringfügig an. Es ist jedoch zu beachten, dass die Oberflächenchloridkonzentration mit vergleichsweise großen Ungenauigkeiten behaftet ist. Eine mögliche Ursache dafür ist die Anhaftung von Salzkristallen auf der Probekörperoberfläche.

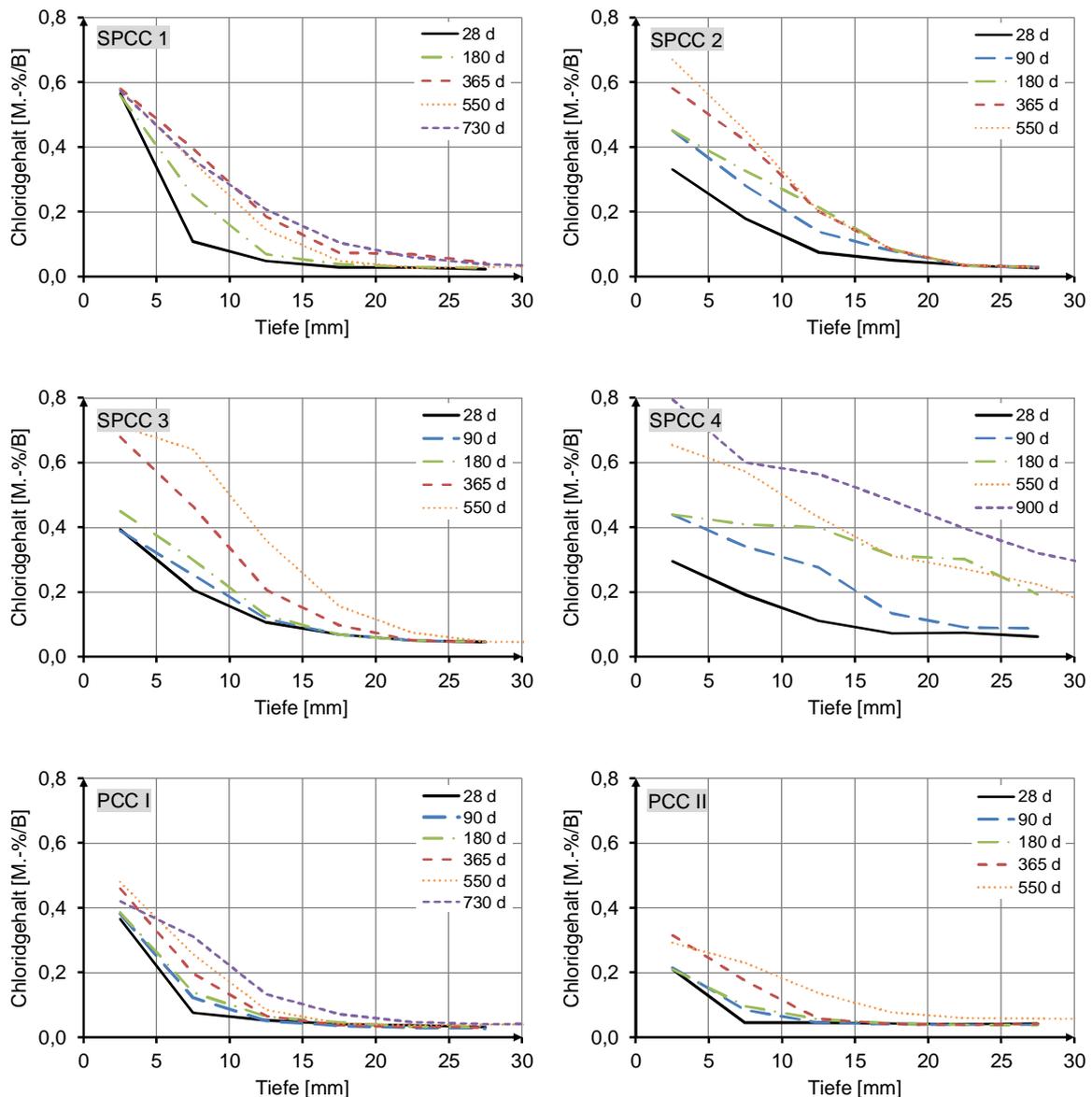


Bild A.3: aus Diffusionsversuchen ermittelte Chloridprofile der Probekörper aus den Instandsetzungsmaterialien

Insgesamt können keine systematischen Unterschiede beim zeit- und tiefenabhängigen Verlauf des Chlorideindringens zwischen den untersuchten Probekörpern aus den Instandsetzungsmaterialien und den Betonen festgestellt werden.

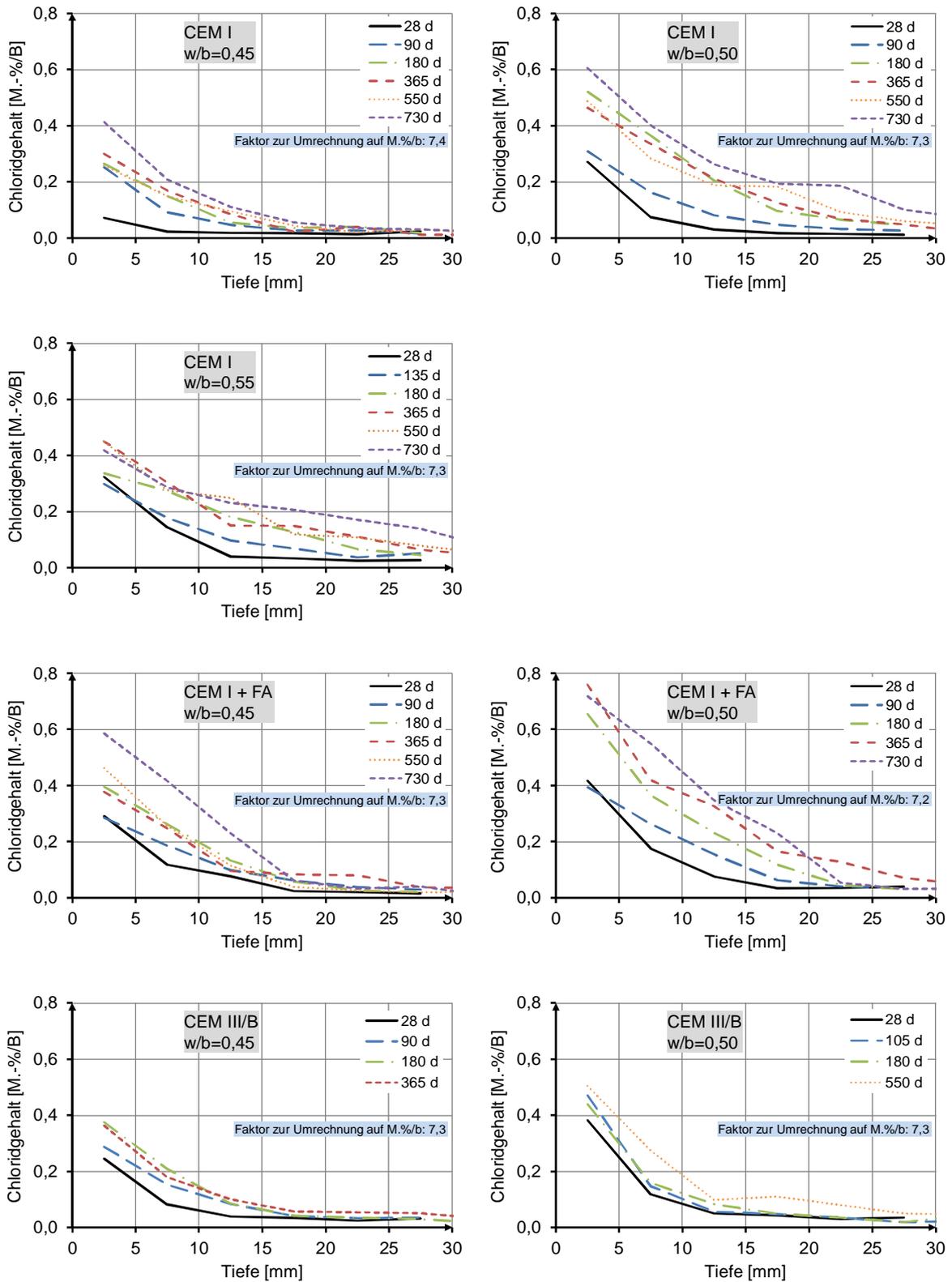


Bild A.4: aus Diffusionsversuchen ermittelte Chloridprofile der Betonprobekörper

Für die Probekörper aus den Instandsetzungsmaterialien wurden Eigenchloridgehalte C_0 zwischen 0,01 und 0,03 M.-%/B ermittelt. Die Betonprobekörper wiesen geringere Eigenchloridgehalte zwischen 0,002 und 0,01 M.-%/B (0,02 bis 0,08 M.-%/ b) auf.

A.3.2 Zeitliche Entwicklung des instationären Chloriddiffusionskoeffizienten $D_{nss}(t)$

Aus den Chloridprofilen wurden die instationären Chloriddiffusionskoeffizienten $D_{nss}(t)$ durch Regressionsanalysen mit der Gauß'schen Fehlerfunktion als Lösungsansatz des Fick'schen Diffusionsgesetzes berechnet (s. Abschnitt 2.3.2.2). Durch die Nachhydratation des Bindemittels, die zu einer Erhöhung der Dichtigkeit des Gefüges führt, ist in der Regel eine Absenkung des instationären Chloriddiffusionskoeffizienten D_{nss} mit der Zeit zu erwarten. Diese Tendenz ist bei allen Probekörpern sichtbar (s. Bild A.5 und Bild A.6), die Ausprägung ist jedoch sehr unterschiedlich. In den Doppellogarithmischen Diagrammen im Bild A.5 und Bild A.6 ist jeweils der zeitliche Verlauf des D_{nss} mit Hilfe einer Trendlinie quantifiziert. Die Regressionsfunktion (Potenz: $y=a \cdot x^{-\alpha}$) und das Bestimmtheitsmaßgrad R^2 sind angegeben. Der Exponent der Trendfunktion α gibt den Altersexponenten α_{nss} (vgl. Abschnitt 2.3.2.2.2) an. Die ermittelten Kennwerte $D_{nss}(t_0)$ und α_{nss} aller untersuchten Probekörper sind in Tabelle A.6 zusammengestellt.

Es ist zu beachten, dass die schrittweise Einstellung der Oberflächenchloridkonzentration (idealerweise Zunahme bis zu einem konstanten Wert) den so ermittelten Altersexponenten α_{nss} positiv beeinflusst. Die sehr hohen Altersexponenten von einigen der Probekörpern u. a. SPCC 2 und SPCC 3 (0,90 bzw. 0,81) sind zum Teil auf diesen Effekt zurückzuführen.

Die weiteren im Bild A.5 und Bild A.6 dargestellten Kennwerte D_{RCM} , ρ , $D_{app}(t=50 \text{ a})$ werden in den nächsten Abschnitten erläutert.

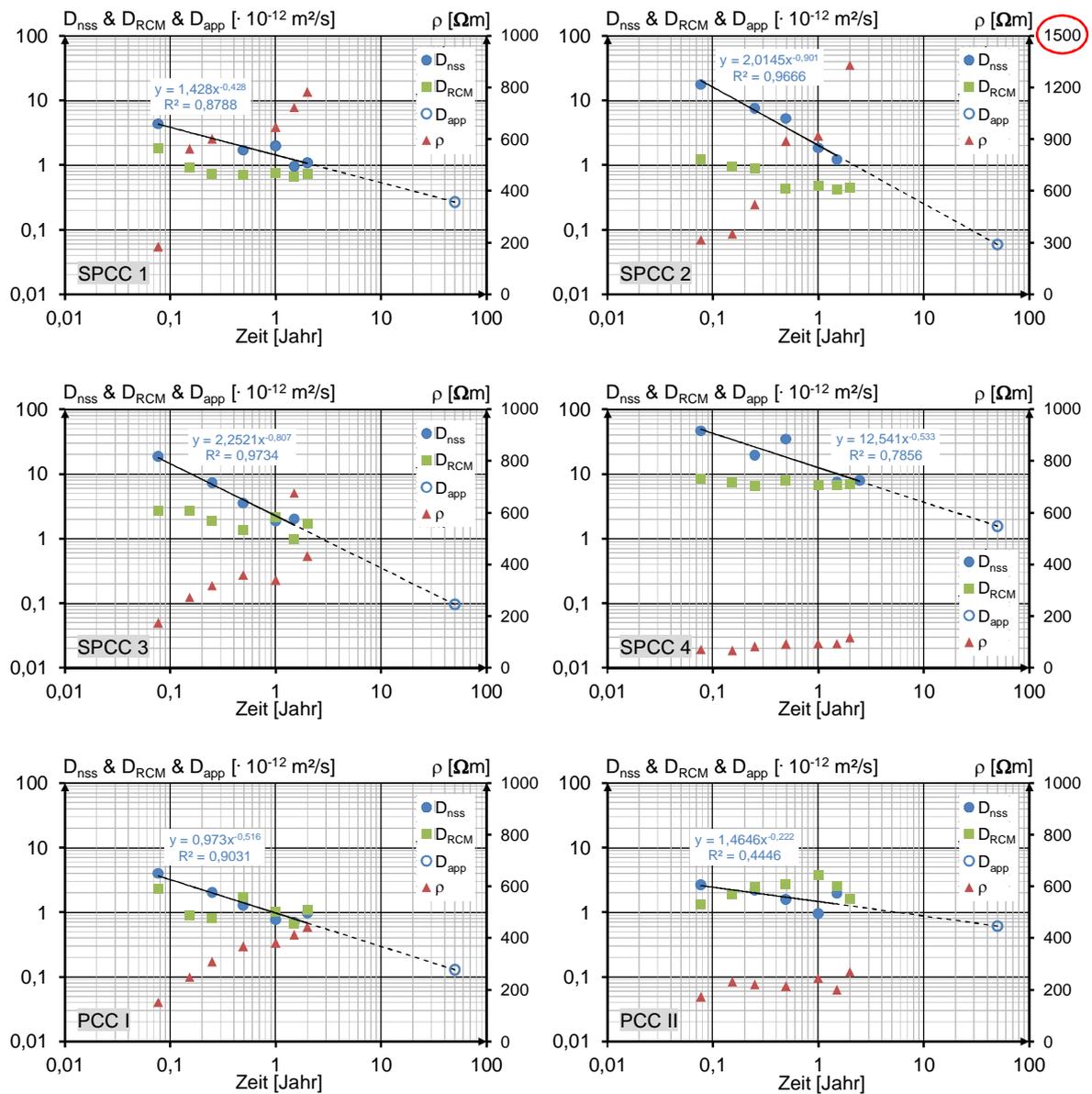


Bild A.5: zeitliche Entwicklung der ermittelten Materialkennwerte instationärer Chloriddiffusionskoeffizient D_{nss} , Chloridmigrationskoeffizient D_{RCM} und spezifischer Elektrolytwiderstand ρ ; Ableitung des Altersexponenten und des scheinbaren Chloriddiffusionskoeffizienten $D_{app}(t=50 \text{ a})$ – untersuchte Instandsetzungsmaterialien

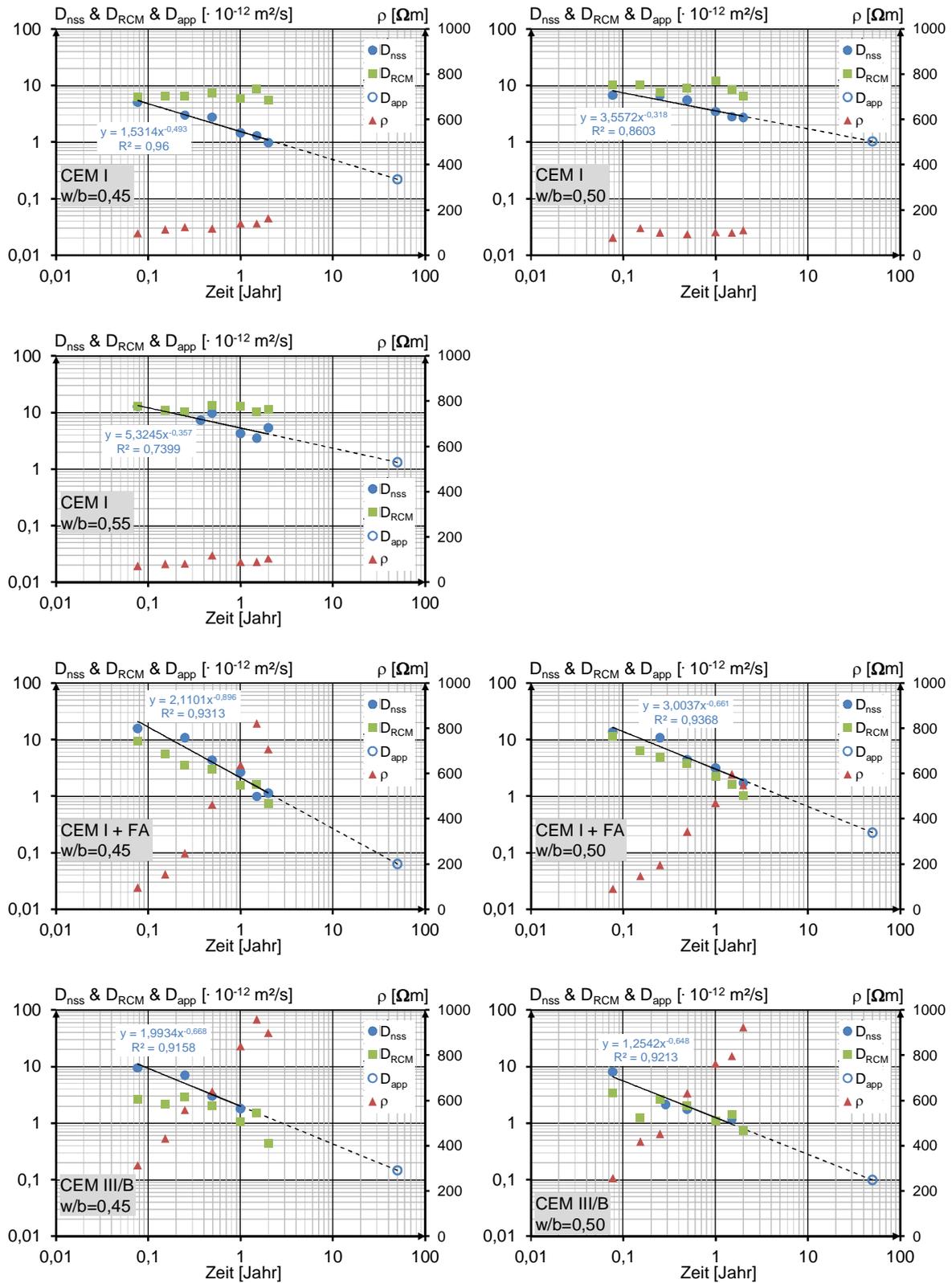


Bild A.6: zeitliche Entwicklung der ermittelten Materialkennwerte instationärer Chloriddiffusionskoeffizient D_{nss} , Chloridmigrationskoeffizient D_{RCM} und spezifischer Elektrolytwiderstand ρ ; Ableitung des Altersexponenten und des scheinbaren Chloriddiffusionskoeffizienten $D_{app}(t=50 \text{ a})$ – untersuchte Betone

A.3.3 Chloridmigrationskoeffizient D_{RCM}

Der RCM-Versuch wird in der Regel an Prüfkörpern im frühen Alter (28 d bzw. 56 d bei langsam erhärtenden Baustoffen nach *BAW-Merkblatt 2012*) durchgeführt. Diese Prüfung dient einer relativ schnellen und einfachen Bewertung des Chlorideindringwiderstands der Betone. Der D_{RCM} ($t_0=28d$) kann zur Ermittlung des scheinbaren Chloriddiffusionskoeffizienten nach dem im Abschnitt 2.3.2.2.3 vorgestellten Ansatz B und für die Dauerhaftigkeitsbemessung verwendet werden. D_{RCM} -Werte zu späteren Zeitpunkten werden im Allgemeinen nicht benötigt. Im Rahmen dieser Arbeit wurde die zeitliche Entwicklung des D_{RCM} der untersuchten Materialien dennoch ermittelt, um ggf. Besonderheiten der Instandsetzungsmaterialien zu erkennen.

Die ermittelten Chloridmigrationskoeffizienten D_{RCM} im Alter von $t_0 = 28$ d (Zeitpunkt des Beginns des Versuchs) der Probekörpern aus den Instandsetzungsmaterialien sind mit der Ausnahme von SPCC 4 wesentlich niedriger (günstiger) als bei den Portlandzement- und Portlandflugaschezementbetonen und sind in der Größenordnung bzw. niedriger als bei den Hochofenzementbetonen (s. Bild A.5 und Bild A.6).

Analog zur zeitlichen Entwicklung von D_{nss} ist auch eine Absenkung des Kennwertes D_{RCM} über die Zeit aufgrund einer Verdichtung des Gefüges infolge der Nachhydratation des Bindemittels zu erwarten. Aus den Diagrammen im Bild A.5 und Bild A.6 ist jedoch erkennbar, dass diese Tendenz nicht bei allen Probekörpern zu sehen ist bzw. ihre Ausprägung wesentlich geringer als bei D_{nss} ausfällt. Während der D_{RCM} bei den Betonprobekörpern aus CEM I + FA annähernd mit derselben Intensität wie bei D_{nss} und bei den Betonprobekörpern aus CEM III/B mit etwas geringerer Intensität über die Zeit abnimmt, bleibt dieser bei den Betonprobekörpern aus CEM I annähernd über die Zeit konstant. Eine tendenzielle zeitliche Abnahme des D_{RCM} ist bei den Probekörpern SPCC 1, SPCC 2, SPCC 3 und PCC I gegeben, jedoch mit geringerer Intensität als die Abnahme des jeweiligen D_{nss} . Beim Probekörper SPCC 4 bleibt der D_{RCM} beinahe konstant. Beim Probekörper PCC II steigt der D_{RCM} über die ersten fünf Messzeitpunkte 28 d, 56 d, 90 d, 180 d und 365 d stetig an und sinkt bei der Messung im Alter von 550 d und 730 d.

Für herkömmliche Betone wird in der Literatur vorwiegend eine Abnahme des D_{RCM} über die Zeit angenommen. In *Lay & Schießl 2006* wurde die zeitliche Entwicklung des D_{RCM} für Betone mit verschiedenen Bindemittelarten (CEM I, CEM II/A-LL, CEM II-B/T, CEM II/B-S, CEM I + FA, CEM III/A und CEM III/B) über einen Zeitraum von etwa zwei Jahren beobachtet. Dabei wurde für flugaschehaltige Betone eine deutliche und starke Abnahme des D_{RCM} über die Zeit festgestellt, gefolgt von Hochofenzementbetonen. Für Betone aus Portlandzement (CEM I) sowie CEM II/A-LL war diese Abnahme wesentlich geringer. Anhand der Untersuchungsergebnisse wurde in *Lay & Schießl 2006* die zeitliche Entwicklung des D_{RCM} mathematisch formuliert.

Daten aus mehreren Literaturstellen weisen ein uneinheitliches Verhalten von Portlandzementbetonen hinsichtlich des zeitlichen Verlaufs des D_{RCM} nach (z. B. *Yu et al. 2013*, *Maage et al. 1996*, *Tang 1996*). Denen zufolge steigt der D_{RCM} nach anfänglicher geringfügigen Abnahme zu späteren Zeitpunkten wieder an. Dieser Effekt wurde insbesondere bei Portlandzementbetonen mit höheren Wasserzementwerten beobachtet. In *Yu et al. 2013* wurde für drei Portlandzementbetone mit w/z-Werten von 0,40, 0,50 und 0,60 ein Anstieg des D_{RCM} nach etwa 180 Tagen Nachbehandlung (Lagerung unter Wasser) beobachtet. Nach tiefergehenden Untersuchungen wird in *Yu et al. 2013* vermutet, dass eine Transformation von weniger dichten CSH-Phasen zu dichteren CSH-Phasen, die in späteren Betonaltern geschieht und zu einer Verschiebung der Porengrößenverteilung in den größeren Bereich führt, die mögliche Ursache für den Anstieg des D_{RCM} ist.

Um eine mögliche Erklärung für die ermittelten Chloridmigrationskoeffizienten zu finden, wurde die Gefügestruktur der unter Wasser gelagerten Probekörper der Materialien im Alter von 28 d, 365 d, 550 d und 730 d mittels Quecksilberdruckporosimetrie untersucht. Die ermittelten Kennwerte Medianradius der Porengrößenverteilung und Porosität sind in Tabelle A.5 dargestellt. Bei den Ergebnissen für die CEM I-Betonprobekörper sind keine Auffälligkeiten erkennbar. Der Medianradius und die Porosität bleiben jeweils annähernd über die Zeit konstant. Bei CEM I w/b=0,55 ist nur eine leichte Abnahme der Porosität über die Zeit sichtbar. Der annähernd konstante D_{RCM} bei den untersuchten CEM I-Betonen kann mit einer weit abgeschlossenen Hydratation des Portlandzementes im frühen Betonalter begründet werden.

Bei den weiteren Betonen (CEM I + FA und CEM III/B) ist ebenfalls keine nennenswerte Veränderung des Medianradius über die Zeit zu verzeichnen. Die Porosität nimmt jedoch tendenziell über die Zeit ab.

Bei den Instandsetzungsmaterialien ist eine deutliche Zunahme des Medianradius bei SPCC 1, SPCC 2 und PCC II zu erkennen, während der Medianradius von SPCC 4 über die Zeit leicht geringer wird. Auch die Porosität von SPCC 4 nimmt mit der Zeit ab. Die Ergebnisse der Untersuchungen der Gefügestruktur mittels Quecksilberdruckporosimetrie erläutert die von herkömmlichen Betonen abweichende zeitliche Entwicklung des Chloridmigrationskoeffizienten der untersuchten Materialien nicht. Eine Erklärung dieses Phänomens bedarf weiterer Untersuchungen.

Tabelle A.5: ermittelte Kennwerte aus der Quecksilberdruckporosimetrie

Material	Medianradius [nm]				Porosität [Vol.-%]			
	28 d	365 d	550 d	730 d	28 d	365 d	550 d	730 d
SPCC 1	55	–	149	–	15,4	–	15,2	–
SPCC 2	126	–	173	388	19,5	–	19,0	19,1
SPCC 3	52	–	55	51	15,8	–	15,3	15,4
SPCC 4	117	–	102	88	20,6	–	17,7	18,0
PCC I	50	62	58	62	18,9	18,0	17,6	17,9
PCC II	52	68	66	103	13,5	13,5	12,9	13,2
CEM I w/b=0,45	59	64	59	53	15,2	13,6	14,0	14,6
CEM I w/b=0,50	63	64	59	63	16,0	15,5	13,7	16,0
CEM I w/b=0,55	79	73	75	74	18,9	18,5	18,1	17,5
CEM I + FA w/b=0,45	62	56	61	60	16,2	15,7	14,8	14,5
CEM I + FA w/b=0,50	74	62	46	54	18,6	17,7	17,2	17,2
CEM III/B w/b=0,45	31	34	35	41	14,4	13,1	13,3	13,2
CEM III/B w/b=0,50	32	34	28	33	18,7	15,2	15,0	15,5

Das RCM-Laborprüfverfahren wurde als Alternativverfahren zum Diffusionsversuch entwickelt. Aufgrund kurzer Prüfzeiten, weitgehend einfacher und störunanfälliger Handhabung sowie ausreichender Präzision hat sich das RCM-Prüfverfahren als geeignete Prüfmethode zur Bewertung des Chlorideindringwiderstands des Betons erwiesen. Eine Vielzahl an Literaturstellen weisen auf eine gute Korrelation zwischen den D_{RCM} und D_{nss} des Betons im jungen Alter (im Zeitraum von 28 bis 90 Tagen) hin (Gehlen 2000, Gehlen & Ludwig 1999, Frederikson et al. 1996, Tang et al. 2010). Dies gilt insbesondere für Portlandzementbetone. Dieser Sachverhalt wird bei den untersuchten Portlandzement- und Portlandflugaschezementbetonen im Rahmen dieser Arbeit bestätigt. Bei den Hochofenzementbetonen sind die D_{RCM} zum Zeitpunkt von 28 d geringer als die D_{nss} . Die hier vorgefundenen bindemittelabhängigen Zusammenhänge zwischen D_{RCM} und D_{nss} stimmen mit den Ausführungen zur Bestimmung des Chloriddiffusionskoeffizienten $D_{app}(t)$ nach dem Ansatz B im Abschnitt 2.3.2.2.3 überein. Die wesentlich geringeren $D_{RCM}(t_0)$ von Hochofenzementbetonen führten zu einer größeren Differenz zwischen der Trendlinie durch die $D_{app}(t)$ aus Bauwerksdaten und der durch $D_{RCM}(t_0)$ gezwungenen Trendlinie dieser Betone als bei Portland- und Portlandflugaschezementbetonen.

Bei den Instandsetzungsmaterialien ist deutlich erkennbar, dass die D_{RCM} mit nur wenigen Ausnahmen niedriger als die D_{nss} liegen. Die Differenzen sind insbesondere bei den SPCC ausgeprägt.

Im Bild A.7 sind die ermittelten D_{RCM} und D_{nss} der untersuchten Instandsetzungsmaterialien (links) und Betone (rechts) gegenübergestellt.

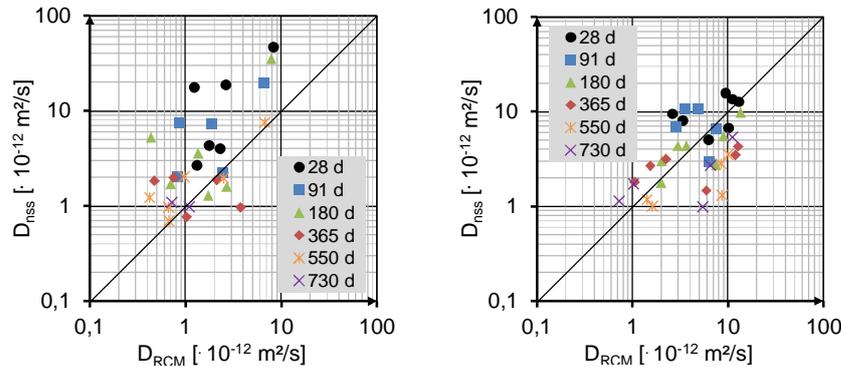


Bild A.7: Gegenüberstellung der ermittelten Kennwerte D_{RCM} und D_{nss} der untersuchten Instandsetzungsmaterialien (links) und Betone (rechts)

Die RCM-Prüfungen an den Instandsetzungsmaterialien wurden mit längeren Versuchsdauern (Beaufschlagung mit dem Katholyt in der Messzelle) als in *BAW-Merkblatt 2012* vorgesehen durchgeführt, damit eine Eindringtiefe von mindestens 10 mm in den Prüfkörpern erreicht wird. Dies liegt an dem im Vergleich zu herkömmlichen Betonen wesentlich höheren Bindemittelgehalt von PCC und SPCC. Nach *NT Build 492:1999* ist die Versuchsdauer bei Baustoffen mit höheren Bindemittelgehalten zu erhöhen. Hierfür ist die anfängliche Stromstärke um den Faktor des Verhältnisses aus dem Bindemittelgehalt herkömmlicher Betone ($300 - 350 \text{ kg/m}^3$) zum Bindemittelgehalt des Materials zu verringern und die entsprechende Versuchsdauer zu wählen. Im Rahmen dieser Arbeit wurden für die untersuchten PCC und SPCC zweifach höhere Bindemittelgehalte als für herkömmliche Betone angenommen; das ergibt einen Faktor von 0,5. Bei Eindringtiefen geringer als 10 mm ist der D_{RCM} mit großen Streuungen behaftet (*Tang 1996*).

Des Weiteren wurde bei der Auswertung aller RCM-Versuche die Randzone von 10 mm gemäß *NT Build 492:1999* nicht berücksichtigt, um die Ergebnisse mit den oft größeren Chlorideindringtiefen im Randbereich, die aufgrund von Undichtigkeiten an der Mantelfläche der Prüfkörper auftreten, nicht zu beeinflussen.

A.3.4 Spezifischer Elektrolytwiderstand ρ

Der spezifische Elektrolytwiderstand ρ [Ωm] wird unter Berücksichtigung der Abmessungen des Probekörpers (Faktor: Querschnittsfläche [m^2] / Höhe [m]) mit dem

gemessenen Elektrolytwiderstand $[\Omega]$ mittels Zweielektrodenmethode (TEM) unmittelbar vor dem Beginn der RCM-Prüfung ermittelt.

Die gemessenen spezifischen Elektrolytwiderstände ρ weisen insgesamt eine steigende Tendenz mit der Zeit auf (s. Bild A.5 und Bild A.6). Die Ausprägung dieser Tendenz sowie die absolute Größe des spezifischen Elektrolytwiderstandes ρ sind jedoch für die untersuchten Materialien sehr unterschiedlich. Der spezifische Elektrolytwiderstand ρ steigt bei den CEM I-Betonen und SPCC 4 sehr geringfügig mit der Zeit an; die gemessenen Werte sind im Vergleich zu ρ der anderen Materialien extrem niedrig. PCC II weist ebenfalls einen niedrigen spezifischen Elektrolytwiderstand ρ auf, der geringfügig mit der Zeit ansteigt. Bei den Betonen weisen die untersuchten CEM III/B-Betone größere ρ als die Betone aus CEM I +FA auf. Die gemessenen ρ bei SPCC 1, SPCC 2 und SPCC 3 sind in der Größenordnung der von Betonen aus CEM I +FA und CEM III/B.

Aus den Ergebnissen ist ein relativ guter Zusammenhang zwischen ρ und D_{RCM} sowohl in der Größenordnung als auch im zeitlichen Verlauf erkennbar. Im Bild A.8 sind die gemessenen D_{RCM} und ρ für die untersuchten Instandsetzungsmaterialien (links) und die Betone (rechts) separat gegenübergestellt. Für die beiden Baustoff-Gruppen lässt sich der funktionale Zusammenhang dieser beiden Kennwerte durch eine Potenzfunktion mit relativ guter Genauigkeit ($R^2 = 0,85$ bzw. $0,90$) abbilden. Im Bild A.9, links, sind die gemessenen Kennwerte D_{RCM} und ρ aller untersuchten Materialien gegenübergestellt. Die Genauigkeit der funktionalen Beziehung ist geringer als die getrennte Betrachtung der Zusammenhänge für die Instandsetzungsmaterialien und die Betone ($R^2 = 0,80$). Bei den untersuchten Betonen lässt sich die Beziehung zwischen D_{RCM} und ρ insgesamt genauer abbilden.

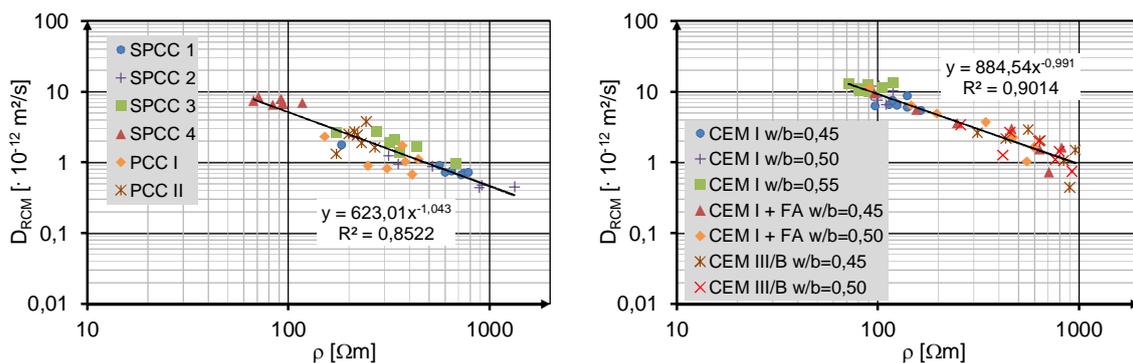


Bild A.8: Zusammenhang zwischen den gemessenen D_{RCM} und ρ der untersuchten Instandsetzungsmaterialien (links) und Betone (rechts)

Auch von verschiedenen Autoren wurde eine gute funktionale Beziehung zwischen dem Elektrolytwiderstand und dem D_{RCM} von Betonen festgestellt (z. B. Gehlen 2000, Gehlen & Ludwig 1999, Bamforth 1997). Im Bild A.9, rechts, ist der in Gehlen 2000 ermittelte Zusammenhang zwischen D_{RCM} und spezifischen Elektrolytwiderstand, gemessen mittels Wenner-Sonde ρ_{WER} , für verschiedene Betone dargestellt. In Gehlen 2000 wurde ein

proportionaler Zusammenhang zwischen dem mit der Zweielektrodenmethode (TEM) gemessenen Elektrolytwiderstand des Betons und dem Elektrolytwiderstand, gemessen mit der Wenner-Sonde, nachgewiesen.

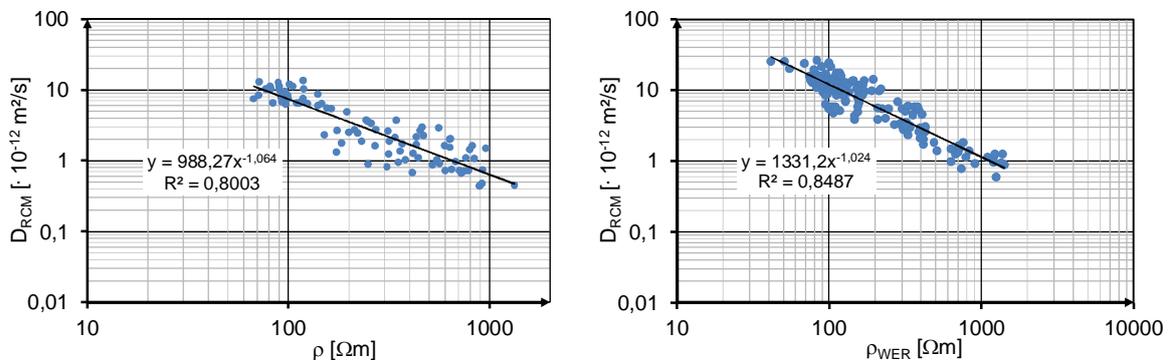


Bild A.9: links: Zusammenhang zwischen den gemessenen D_{RCM} und ρ der untersuchten Instandsetzungsmaterialien und Betone; rechts: Zusammenhang zwischen D_{RCM} und ρ_{WER} verschiedener Betone (aus Gehlen 2000)

Da der Prüfaufwand sehr gering und die Handhabung einfach ist, wird meistens der spezifische Elektrolytwiderstand ρ mittels TEM bei den RCM-Versuchen als zusätzliche Kontrolle mitgemessen.

A.4 Bewertung der Leistungsfähigkeit der Instandsetzungsmaterialien

In Tabelle A.6 sind die ermittelten relevanten Kennwerte der untersuchten Materialien für eine Dauerhaftigkeitsbemessung anhand der Nomogramme im Anhang D zusammengestellt ($D_{nss}(t_0)$, $D_{RCM}(t_0)$, α_{nss}). Die Lebensdauer wurde für einen beliebigen Bemessungsfall sowohl mit den Kennwerten $D_{nss}(t_0)$ und α_{nss} aus den Diffusionsversuchen als auch mit dem Kennwert $D_{RCM}(t_0)$ aus dem jeweiligen RCM-Versuch berechnet (Ansatz A bzw. B zur Ermittlung des $D_{app}(t)$, s. Abschnitt 2.3.2.2). Für die Lebensdauerbemessung mit $D_{RCM}(t_0)$ wurde der bindemittelartabhängige α_{RCM} aus Tabelle 2.5 eingesetzt. Für die Instandsetzungsmaterialien wurde der Altersexponent $\alpha_{RCM} = 0,20$ gesetzt. Zudem zeigt Tabelle A.6 den berechneten scheinbaren Chloriddiffusionskoeffizienten nach 50 Jahren $D_{app}(t=50 \text{ a})$ aus den Diffusionsversuchen.

Die berechneten Lebensdauern für die Instandsetzungsmaterialien mit den Kennwerten $D_{nss}(t_0)$ und α_{nss} weisen eine große Bandbreite von < 10 Jahren bis > 100 Jahren auf. Für SPCC 2 und SPCC 3 wurde den maximalen Wert von 0,80 für α_{nss} (s. Abschnitt 2.4.4.4) berücksichtigt. Aufgrund des großen Aufwands bei der Ermittlung des α_{nss} mit Diffusionsversuchen ist die Möglichkeit gegeben, für Instandsetzungsmaterialien die Dauerhaftigkeitsbemessung mit dem Kennwert $D_{RCM}(t_0)$ und einem konservativen α_{RCM}

von 0,20 durchzuführen. Wie in Tabelle A.6 sichtbar ist, führt diese Alternative zu niedrigeren Lebensdauern. Eine Ausnahme stellt das Material PCC II dar, bei dem aufgrund des sehr ungünstigen α_{nss} und wiederum sehr günstigen $D_{RCM}(t_0)$ die Lebensdauerbemessung mit $D_{RCM}(t_0)$ vorteilhaft ist.

Bei den untersuchten Betonen ist die Bandbreite der berechneten Lebensdauern erwartungsgemäß ebenfalls sehr groß. Wie beim Kennwert α_{RCM} nach Tabelle 2.5 weisen die flugaschehaltige Betone insgesamt die größten α_{nss} auf, gefolgt von CEM III/B-Betonen. Die α_{nss} dieser Betone sind größer als ihre α_{RCM} . Die ungünstigsten α_{nss} weisen die CEM I-Betone auf mit Werten in der Größenordnung von $\alpha_{RCM} = 0,30$, mit der Ausnahme von CEM I w/b=0,45 mit $\alpha_{nss} = 0,49$, der insgesamt überdurchschnittlich gute Materialeigenschaften aufweist. Die berechneten Lebensdauern mit den Kennwerten $D_{RCM}(t_0)$ und α_{RCM} sind für die meisten Betone kleiner als die mit $D_{nss}(t_0)$ und α_{nss} . Dies ist auf die relativ ungünstigen $D_{RCM}(t_0)$ der untersuchten Betone zurückzuführen, was an nicht optimierter Anpassung der Bestandteile aufeinander (Gesteinskörnung, Sieblinie, Fließmittel etc.) liegen könnte.

In Tabelle A.7 sind die untersuchten Materialien aufgrund der ermittelten Kennwerte $D_{nss}(t_0)$, $D_{RCM}(t_0)$, $D_{app}(t=50 \text{ a})$ und t_{SL} verglichen worden. Es wird erkennbar, dass die Kennwerte $D_{nss}(t_0)$ und $D_{RCM}(t_0)$ zu einer unterschiedlichen Bewertung der Materialien führen und beide alleine zur Bewertung der Leistungsfähigkeit der Materialien nicht ausreichen. Die berechnete Lebensdauer t_{SL} und $D_{app}(t=50 \text{ a})$ führen erwartungsgemäß zur beinahe derselben Bewertung der Materialien. Die wenigen Unterschiede liegen an der Einschränkung des Maximalwerts des α_{nss} bei der Lebensdauerbemessung sowie bei Lebensdauern größer als 50 Jahren.

Tabelle A.6: ermittelte dauerhaftigkeitsbemessungsrelevante Kennwerte $D_{nss}(t_0)$, $D_{RCM}(t_0)$, α_{nss} ; berechneter $D_{app}(t=50 \text{ Jahre})$; geschätzte Lebensdauer t_{SL} für ein XS2-Bauteil

Material	$D_{nss}(t_0)$ [$\cdot 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$]	α_{nss} ¹⁾ [-]	t_{SL} ²⁾ [Jahr]	$D_{RCM}(t_0)$ [$\cdot 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$]	t_{SL} ³⁾ [Jahr]	$D_{app}(t=50 \text{ a})$ [$\cdot 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$]
SPCC 1	4,3	0,43	35	1,8	25	0,27
SPCC 2	17,6	0,90	> 100	1,2	40	0,059
SPCC 3	18,6	0,81	> 100	2,6	15	0,096
SPCC 4	46,5	0,53	n. e.	8,3	< 10	1,56
PCC I	4,0	0,52	90	2,3	19	0,13
PCC II	2,7	0,22	17	1,3	36	0,61
CEM I w/b=0,45	5,0	0,49	46	6,3	< 10	0,22
CEM I w/b=0,50	6,7	0,32	< 10	10,2	< 10	1,03
CEM I w/b=0,55	12,6	0,36	< 10	13,0	< 10	1,32
CEM I + FA w/b=0,45	15,7	0,90	> 100	9,5	41	0,063
CEM I + FA w/b=0,50	13,5	0,66	38	11,1	30	0,23
CEM III/B w/b=0,45	9,5	0,67	94	2,6	93	0,15
CEM III/B w/b=0,50	8,0	0,65	> 100	3,4	60	0,099

¹⁾ α_{nss} -Werte sind zwischen 0,20 und 0,80 einzuschränken (s. Abschnitt 2.4.4.4); d. h. für SPCC 2, SPCC 3 und CEM I + FA w/b=0,45 gilt $\alpha_{nss} = 0,80$

²⁾ berechnete Lebensdauer mit den ermittelten Kennwerten $D_{nss}(t_0)$ und α_{nss} mit Hilfe der Nomogramme im Anhang D für die folgende Bemessungssituation: XS2, $\beta_0 = 1,5$, $C_{S,\Delta x} = 3,0 \text{ M.}\% / b$, $c_{min} = 50 \text{ mm}$

³⁾ berechnete Lebensdauer mit den ermittelten $D_{RCM}(t_0)$ und mit α_{RCM} nach Tabelle 2.5 mit Hilfe der Nomogramme im Anhang D für die folgende Bemessungssituation: XS2, $\beta_0 = 1,5$, $C_{S,\Delta x} = 3,0 \text{ M.}\% / b$, $c_{min} = 50 \text{ mm}$; für die Instandsetzungsmaterialien wurde mit $\alpha_{RCM} = 0,20$ gerechnet
n. e.: nicht ermittelbar, da bei den Nomogrammen $D(t_0) \leq 20 \cdot 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$; d. h. jedoch $t_{SL} < 10 \text{ Jahre}$

Tabelle A.7: vergleichende Bewertung der untersuchten Materialien

	Parameter			
	$D_{nss}(t_0)$	$D_{RCM}(t_0)$	$D_{app}(t=50 \text{ a})$	$t_{SL}^{1)}$
Reihenfolge: ungünstigste → günstigste	PCC II	SPCC 2	SPCC 2	CEM I + FA w/b=0,45
	PCC I	PCC II	CEM I + FA w/b=0,45	SPCC 2
	SPCC 1	SPCC 1	SPCC 3	SPCC 3
	CEM I w/b=0,45	PCC I	CEM III/B w/b=0,50	CEM III/B w/b=0,50
	CEM I w/b=0,50	SPCC 3,	PCC I	CEM III/B w/b=0,45
	CEM III/B w/b=0,50	CEM III/B w/b=0,45	CEM III/B w/b=0,45	PCC I
	CEM III/B w/b=0,45	CEM III/B w/b=0,50	CEM I w/b=0,45	CEM I w/b=0,45
	CEM I w/b=0,55	CEM I w/b=0,45	CEM I + FA w/b=0,50	CEM I + FA w/b=0,50
	CEM I + FA w/b=0,50	SPCC 4	SPCC 1	SPCC 1
	CEM I + FA w/b=0,45	CEM I + FA w/b=0,50	PCC II	PCC II
	SPCC 2	CEM I w/b=0,50	CEM I w/b=0,50	CEM I w/b=0,50
	SPCC 3	CEM I + FA w/b=0,50	CEM I w/b=0,55	CEM I w/b=0,55
	SPCC 4	CEM I w/b=0,55	SPCC 4	SPCC 4

¹⁾ berechnete Lebensdauer mit den ermittelten Kennwerten $D_{nss}(t_0)$ und α_{nss} mit Hilfe der Nomogramme im Anhang D für die folgende Bemessungssituation: XS2, $\beta_0 = 1,5$, $C_{S,\Delta x} = 3,0 \text{ M.-%/b}$, $c_{min} = 50\text{mm}$

Abschließend ist darauf hinzuweisen, dass die Untersuchungsergebnisse zum Teil abweichendes Verhalten der Instandsetzungsmaterialien von den Betonen nachweisen. In *Andrade & Whiting 1996* wird auf ein mögliches unregelmäßiges, von Betonen abweichendes Verhalten von kunststoffmodifizierten zementgebundenen Baustoffen im RCM-Versuch hingewiesen. Des Weiteren wird in *Hunkeler et al. 2000* im Rahmen eines Ringversuchs zur chemischen Bestimmung des Chloridgehalts im Beton auf die besonders große Streuungen der ermittelten Chloridgehalte bei kunststoffmodifizierten Materialien hingewiesen. Demnach sollen bei der Bestimmung des Chloridgehalts an diesen Materialien besondere Vorkehrungen getroffen werden. Ein möglicher Einfluss von Kunststoffasern auf den RCM-Versuch und die chemische Bestimmung des Chloridgehalts bedarf weiterer Untersuchungen.

B Anhang B: Untersuchungen zum Chloridtransport in instand gesetzten Betonbauteilen

B.1 Laborversuche zum Chloridtransport in einem Zweischicht-System

Für die Untersuchung des Chloridtransports in einem zweischichtig aufgebauten System wurden Verbundprobekörper bestehend aus einer Betonschicht mit Chloridgradienten und einer Instandsetzungsschicht hergestellt, siehe Bild B.1. Bei langzeitigen Diffusionsversuchen (Einlagerungsversuchen) und gelegentlichen Profilentnahmen wurden die Mechanismen Eindringen, „Rückdiffusion“ und Umverteilung der Chloridionen in die neue Instandsetzungsschicht bzw. die Betonschicht untersucht. Eine Übersicht über die Einlagerungsversuche mit den Probekörpern und die Lagerungsbedingungen ist in Tabelle B.1 dargestellt. Es wurden drei verschiedene Betone (CEM I mit $w/z = 0,55, 0,60, 0,65$) und ein Instandsetzungsmaterial (PCC I aus Anhang A) untersucht. Mit der Wahl des Bindemittels und der Wasserzementwerte wurde eine hohe Porosität und Diffusionsoffenheit der Betone und damit eine relativ schnelle Mobilisierung der Chloridionen beabsichtigt.

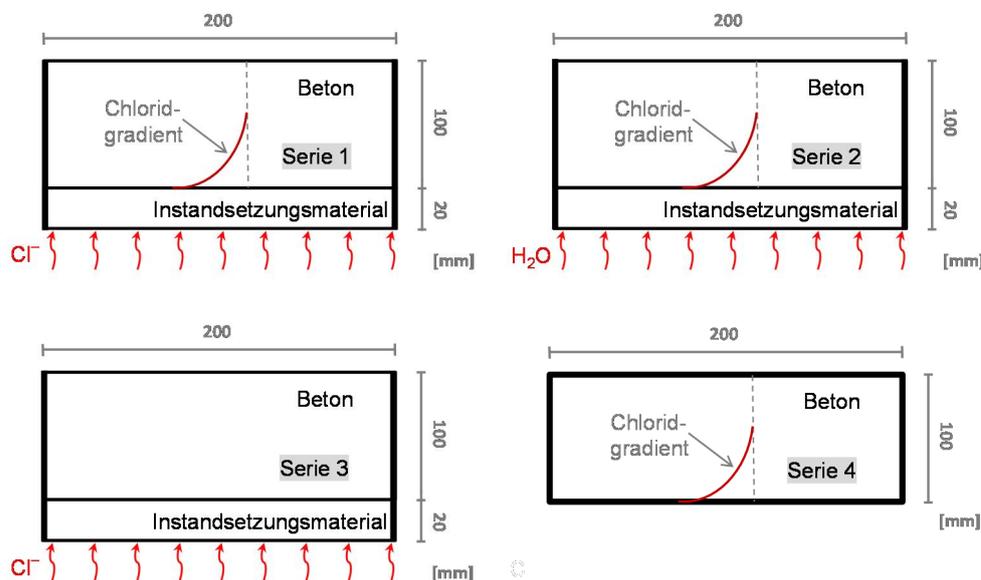


Bild B.1: Skizzen der Probekörper für die Einlagerungsversuche (Breite: 200 mm)

Tabelle B.1: Diffusionsversuche zur Untersuchung des Chloridtransports in einem Zwei-Schicht-System

Prüfserie	Probekörper ¹⁾	Vorbehandlung – Vorlagerung	zu untersuchender Mechanismus
1	Verbundplatten mit Restchloriden	Cl – Cl	D, R, U
2	Verbundplatten mit Restchloriden	Cl – Wasser	R, U
3	Verbundplatten	20 °C / 65 % r. F. – Cl	D
4	Betonplatten mit Restchloriden	Cl – 20 °C / 65 % r. F.	U

D: Diffusion (Eindringen) von externen Chloriden in die Instandsetzungs- sowie Betonschicht

R: "Rückdiffusion" von Restchloriden in die neue Instandsetzungsschicht

U: Umverteilung von Restchloriden in der Betonschicht

¹⁾ zwei Probekörper pro Beton und Prüferie

Die Betonprobekörper wurden zunächst für rd. 280 Tage (über 9 Monate) in einer 3 %-igen NaCl-Lösung gelagert (einseitige Beaufschlagung). Nach der Ermittlung des erstellten Chloridgradienten in den Probekörpern wurden auf diese ein Instandsetzungsmörtel aufgetragen (Dicke = 20 mm), Serien 1-3. Die Verbundprobekörper wurden anschließend für 28 Tage im Labor bei 20 °C / 65 % r. F. gelagert. In diesem Zeitraum wurde die Veränderung der Chloridgradienten untersucht, bevor die in der Tabelle B.1 dargestellten Lagerungen der Probekörper stattfanden. In der Prüfserie 1 wurden die Verbundprobekörper in einer 3 %-igen NaCl-Lösung gelagert, um die gesamten Vorgänge beim Chloridtransport in einem 2-Schicht-System zu untersuchen. In der Prüfserie 2 lagerten die Verbundprobekörper in Wasser, um maßgeblich die Umverteilung und Rückdiffusion in die Instandsetzungsschicht zu betrachten. Bei der Prüfserie 3 wurden Verbundprobekörper ohne Chloride in der Betonschicht, d. h. ohne Vorbelastung, in 3 %-iger NaCl-Lösung gelagert, um die Chloriddiffusion ohne Anwesenheit von Chloridgradienten in der Betonschicht zu beobachten. Bei der letzten Prüfserie 4 wurden die Betonprobekörper nach der 280-tägigen Lagerung in der Chloridlösung (Vorbehandlung) mit Epoxydharz abgedichtet und trocken im Labor bei 20 °C / 65 % r. F. gelagert, um die Umverteilung der Chloride in den Probekörpern zu betrachten.

Um einen besseren Verbund zwischen den beiden Schichten zu verwirklichen, wurden die Betonprobekörper unmittelbar vor dem Auftragen der Mörtelschicht an der Oberfläche zunächst sandgestrahlt. Die mittlere Abtragtiefe lag bei rd. 1 mm. Die Betonprobekörper wurden hierfür etwa 1,5 Tage vor dem Auftragen des Instandsetzungsmörtels aus der 3 %-igen NaCl-Lösung entnommen und lagen trocken.

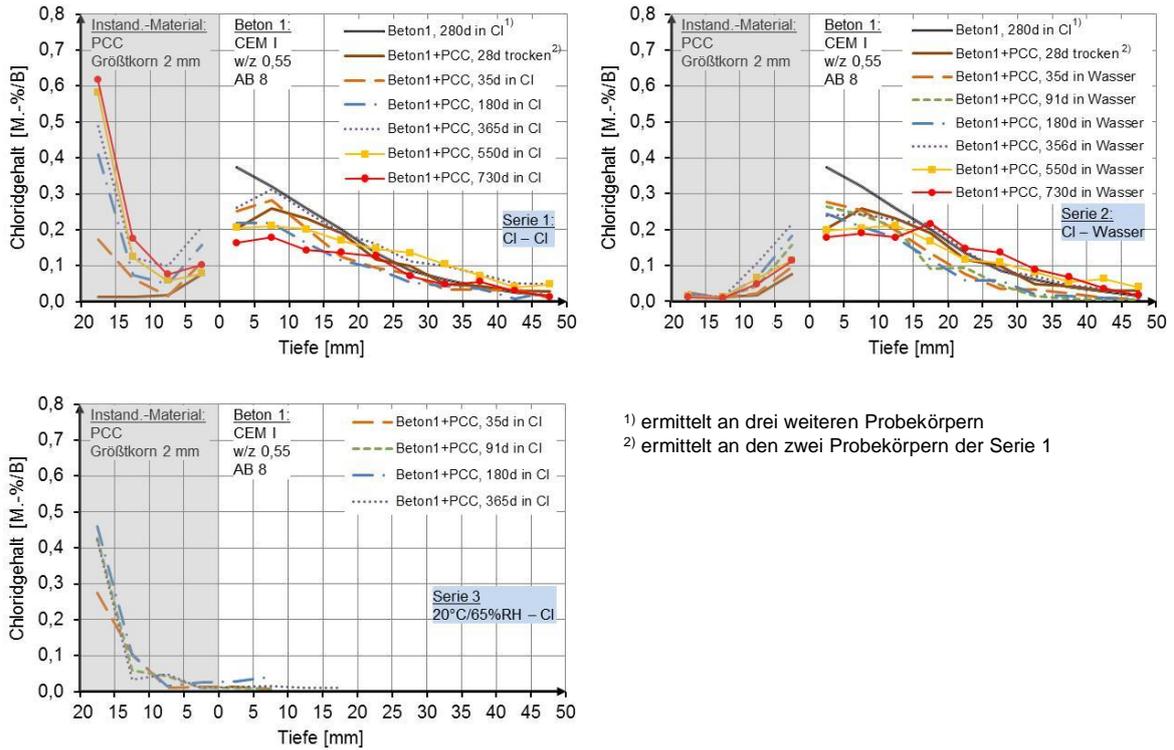
Bild B.2 und Bild B.3 zeigen die Chloridprofile als Mittelwerte der ermittelten Chloridgehalte von zwei untersuchten Probekörpern (je Beton und Prüferie) in unterschiedlichen Zeitpunkten bis zu maximum zwei Jahren nach dem Beginn der Lagerung. Die Prüfserie 4 wurde bei dieser Darstellung nicht berücksichtigt, da die

gewonnen Chloridprofile nicht nachvollziehbar und absolut unplausibel erschienen und auf einen Fehler im Versuchsverlauf dieser Serie hinweisen.

Für die Erstellung der Chloridprofile wurden aus den Probekörpern Scheiben in 5 mm-Schritten über die Tiefe gesägt und anschließend gemahlen. An den Mehlproben wurde der Gesamtchloridgehalt nach *DAfStb Heft 401:1989* nasschemisch mit Säureaufschluss durch Photometrie ermittelt. Die Chloridgehalte sind in Massenprozent bezogen auf die Probenmasse (M.-%/B) angegeben und nicht wie üblich bezogen auf die Zement- oder Bindemittelmasse, weil der Bindemittelgehalt des verwendeten Instandsetzungsmaterials (PCC) nicht bekannt war.

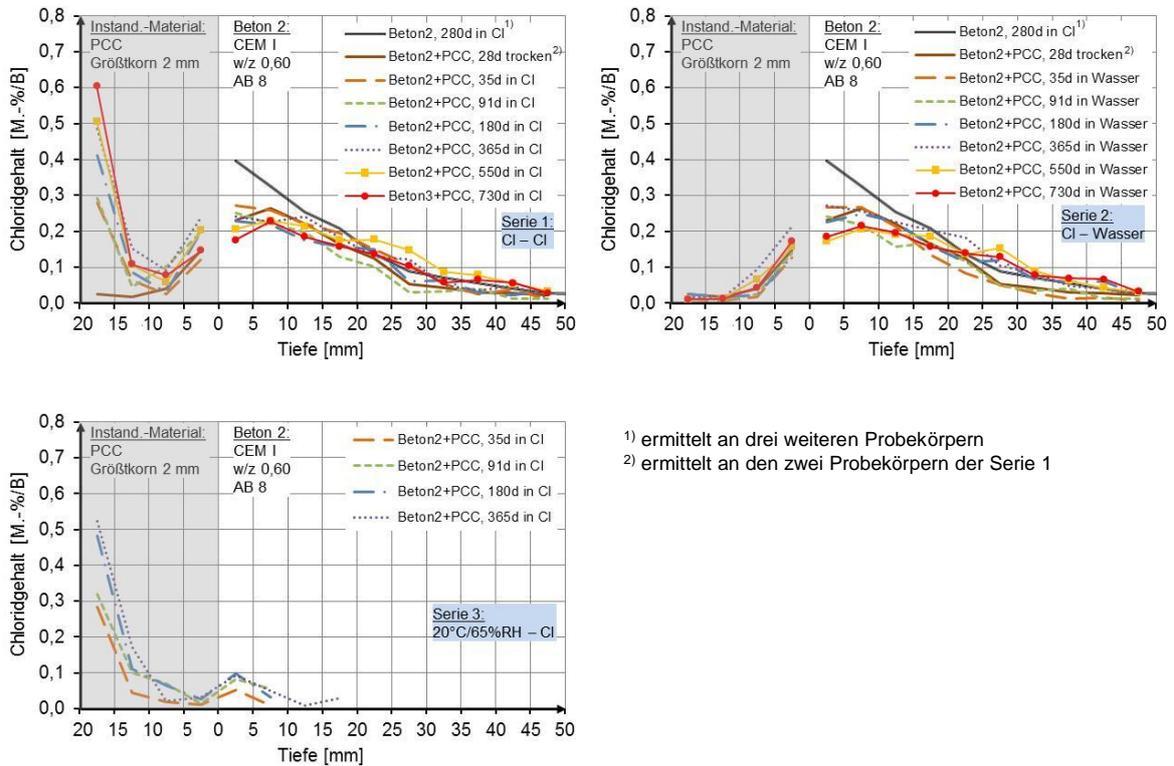
Die Chloridprofile der Prüfserien 1 und 2 weisen bei allen drei Betonen insgesamt eine kontinuierliche Extraktion der Restchloride von der Instandsetzungsschicht nach. Der Chloridgehalt in der ersten Messtiefe in der Instandsetzungsschicht steigt nahezu stetig mit der Zeit an und die Eindringtiefe nimmt in der Instandsetzungsschicht in die Richtung der Probekörperoberfläche zu. Im grenzschnichtnahen Bereich der Betonschicht ist eine ausgeprägte Abnahme des Chloridgehalts beim ersten Profil (nach dem Auftrag der Instandsetzungsschicht und vor dem Beginn der Einlagerung) zu erkennen, welche bei allen drei Betonen eine größere Menge aufweist als die von der Instandsetzungsschicht extrahierte Menge. Diese Differenz ist zum Teil mit dem Materialabtrag durch das Sandstrahlen der Oberfläche der Betonkörper vor dem Auftrag des Instandsetzungsmaterials zu begründen. Der Chloridgehalt in diesem Bereich nimmt während der Einlagerungszeit wieder etwas zu. Eine ausgeprägte Umverteilung der Chloride in der Betonschicht ist im betrachteten Zeitraum nicht erkennbar.

Es ist zu vermerken, dass das Chloridprofil vor dem Auftrag der Instandsetzungsschicht den Mittelwert der gemessenen Chloridgehalte an drei weiteren Probekörpern darstellt. Das Chloridprofil nach dem Auftrag der Instandsetzungsschicht und vor dem Einlagerungsbeginn wurde durch Messung des Chloridgehalts an den zwei Probekörpern der Serie 1 ermittelt. Aufgrund der Inhomogenität des Betons und der Probekörper werden die dargestellten Chloridprofile von den tatsächlichen Werten etwas abweichen können. Die Chloridprofile dienen hier dazu, qualitative Aussagen über den Chloridtransport in instandgesetzten Bauteilen zu treffen.



1) ermittelt an drei weiteren Probekörpern
 2) ermittelt an den zwei Probekörpern der Serie 1

Bild B.2: mittlere Chloridprofile der Probekörper mit Beton 1 (w/z = 0,55)



1) ermittelt an drei weiteren Probekörpern
 2) ermittelt an den zwei Probekörpern der Serie 1

Bild B.3: mittlere Chloridprofile der Probekörper mit Beton 2 (w/z = 0,60)

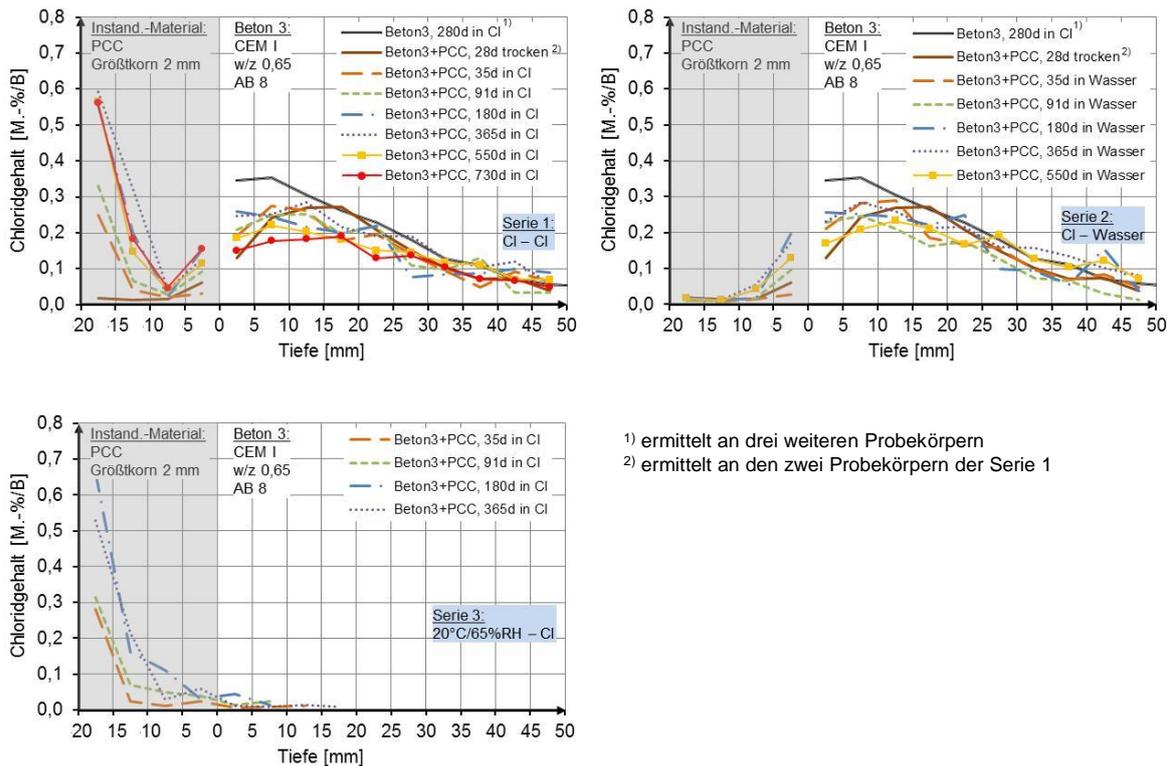


Bild B.4: mittlere Chloridprofile der Probekörper mit Beton 3 ($w/z = 0,65$)

Die Chloridprofile der Prüfserie 3 zeigen bei allen Betonen einen nahezu kontinuierlichen Anstieg des Chloridgehalts und der Eindringtiefe in der Instandsetzungsschicht durch die externen Chloride. Die Chloridfront erreichte die Grenzschicht zum Betonkörper, in den Betonkörper ist jedoch noch keine nennenswerte Menge externer Chloride eingedrungen. Das verwendete Instandsetzungsmaterial (PCC) erwies sich im Rahmen der Untersuchungen zum Chlorideindringwiderstand von Instandsetzungsmaterialien im Anhang A als ein sehr diffusionsdichtes Material. Die ermittelten Kennwerte (Chloridmigrationskoeffizient $D_{RCM}(t_0)$, instationärer Chloriddiffusionskoeffizient $D_{app}(t_0)$, Altersexponent α_{nss}) liegen in der Größenordnung der Kennwerte eines dichten CEM III/B-Betons. Die Probekörper des Betons 2 weisen die größte Menge an eingedrungenen Chloriden in der Betonschicht nach. Die gemessenen Chloridgehalte im ersten Tiefenbereich der Betonschicht (bis 5 mm) sind höher als die Werte im angrenzenden Tiefenbereich der Instandsetzungssicht. Dies deutet auf eine Ansammlung der Chloridionen an der Grenzschicht aufgrund einer evtl. Undichtheit dieser Stelle hin.

Im Abschnitt 4.2.4.1 wurde die mögliche Wanderung der Chloridionen nach dem Auftragen der Instandsetzungsschicht in die alte Betonschicht oder in die neue Schicht diskutiert. Die Effekte Kapillarsog, Diffusion und „Auswaschen“ können die Wanderung der Chloride in beiden Richtungen begünstigen. Die neue Mörtelschicht hatte wesentlich höhere Feuchtigkeit als die alte Betonschicht. Dieser ausgeprägte Feuchtegradient spricht zunächst für einen Feuchtetransport von der Mörtelschicht in die Betonschicht (kapillares

Saugen). Dieser Feuchtegradient kann eine Wanderung der Chloride von der Oberfläche in die tieferen Bereiche des Probekörpers begünstigen. Die Ergebnisse der Laborversuche zeigen jedoch, wie oben beschrieben, eine eindeutige Extraktion der Chloride von der Instandsetzungsschicht, vermutlich durch Diffusion. Diese diffusionsgesteuerte Wanderung der Chloridionen in die neue Schicht ist evtl. auf den relativ hohen Feuchtegehalt der Betonprobekörper vor der Applikation des Instandsetzungsmörtels zurückzuführen. Der Diffusionswiderstand des frisch applizierten Instandsetzungsmaterials ist wesentlich kleiner als der des Betons, was eine Diffusion der Chloride in die Instandsetzungsschicht zur Folge hat.

Untersuchungen von *Martin 1975* an instandgesetzten, mit Chlorid belasteten Biegebalken aus Stahlbeton zeigen ebenfalls eine beträchtliche Wanderung der Restchloride in die Instandsetzungsschicht kurz nach der Applikation dieser Schicht. Die Probekörper waren im Gegensatz zu denen im Rahmen dieser Arbeit vor dem Auftragen des Instandsetzungsmaterials trocken. Die Chloridprofile 2, 3 und 6 Jahre nach der Applikation der Instandsetzungsschicht zeigten auch eine Umverteilung der Chloride in den Beton des Biegebalkens.

In der Praxis kann somit eindeutig von einer Extraktion der Restchloride durch die Instandsetzungsschicht ausgegangen werden, was in der Regel für die Instandsetzungsmaßnahme vorteilhaft ist. Dieser Sachverhalt wurde bei der Erstellung des Nachweiskonzepts zur Dauerhaftigkeitsbemessung mittels Betonersatz im Abschnitt 4 als gegeben angenommen.

Weitere Schlussfolgerungen und quantitative Aussagen können aus den durchgeführten Diffusionsversuchen aufgrund der zum Teil starken Streuung der Ergebnisse nicht abgeleitet werden.

B.2 Auslagerungsversuche zum Chloridtransport in einem 2-Schicht-System

Im Rahmen eines Forschungsvorhabens zur Untersuchung der Dauerhaftigkeit von Instandsetzungsmaterialien für den Einsatz im Meerwasserbereich wurden im Jahr 1991 von der Bundesanstalt für Wasserbau (BAW) und dem Institut für Bauforschung der RWTH Aachen (ibac) großformatige Betonplatten (2,45 x 1,40 x 0,15 m³ bzw. x 0,17 m³) hergestellt und mit verschiedenen Instandsetzungsmaterialien beschichtet (*Rössler et al. 2009*). Die Platten wurden an vier verschiedenen Orten ausgelagert, u. a. an Meerwasserbauwerken an der Nordsee- und Ostseeküste. Im Bild B.5 ist der Auslagerungsort an der Ostseeküste dargestellt. Die Platten sind in drei Beanspruchungszonen Unterwasserzone (UW; XS2), Spritzwasser- und Wasserwechselzone (SW und WW; XS3) aufgeteilt. Die an

der Nordseeküste ausgelagerten Platten teilen sich nur in die Spritzwasser- und Wasserwechselzone (SW und WW; XS3) auf.



Bild B.5: ausgelagerte Verbundplatten an der Ostseeküste

Der Fokus der Untersuchungen lag auf der Überprüfung der gesamten dauerhaftigkeitsrelevanten Eigenschaften der ausgewählten acht Instandsetzungssysteme, wie z. B. Frostwiderstand, Wassereindringwiderstand, Verbundfestigkeit etc. Die verwendeten Instandsetzungssysteme sind in Tabelle B.2 dargestellt. Bei den Instandsetzungssystemen C und D handelte es sich um Flexible Dichtungsschlämme, die dünn auf die Betonplatten aufgetragen wurden. Die Systeme E, F, G und K waren Spritzbetone mit einem Zementgehalt von rd. 320 kg/m^3 und einem Größtkorn von 8 mm. Der mit Microsilica modifizierte Spritzmörtel H und der kunststoffmodifizierte Spritzmörtel (SPCC) I hatten ein Größtkorn von 2 mm. Die Zusammensetzungen der Bereitstellungsgemische der Systeme sind, außer für den Spritzmörtel I, in *Rößler et al. 2009* enthalten.

Die acht Instandsetzungssysteme wurden auf einen CEM III/B-Beton mit einem w/z-Wert von 0,47 appliziert. Die Dicke der Betonschicht betrug 150 mm und die der Instandsetzungssysteme aus Mörtel bzw. Beton rd. 20 mm. Neben den mit den Instandsetzungssystemen applizierten Platten wurden noch zwei Betonplatten hergestellt, ausgelagert und untersucht. Bei einem Beton handelt es sich um das gleiche Material (CEM III/B, w/z = 0,47), mit dem die Grundkörper der Verbundplatten hergestellt wurden und der zweite Beton war aus einem CEM I-Zement mit einem Wasserzementwert von 0,47 (Beton B bzw. A, s. Tabelle B.2) hergestellt. Der Zementgehalt der Betone betrug 350 kg/m^3 .

Tabelle B.2: Betone und Instandsetzungssysteme der Auslagerungsplatten (aus Rößler et al. 2009)

Bezeichnung der Materialien der Platten	Zementart ¹⁾ des Grundkörperbetons der Platten	Instandsetzungssystem
A (Beton)	PZ 45L-NA	–
B (Beton)		–
C		Flexible Dichtungsschlämme
D		Flexible Dichtungsschlämme
E		Spritzbeton mit PZ 35F
F	HOZ 35L-NW-HS-NA	Spritzbeton mit HOZ 35L
G		Spritzbeton mit PZ 35F und Mikrohohlkugeln
H		Spritzmörtel mit PZ 45F-HS und Mikrosilica
I		Kunststoffmodifizierter Spritzmörtel PZ 35F
K		Spritzbeton mit PZ 35F und Harnstoffzusatz

¹⁾ Zementsorten-Bezeichnung nach DIN 1164-1:1994 – PZ: Portlandzement, HOZ: Hochofenzement

Bei der Bestimmung von Chloridprofilen nach ca. 3 und 6 Jahren Auslagerung der Platten (siehe Bild B.7 bis Bild B.14) sowie Schnellchloridmigrationsversuchen (RCM) an unbeanspruchten Referenzprobekörpern der Platten im Alter von ca. 8,5 Jahren (siehe Bild B.6) zeichneten sich die zwei eingesetzten Spritzmörtel H und I bezüglich des Chlorideindringwiderstands als geeignete Instandsetzungsmaterialien ab, welche dem CEM III/B-Beton ähnliches und zum Teil besseres Verhalten zeigten (Rößler et al. 2009). Die Spritzbetone wiesen Kennwerte in der Größenordnung von CEM I-Beton nach (Rößler et al. 2009). Von den Platten mit den Spritzmörteln H und I sowie den Betonplatten A und B wurden im Jahr 2012 (nach ca. 21 Jahren Auslagerung) durch Sondierungsuntersuchungen Chloridprofile erstellt. Im Sommer 2014 wurden die gesamten Platten (A bis K) nach 23 Jahren Auslagerung durch Entnahme von Bohrkernen beprobt und abschließend entsorgt.

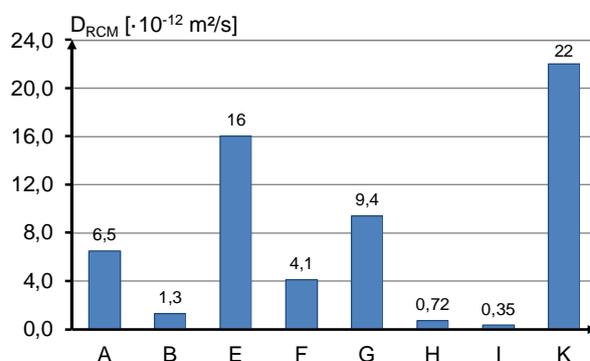


Bild B.6: Ergebnisse des Schnellmigrationsversuchs (RCM) an Referenzprobekörper der Platten im Alter von rd. 8,5 Jahren (aus Rößler et al. 2009)

Im Bild B.7 bis Bild B.14 sind die an aus den Platten entnommenen Bohrkernen ermittelten Chloridprofilen nach ca. 3, 6, 21 und 23 Jahren Auslagerung dargestellt. Die Gesamtchloridgehalte wurden an gemahlene Bohrkernen nach *DAfStb Heft 401:1989* nasschemisch mit Säureaufschluss durch Photometrie bestimmt. Die Anzahl der entnommenen Bohrkern pro Platte und Zone (SW, WW, UW) variierte zu den Untersuchungszeitpunkten zwischen 1 bis 3.

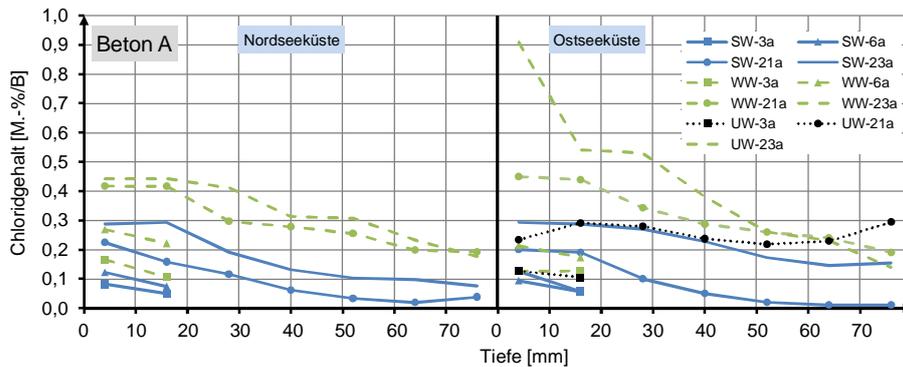


Bild B.7: mittlere Chloridprofile der Bohrkern aus den Platten mit dem Beton A

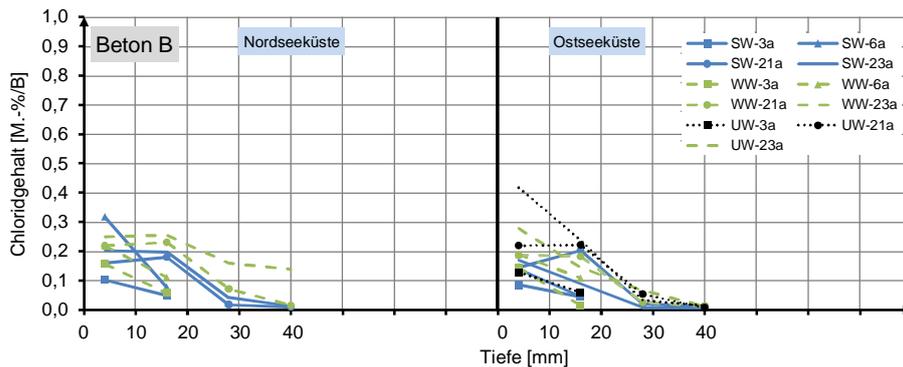


Bild B.8: mittlere Chloridprofile der Bohrkern aus den Platten mit dem Beton B

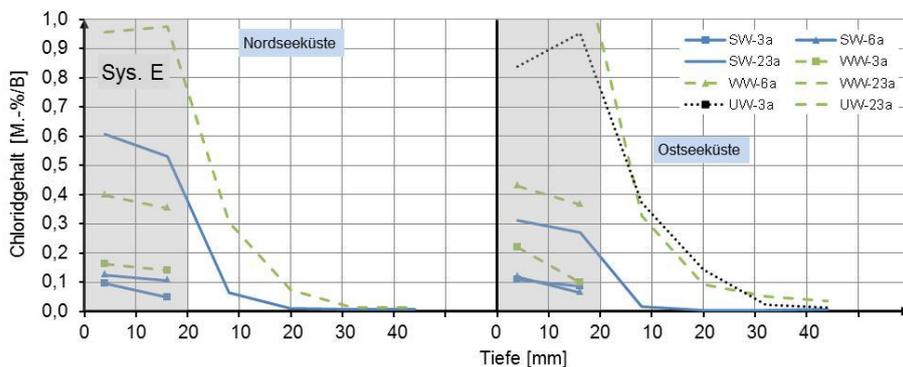


Bild B.9: mittlere Chloridprofile der Bohrkern aus den Verbundplatten mit dem Instandsetzungssystem E

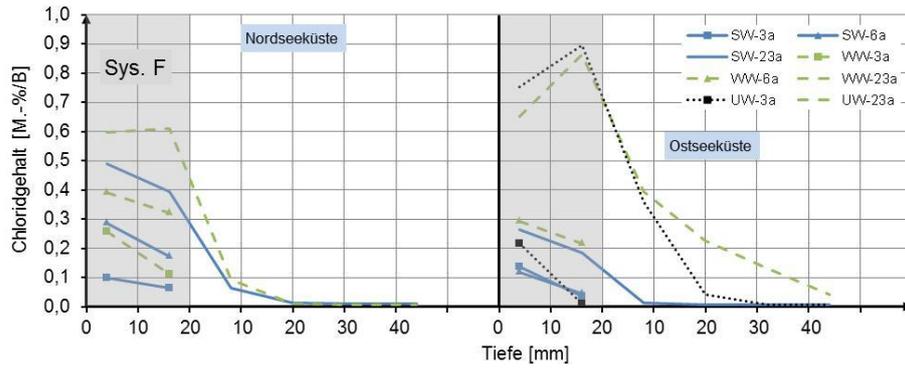


Bild B.10: mittlere Chloridprofile der Bohrkerne aus den Verbundplatten mit dem Instandsetzungssystem F

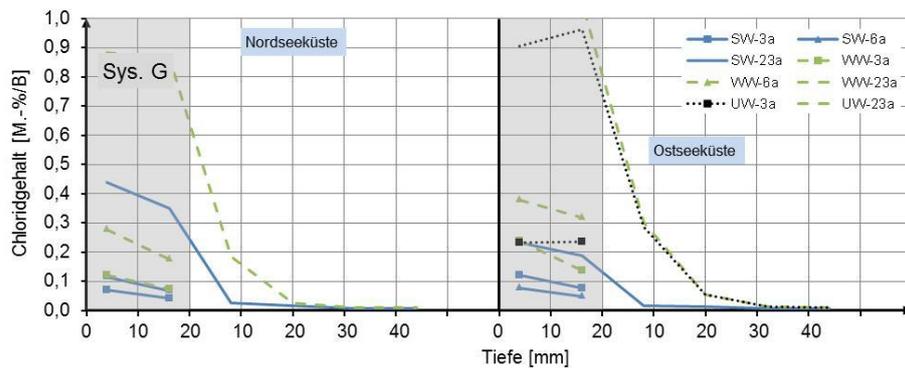


Bild B.11: mittlere Chloridprofile der Bohrkerne aus den Verbundplatten mit dem Instandsetzungssystem G

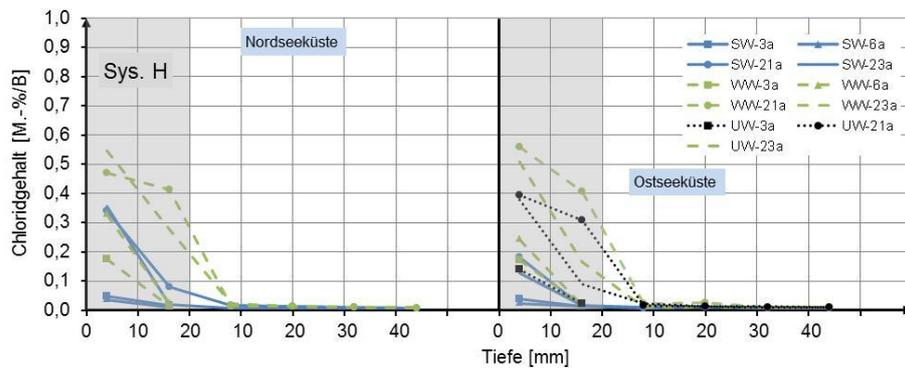


Bild B.12: mittlere Chloridprofile der Bohrkerne aus den Verbundplatten mit dem Instandsetzungssystem H

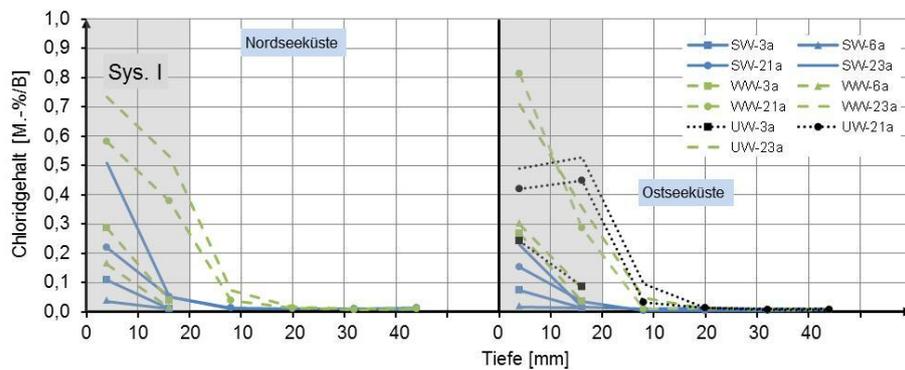


Bild B.13: mittlere Chloridprofile der Bohrkerne aus den Verbundplatten mit dem Instandsetzungssystem I

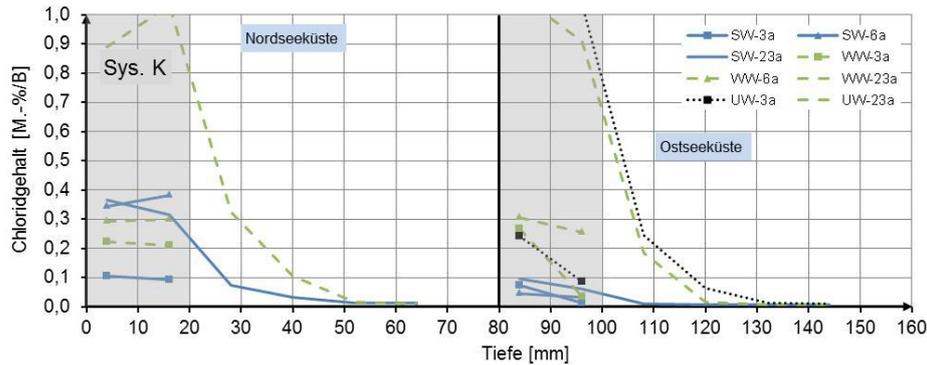


Bild B.14: mittlere Chloridprofile der Bohrkerne aus den Verbundplatten mit dem Instandsetzungssystem K

Aus den an den ausgelagerten Platten zu verschiedenen Zeitpunkten ermittelten Chloridprofilen lassen folgende Erkenntnisse ableiten.

Es ist zunächst zu vermerken, dass Chloridgehalte innerhalb der definierten Zonen (SW, WW, UW) zum Teil stark streuen. Besonders große Differenzen wurden in der Spritzwasserzone festgestellt, in der i. d. R. in den oberen Bereichen der Platten wesentlich geringere Chloridgehalte als in den mittleren und unteren (nahe WW) Bereichen gemessen wurden. Dies beweisen vor allem die Ergebnisse der Untersuchungen nach 3 und 6 Jahren Auslagerung in *Rößler et al. 2009*, bei denen mehr Bohrkerne als bei den späteren Untersuchungen entnommen wurden.

Die Wasserwechselzone stellt eine wesentlich strengere Exposition als die Spritzwasserzone dar (beide XS3). Die Chloridprofile aus dem Unterwasserbereich (XS2) sind in der Größenordnung der aus der Wasserwechselzone.

Es ist kein systematischer Einfluss des Auslagerungsortes (Nord- und Ostsee) zu erkennen. Trotz der doppelten Chloridkonzentration des Nordseewassers im Vergleich zum Ostseewasser sind die ermittelten Chloridgehalte sowohl an der Oberfläche als auch im Inneren der Platten vergleichbar. Der Einfluss des Chloridgehalts der Lösung konnte durch Laborversuche nachgewiesen werden (siehe Anhang C.2).

Ein stetiger Anstieg des Chloridgehalts und der Eindringtiefe der Chloride mit der Zeit ist mit wenigen Ausnahmen erkennbar.

Der Beton A weist wesentlich höhere Chloridgehalte als der Beton B auf. Bei den Untersuchungen nach 21 Jahren Auslagerung der Platten wurden die Bohrkerne über die gesamte Dicke der Platten (A, B, H, I) entnommen und ihr Chloridgehalt ermittelt. Beim Beton A konnte ein Durchdringen der Platten von Chloriden festgestellt werden. Dies beweist erwartungsgemäß den sehr geringen Chlorideindringwiderstand der CEM I-Betone. Der Beton B weist dagegen einen für Hochofenzementbetone bekanntlich sehr hohen Chlorideindringwiderstand nach.

Die ermittelten Chloridgehalte für die Spritzbetone sind insgesamt höher als für den Beton A. Diese weisen in der ersten Messtiefe (bis 8 mm) zum Teil Chloridgehalte von rd. 1 M.-%/B auf. Die Chloridgehalte im Grundkörperbeton sind bei WW und UW vergleichbar mit denen der Platten mit dem Beton B. In der Spritzwasserzone (WS) weisen die Grundkörperbetone dagegen sehr geringe bis keine Chloride auf.

Der Spritzmörtel H weist die geringsten Chloridgehalte aller Instandsetzungssysteme auf; sie liegen in der angezeigten Einheit M.-%/B geringfügig höher als den von Beton B. Bei einer Umrechnung der Chloridgehalte auf das Massenprozent bezogen auf die Bindemittelmasse werden für den Spritzmörtel H aufgrund des größeren Bindemittelgehaltes (ca. 500 kg/m³) geringere Werte als für den Beton B (350 kg/m³) ermittelt. Im Grundkörperbeton der Platten mit dem Spritzmörtel H konnten gar keine Chloride gemessen werden.

Auch beim kunststoffmodifizierten Mörtel (SPCC) I sind die ermittelten Chloridgehalte insgesamt geringer als bei den Spritzbetonen. Der Grundkörperbeton weist nur geringfügig Chloride auf. Diese Ergebnisse weisen den sehr hohen und dauerhaften Chlorideindringwiderstand des SPCC I nach.

Während bei Betonplatten überwiegend eine Stagnation des Chloridtransports im äußeren Bereich (Konvektionszone) zu erkennen ist, fällt bei den Spritzmörteln der Chloridgehalt sehr stark mit der Tiefe ab. Ein vergleichend sehr dichtes Gefüge der Spritzmörtel könnte der Grund für ihre erheblich weniger ausgeprägte Konvektionszone sein, was einen Abtransport (Abwaschen / Rückdiffusion) der Chloridionen im äußeren Bereich verhindert.

Die Platten C und D mit den Dichtungsschlämmen wurden nach 3 und 23 Jahren Auslagerung ebenfalls beprobt und untersucht. Nach 3 Jahren Auslagerung konnten gar keine Chloride im Grundkörperbeton der Platten festgestellt werden und nach 23 Jahren konnten nur geringfügige Chloridgehalte in der ersten Messtiefe des Grundkörperbetons gemessen werden. Somit weisen die Dichtungsschlämme ebenso wie die Spritzmörtel H und I einen sehr hohen Chlorideindringwiderstand auf. Sie verzögern das Eindringen von Chloriden in den Beton stark. Sie weisen über die gesamte Auslagerungszeit eine sehr weiche und elastische Konsistenz auf.

Bei den Untersuchungen nach 3, 6 und 21 Jahren Auslagerung der Platten wurde auch die der Lagerungswand zugewandte Seite (Rückseite) beprobt und zur Bestimmung des Chloridgehalts analysiert. Es konnten systematische Unterschiede im Eindringverhalten der Chloride zwischen der Vorderseite (der Lagerungswand abgewandte Seite) und der Rückseite der Platten festgestellt werden (siehe *Rahimi et al. 2013*). In der Wasserwechselzone weisen die vorderen Seiten der Platten insgesamt höhere Chloridgehalte auf. Dieser Unterschied ist maßgeblich auf die Bewüchse auf den

Rückseiten der Platten zurückzuführen, die das Eindringen der Chloride zum Teil erschweren. Eine weitere mögliche Ursache ist die niedrigere Temperatur durch die Beschattung auf der Rückseite, was die Diffusion der Chloride in die Platten verlangsamen könnte. Des Weiteren könnte die unterschiedliche Porenstruktur der beiden Flächen (Vorderseite: geschaltete Fläche, Hinterseite: Füllfläche) eine Rolle spielen.

In der Spritzwasserzone ist dieser Unterschied geringer und sogar umgekehrt. Der Rückprall des Wassers von der Wand auf die Rückseite der Platten und somit ein größeres Angebot an Chloridionen könnte den oben genannten Einflüssen entgegenwirken, mit der Folge eines geringfügig höheren Chloridgehalts auf der Rückseite der Platten. An diesem Beispiel wird der Einfluss des Mikroklimas auf das Eindringverhalten der Chloride im Bauteil deutlich.

Aus den gerissenen Bereichen der Platten wurden vereinzelt Bohrkerne entnommen. Die ermittelten Chloridprofile zeigen einen stetigen Verlauf mit einer Abnahme des Chloridgehalts mit Zunahme der Tiefe. Es wurde keine Anhäufung von Chloridionen an der Betonstahloberfläche festgestellt.

Es wurden auch Bohrkerne aus dem Bereich der Betonstahl-Bewehrung der Platten entnommen. Die entnommenen Betonstahlstücke weisen trotz eines hohen Chloridgehalts an ihrer Tiefe keine Korrosionserscheinungen auf. Die Bewehrung steht in Verbindung mit der Halterung der Platten, mit der sie an der Wand befestigt sind. Es ist zu vermuten, dass die Bewehrung der Platten dadurch kathodisch geschützt ist und trotz der verlorenen Passivschicht durch die hohen Chloridgehalte des umgebenden Betons nicht korrodiert.

C Anhang C: Diverse Laboruntersuchungen

C.1 Untersuchung der Reproduzierbarkeit der RCM-Prüfung und des Vergleichs der Verfahren nach BAW Merkblatt 2012 und NT Build 492:1999

Im Bild C.1 sind die an vier Materialien (unterschiedlicher Alter) in zwei verschiedenen Laboren ermittelten Chloridmigrationskoeffizienten nach *BAW-Merkblatt 2012* dargestellt, sowie die ermittelten D_{RCM} nach *NT Build 492:1999* (in einem Labor). Die gesamten Probekörper wurden im Labor 1 hergestellt und nachbehandelt. Die Unterschiede zwischen den nach *BAW-Merkblatt 2012* ermittelten D_{RCM} der Labore weisen nur beim Material PCC 1-180d große Unterschiede auf, bei dem im Labor 2 aufgrund der gewählten kurzen Versuchsdauer sehr geringe Eindringtiefen erreicht wurden. Nach *Tang 1996* sind bei Eindringtiefen kleiner als 10 mm große Streuungen beim D_{RCM} zu erwarten.

Die nach *NT Build 492:1999* ermittelten D_{RCM} sind alle größer als die nach *BAW-Merkblatt 2012*, mit zum Teil bedeutenden Differenzen.

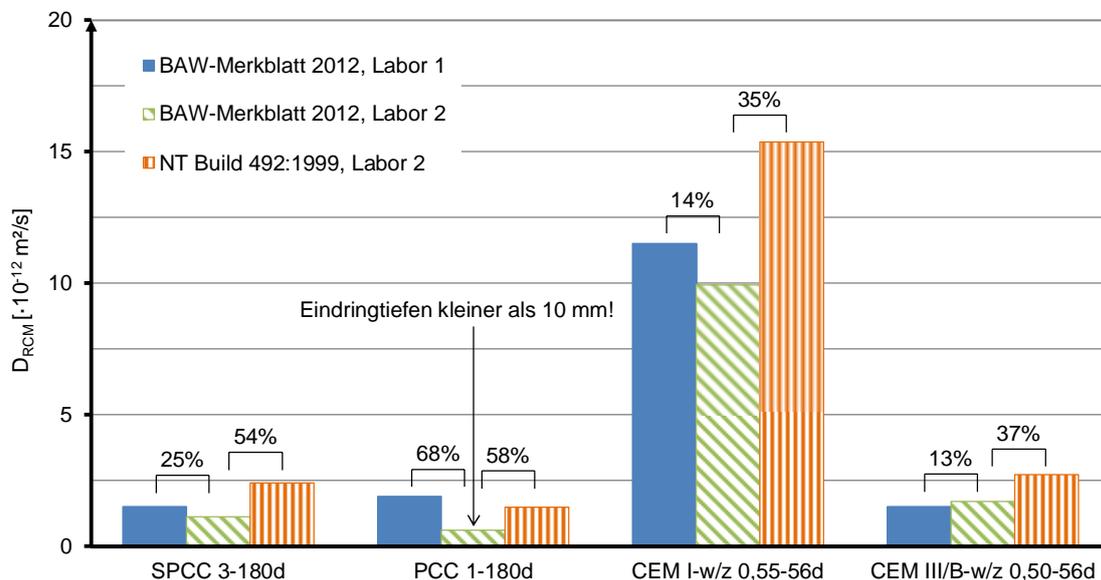


Bild C.1: Präzision der RCM-Prüfung und Vergleich der ermittelten D_{RCM} nach BAW Merkblatt 2012 und NT Build 492:1999; Differenzen bezogen auf den Wert des Labors 1 bzw. auf den Wert nach NT Build 492:1999

Die wesentlichen Unterschiede zwischen den RCM-Prüfverfahren nach *BAW-Merkblatt 2012* und nach *NT Build 492:1999* sind in Tabelle C.1 zusammengestellt.

Tabelle C.1: wesentliche Unterschiede im RCM-Prüfverfahren nach BAW-Merkblatt 2012 und NT Build 492:1999 (für Prüfkörper mit einem Durchmesser von 100 mm und einer Dicke von 50 mm)

Vorgang / Komponente	BAW-Merkblatt 2012	NT Build 492:1999
Vorbereitung der Prüfkörper	Lagerung unter Wasser	Sättigung mit $\text{Ca}(\text{OH})_2$ unter 10-50 mbar
Anolyt	0,2 N KOH	0,3 N NaOH
Katholyt	100g NaCl auf 900g Wasser + 0,2 N KOH	100g NaCl auf 900g Wasser
Prüfspannung	$U = 30$ [V]	$10 \leq U \leq 60$ [V]
Versuchsdauer	$4 \leq t \leq 168$ [h]	$6 \leq t \leq 96$ [h]
Indikatorlösung	Silbernitrat + Kaliumdichromat oder Fluorescein + Silbernitrat	Silbernitrat
Messung der Eindringtiefen	an 9 Stellen	an 7 Stellen (ohne 2 Stellen je Rand)
Auswertung	ein möglicher Spannungsverlust durch die Polarisierung der Elektroden wird nicht berücksichtigt	Berücksichtigung eines Spannungsverlust von 2 V für Polarisierung der Elektroden

C.2 Untersuchung des Einflusses des Chloridgehalts der Prüflösung auf das Chlorideindringverhalten

Aus dem Bild C.2 ist erkennbar, dass die Oberflächenchloridkonzentration und die Chlorideindringtiefe mit zunehmendem Chloridgehalt der Prüflösung ansteigen. Der Portlandzementbeton weist insgesamt höhere Oberflächenchloridkonzentrationen auf als der Hochofenzementbeton, was dem Modell nach *Tang 1996* widerspricht (vgl. Abschnitt 2.4.4.6).

Tabelle C.2: Zusammensetzung der Prüflösungen

Bestandteil	Einheit	Prüflösung		
		Nordsee *	Ostsee *	0,5-% NaCl
Chlorid		19900	9000	3035
Natrium		11000	5000	1965
Kalium	mg/l	400	200	–
Kalzium		400	200	–
Magnesium		1300	600	–
Sulfat		2800	1300	–

* Soll-Zusammensetzung gemäß DIN 4030-1:2008

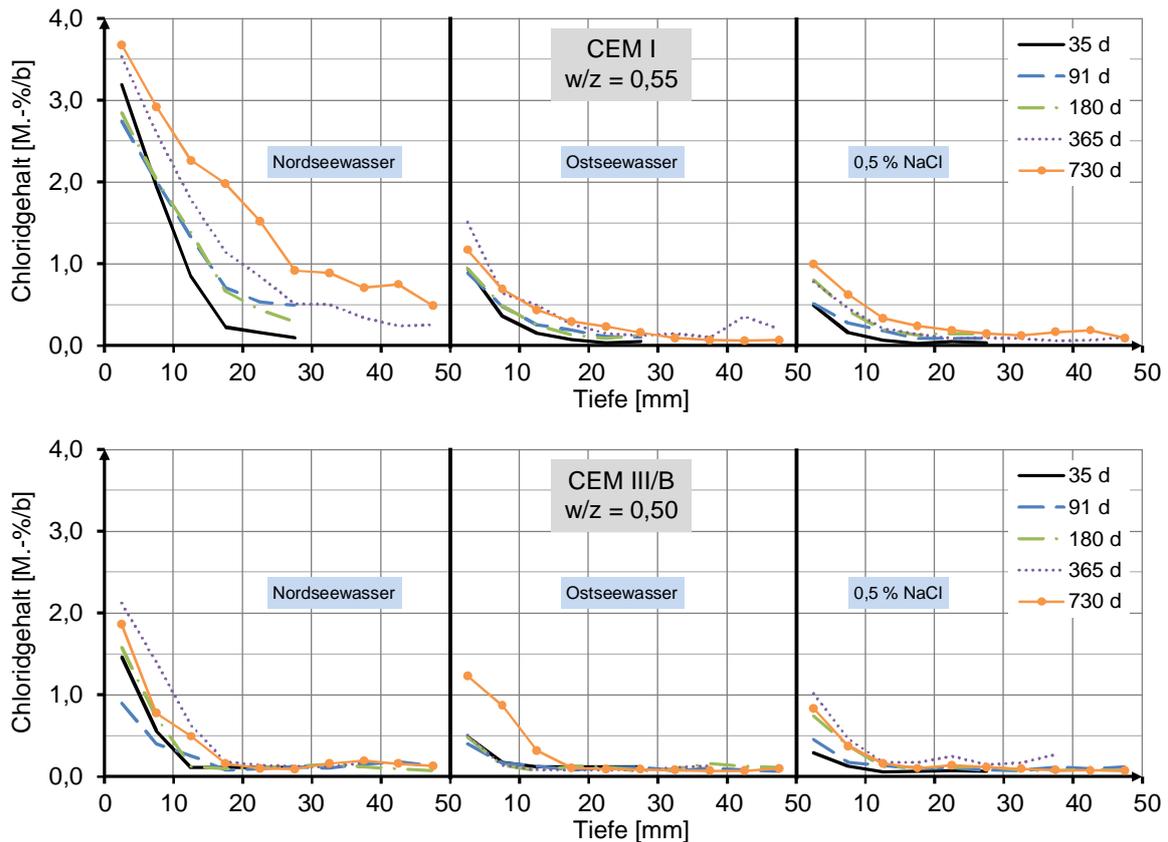


Bild C.2: Einfluss der Prüflösung (insb. Chloridgehalt) im Diffusionsversuch auf das Chlorideindringverhalten des Betons. Chloridprofile nach ca. 35, 91, 180, 365, 730 und 850 Tagen Lagerung der Betonprüfkörper in drei unterschiedlichen Prüflösungen

C.3 Untersuchung des Einflusses der Schalungsart und der Nachbehandlung auf den Chlorideindringwiderstand

Im Abschnitt 2.4.4.1 wurde bereits der maßgebende Einfluss der Nachbehandlung und der Schalungsart auf die Entwicklung der Eigenschaften der Betonrandzone erwähnt. Diese möglichen Einflussparameter, die sich auf den Chlorideindringwiderstand des Betons auswirken können, werden im Bemessungsmodell nicht berücksichtigt. Bei der Bemessung wird für die Expositionsklassen XS3 und XD3 der Randbereich von 10 mm (Mittelwert) auf der sicheren Seite liegend vernachlässigt. Zum Einfluss der Nachbehandlung und der Schalungsart auf den Chlorideindringwiderstand des Betons sind nur wenige Literaturquellen mit systematischen Untersuchungen vorhanden.

In *Spörel & Müller 2012* wurde ein möglicher Einfluss der Schalungsart (Holzträgerschalung mit Filmbeschichtung, Stahlblech, Holzträgerschalung mit wasserabführende Schalungsbahn), der sekundären Nachbehandlungsmaßnahmen (NBM auf Parafinbasis, alternatives NBM, Anwendung von Jute und Folie, annässern) sowie der Schaldauer (1, 3, 7, 14 d) auf den Chloridmigrationskoeffizienten untersucht, wobei die RCM-Prüfungen

erst im späteren Betonalter (ca. 6 Jahre) an aus großformatigen freibewitterten Probekörpern entnommenen Bohrkernen durchgeführt wurden. Als Prüffläche wurde abweichend von *BAW-Merkblatt 2012* die geschalte Oberfläche gewählt (anstatt der 10 mm von der nicht geschalten Seite entfernte Fläche). Dabei konnte mit wasserabführenden Schalungsbahnen eine deutliche Abnahme des Chloridmigrationskoeffizienten erzielt werden, wodurch der Einfluss der Bindemittelart zum Teil überdeckt wurde. Ein Einfluss der Nachbehandlungsdauer konnte ebenfalls, jedoch mit deutlich geringerer Ausprägung, nachgewiesen werden. Ein Einfluss der verwendeten Sekundärmaßnahmen wurde nicht festgestellt. Ein bedeutender günstiger Einfluss der wasserabführenden Schalungsbahn auf den Chloridmigrationskoeffizienten des Betons wurde ebenfalls in *Weizong & Boes 2010* nachgewiesen.

Im Rahmen der vorliegenden Arbeit konnten RCM-Prüfungen an Bohrkernen aus einer geringen Anzahl der in *Spörel & Müller 2012* hergestellten und untersuchten Probekörper (Alter ca. 11 Jahre) durchgeführt werden. Aus jedem Bohrkern wurden zwei Prüfkörper präpariert, wodurch sowohl die geschalte Oberfläche als auch der Kernbeton (Tiefe ca. 50 mm) als Prüffläche in der RCM-Prüfung berücksichtigt werden konnten. Die ermittelten Chloridmigrationskoeffizienten D_{RCM} sowie die mit der Zweielektrodenmethode (TEM) gemessenen spezifischen Elektrolytwiderstände ρ sind im Bild C.3 dargestellt.

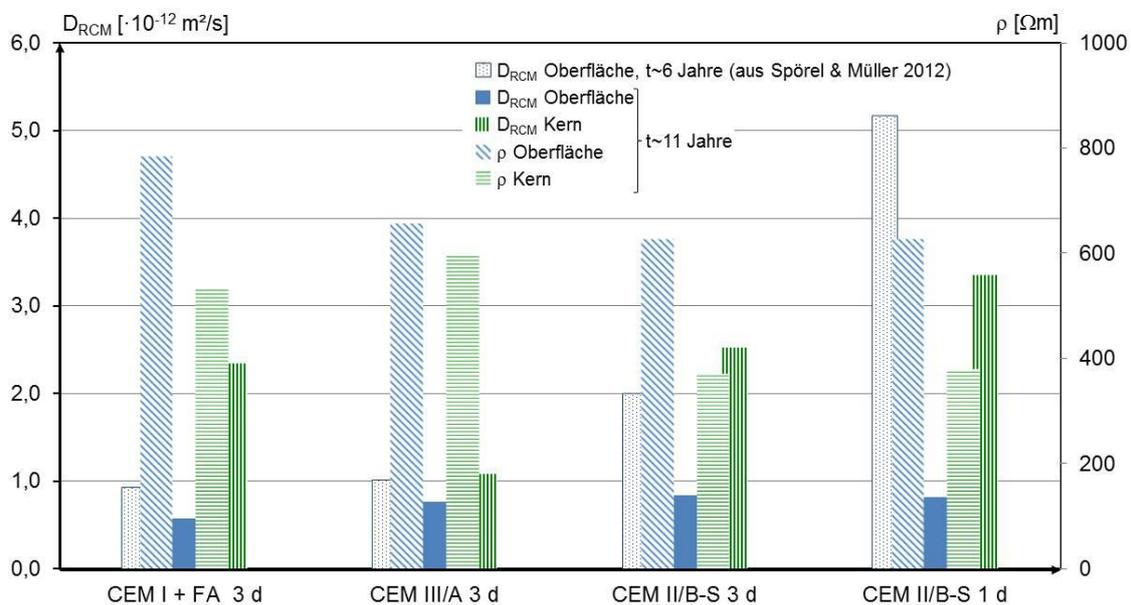


Bild C.3: Einfluss der Schalungsart auf Chloridmigrationskoeffizienten und spezifischen Elektrolytwiderstand des Betons

Im Bild C.3 sind auch die in *Spörel & Müller 2012* gemessenen D_{RCM} im Alter von ca. 6 Jahren (geschalte Oberfläche ist die Prüffläche) dargestellt, bei denen doch eine Abhängigkeit des D_{RCM} von der Bindemittelart zu beobachten ist. Die Betone mit CEM I +

FA und CEM III/A weisen fast denselben D_{RCM} auf, der erwartungsgemäß niedriger liegt als der von den Betonen mit CEM II/B-S, was auf den Flugascheanteil von CEM I + FA bzw. höheren Schlackenanteil von CEM III/A zurückzuführen ist.

Die nach 11 Jahren an der geschalteten Oberfläche geprüften Probekörper weisen jedoch alle fast denselben D_{RCM} auf. Auch die gemessenen spezifischen Elektrolytwiderstände ρ der Probekörper weisen ähnliche Werte auf. Nur der Flugaschebeton weist einen größeren ρ und auch einen geringfügig niedrigeren D_{RCM} als die restlichen Probekörper auf. Gegenätzlich sind die ermittelten D_{RCM} an im Kernbereich der Betone liegende Prüffläche, die unterschiedliche, bindemittelabhängige Werte aufweisen, die wesentlich höher liegen als die D_{RCM} , die an der geschalteten Oberfläche ermittelt worden sind. Auch die gemessenen spezifischen Elektrolytwiderstände zeigen eine gute Korrelation mit den D_{RCM} und sind geringer als die aus dem Randbereich der Betone.

Diese Ergebnisse weisen nach, dass eine gezielte Optimierung der Gefügestruktur des Betons und somit des Chlorideindringwiderstands im Randbereich der Betondeckung mit Hilfe von geeigneten Schalungsarten möglich ist.

Bei der Untersuchung eines möglichen Einflusses der Nachbehandlung und der Schalungsart auf den Chlorideindringwiderstand des Betons mit Hilfe der RCM- und Diffusionsverfahren müssen die Prüfkörper vor dem Beginn der Prüfung wassergesättigt sein. In einigen Arbeiten wurden die unterschiedlich nachbehandelten Probekörper, die zum Teil im Freien lagen und Wasser verlieren durften, im jungen Alter geprüft (u. a. *Bouwmeester et al. 2010*). Die in *Spörel & Müller 2012* im Alter von rd. 6 Jahren nach RCM-Verfahren geprüften Bohrkerne wurden vorher für eine Dauer von drei Wochen unter Wasser gelagert. Eine vollständige Wassersättigung der Probekörper ist damit nicht gesichert.

D Anhang D: Nomogramme zur Dauerhaftigkeitsbemessung von Neubauten sowie zur Bewertung der Dauerhaftigkeit von bestehenden Bauteilen

Bei der Anwendung der Nomogramme sowohl zur Bemessung von Neubauten als auch zur Ermittlung der Restnutzungsdauer bestehender Bauwerke als auch zur Bestimmung der Schichtdicken bei einer Instandsetzungsmaßnahme mit vollständigem Ersatz der Betondeckung sind folgende Randbedingungen zu beachten:

- für $D_{RCM}(t_0)$ darf der größte Einzelwert 25 % des Mittelwerts nicht überschreiten,
- für $D_{nss}(t_0)$ darf der Bestimmtheitsmaßgrad R^2 95 % nicht unterschreiten,
- für $D_{app}(t_0)$ darf der Bestimmtheitsmaßgrad R^2 80 % nicht unterschreiten,
- das Vorhaltemaß der Betondeckung Δc bzw. Schichtdicke Δd_E muss zwischen 5 und 15 mm betragen,
- die Eingangswerte basieren auf einer mittleren Jahrestemperatur des Bauteils von 10° C,
- die Eingangswerte für die Diffusionskoeffizienten beziehen sich auf ein Proben- (zu Beginn der Prüfung) oder Bauteilalter von $t_0 = 28$ Tagen,
- die Nomogramme sind für Betone mit einem Eigenchloridgehalt von max. 0,1 M.-%/b (Cl 0,10 nach *DIN EN 206:2014*) anwendbar.

Die Variablen $D_{app}(t_0)$ und α_{app} sind zur Berechnung der Restnutzungsdauer bestehender Bauwerke. Die Variable $d_{E,min}$ ($=c_{new,min}$) ist die Mindestschichtdicke bei der Instandsetzungsmaßnahme mittels Betonersatz für den Fall, dass die Betondeckung vollständig mit einem Instandsetzungsmaterial ersetzt wird.

Alle Eingangsvariablen sind als charakteristische Werte (d. h. Mittelwerte) anzugeben. Nur c_{min} und $d_{E,min}$ stellen die Bemessungswerte der Betondeckung bzw. Schichtdicke dar.

Die Einwirkung mit $C_{S,\Delta x} = 1,0$ M.-%/b wird in der Regel für eine Bemessung in den Expositionsklassen XS2, XS3, XD2 und XD3 nicht gewählt. Die Kurvenscharen mit $C_{S,\Delta x} = 1,0$ M.-%/b sind zur Berechnung der Restnutzungsdauer bestehender Bauwerke in den Nomogrammen berücksichtigt.

Tabelle D.1 gibt eine Übersicht über die Bemessungsnomogramme.

Tabelle D.1: Übersicht über die Nomogramme zur Dauerhaftigkeitsbemessung von Neubauten und zur Bewertung der Dauerhaftigkeit bestehender Bauteile für die Expositionsklassen XS3 / XD3¹⁾

Zielwert des Zuverlässigkeitsindex β_0	Zielnutzungsdauer t_{SL}	Bild-Nr.		
		$D_{RCM}(t_0)$ bzw. $D_{nss}(t_0)$ bzw. $D_{app}(t_0)$ [$\cdot 10^{-12}$ m ² /s]		
		0 – 2	2 – 20	0 – 20
1,5	100	D.1	D.2	
	70	D.3	D.4	
	50	D.5	D.6	
	40	D.7	D.8	
	30	D.9	D.10	
	20			D.11
	10			D.12
0,5	100			D.13
	70			D.14
	50			D.15
	40			D.16
	30			D.17
	20			D.18
	10			D.19

¹⁾ für die Expositionsklassen XS2 / XD2 können dieselben Nomogramme verwendet werden, wenn die Mindestbetondeckung als **Ausgangsparameter** um den Betrag 10 mm (Konvektionszone Δx) verringert wird, d. h. $c_{min} - 10$ mm. Falls jedoch die Mindestbetondeckung als **Eingangsparameter** verwendet wird, ist diese um 10 mm zu erhöhen, d. h. $c_{min} + 10$ mm.

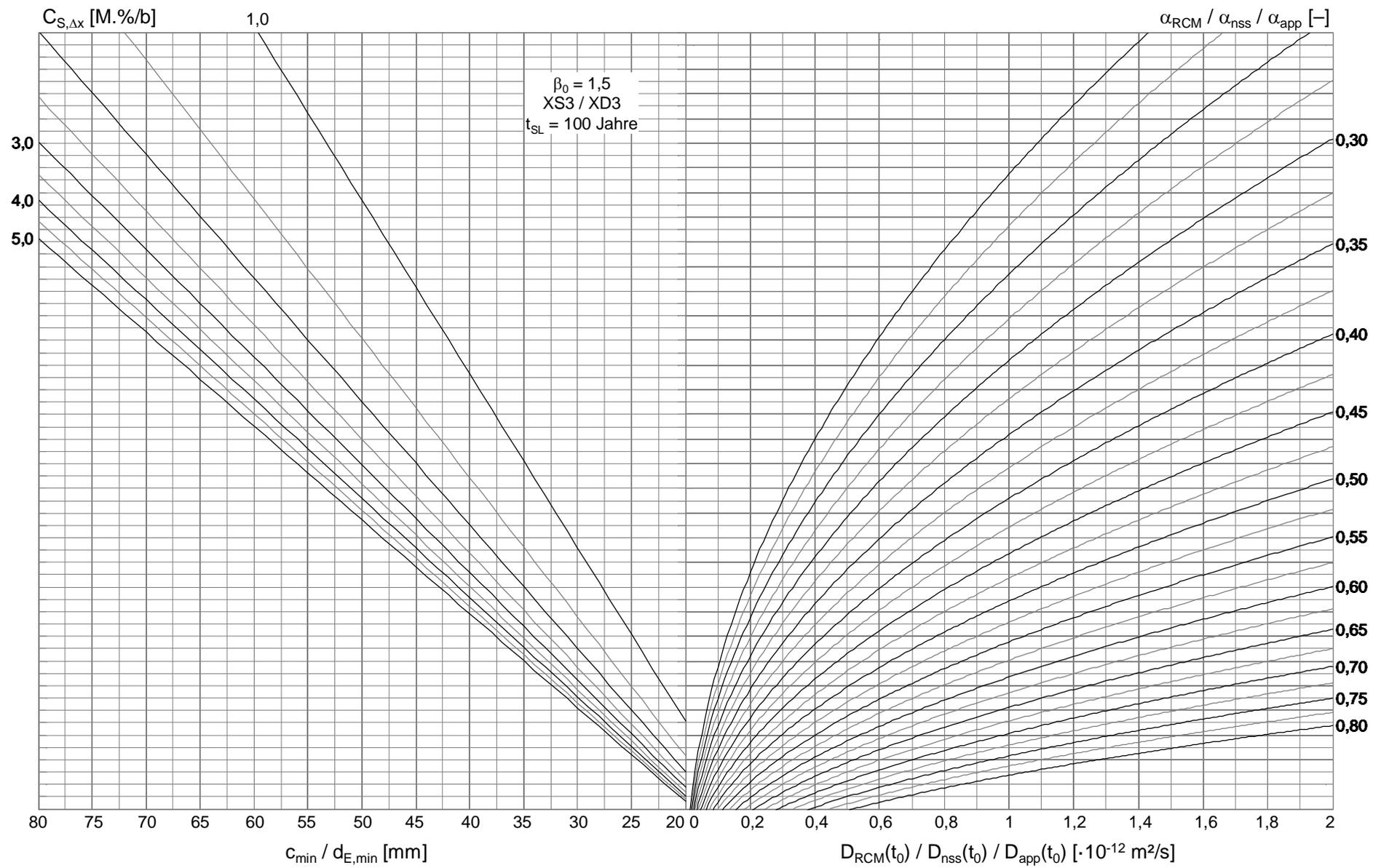


Bild D.1: Bemessungsnomogramm für XS3 / XD3, Ziellebensdauer $t_{SL}=100$ Jahre, Zielzuverlässigkeit $\beta_0=1,5$, $0 \leq D(t_0) \leq 2$

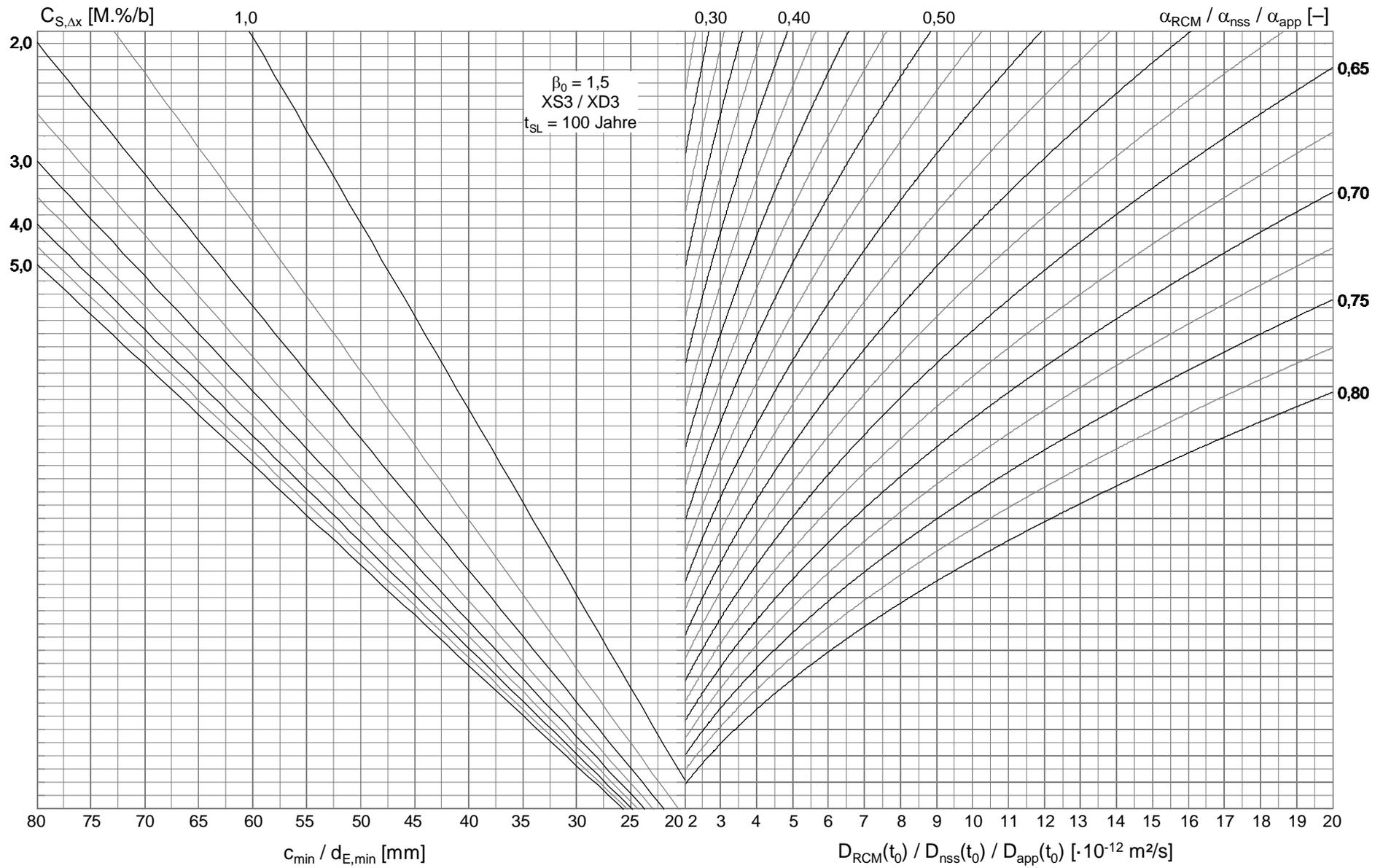


Bild D.2: Bemessungsnomogramm für XS3 / XD3, Ziellebensdauer $t_{SL}=100$ Jahre, Zielzuverlässigkeit $\beta_0=1,5$, $2 \leq D(t_0) \leq 20$

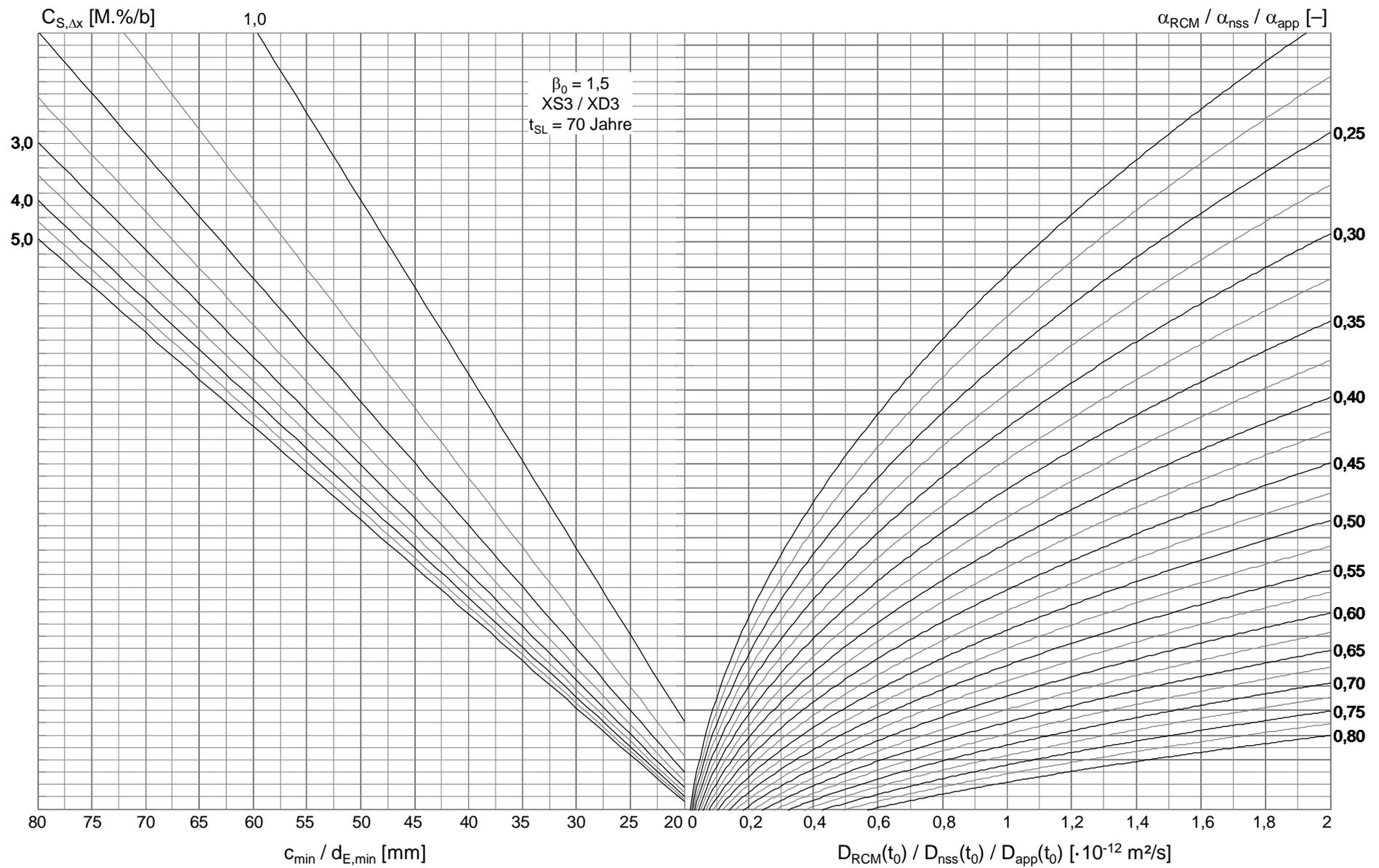


Bild D.3: Bemessungsnomogramm für XS3 / XD3, Ziellebensdauer $t_{SL}=70$ Jahre, Zielzuverlässigkeit $\beta_0=1,5$, $0 \leq D(t_0) \leq 2$

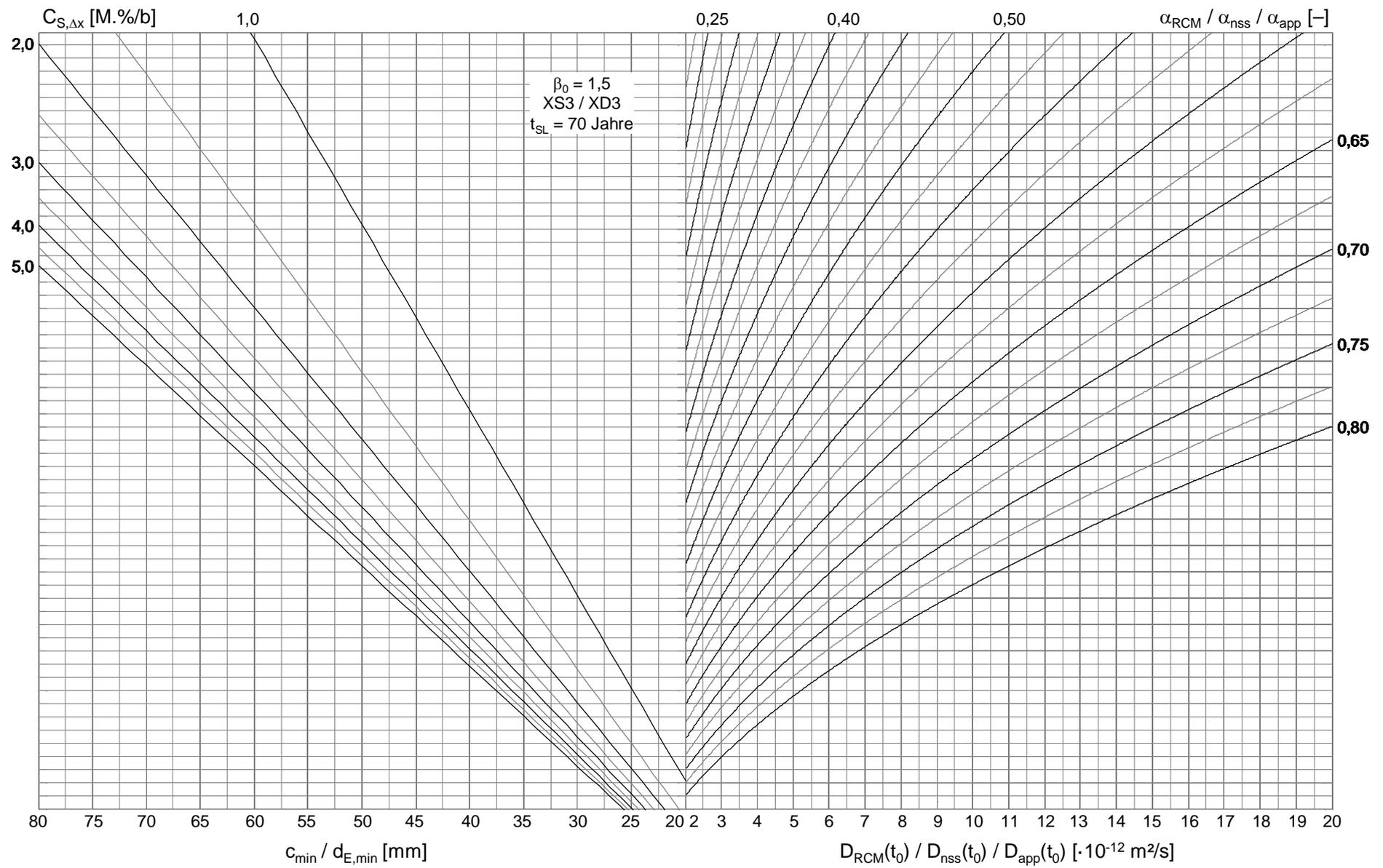


Bild D.4: Bemessungsnomogramm für XS3 / XD3, Ziellebensdauer $t_{SL}=70$ Jahre, Zielzuverlässigkeit $\beta_0=1,5$, $2 \leq D(t_0) \leq 20$

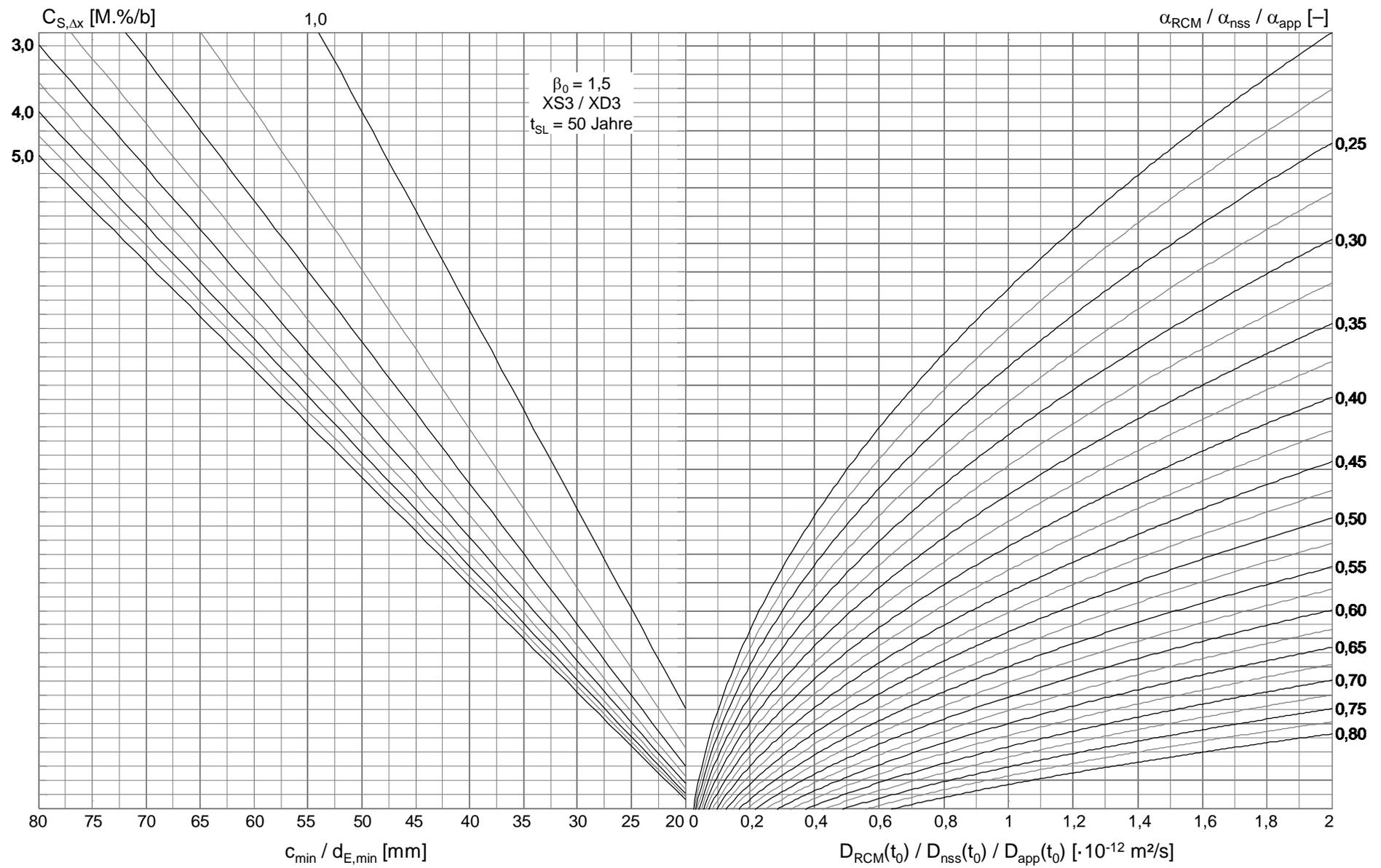


Bild D.5: Bemessungsnomogramm für XS3 / XD3, Ziellebensdauer $t_{SL}=50$ Jahre, Zielzuverlässigkeit $\beta_0=1,5$, $0 \leq D(t_0) \leq 2$

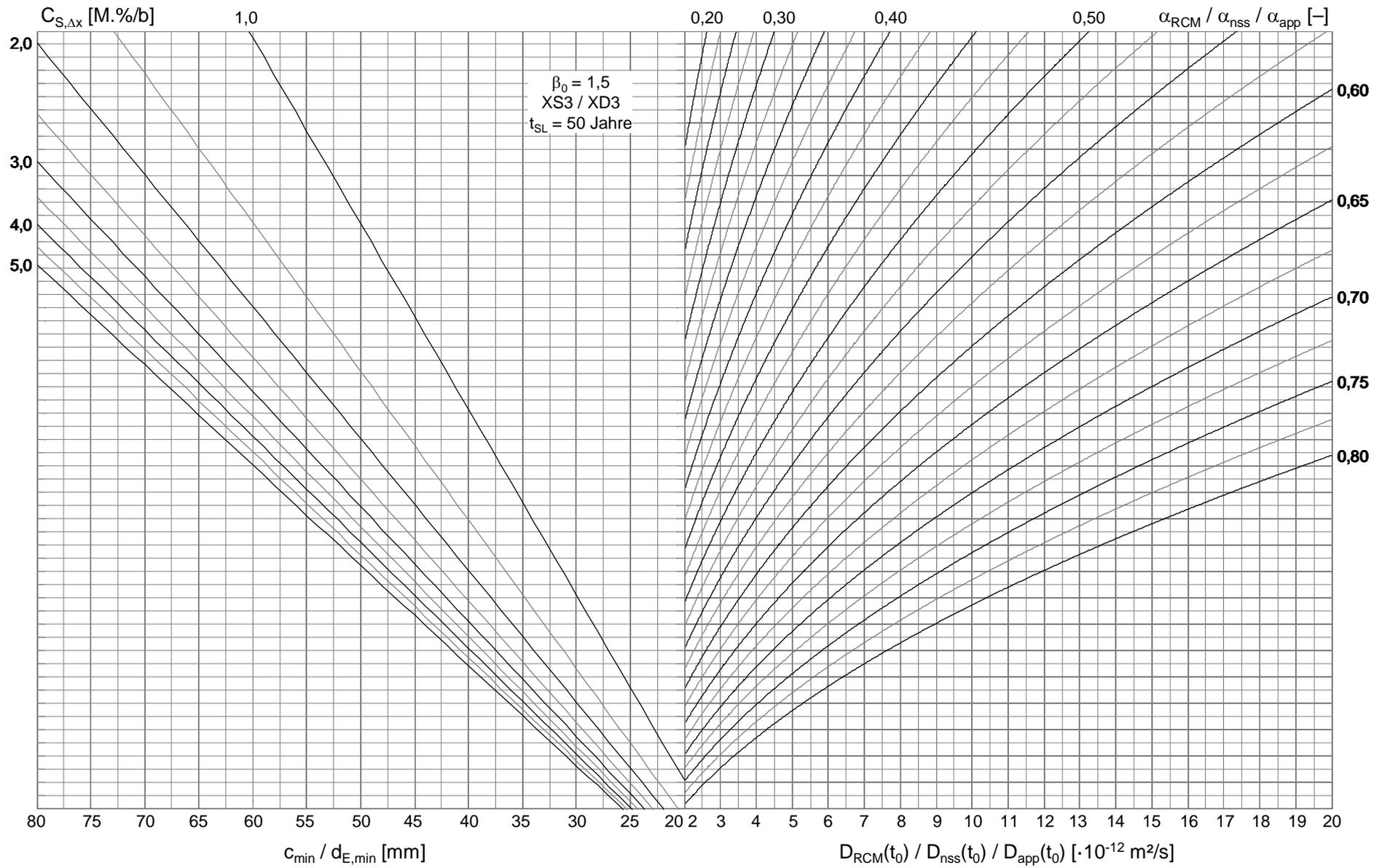


Bild D.6: Bemessungsnomogramm für XS3 / XD3, Ziellebensdauer $t_{SL}=50$ Jahre, Zielzuverlässigkeit $\beta_0=1,5$, $2 \leq D(t_0) \leq 20$

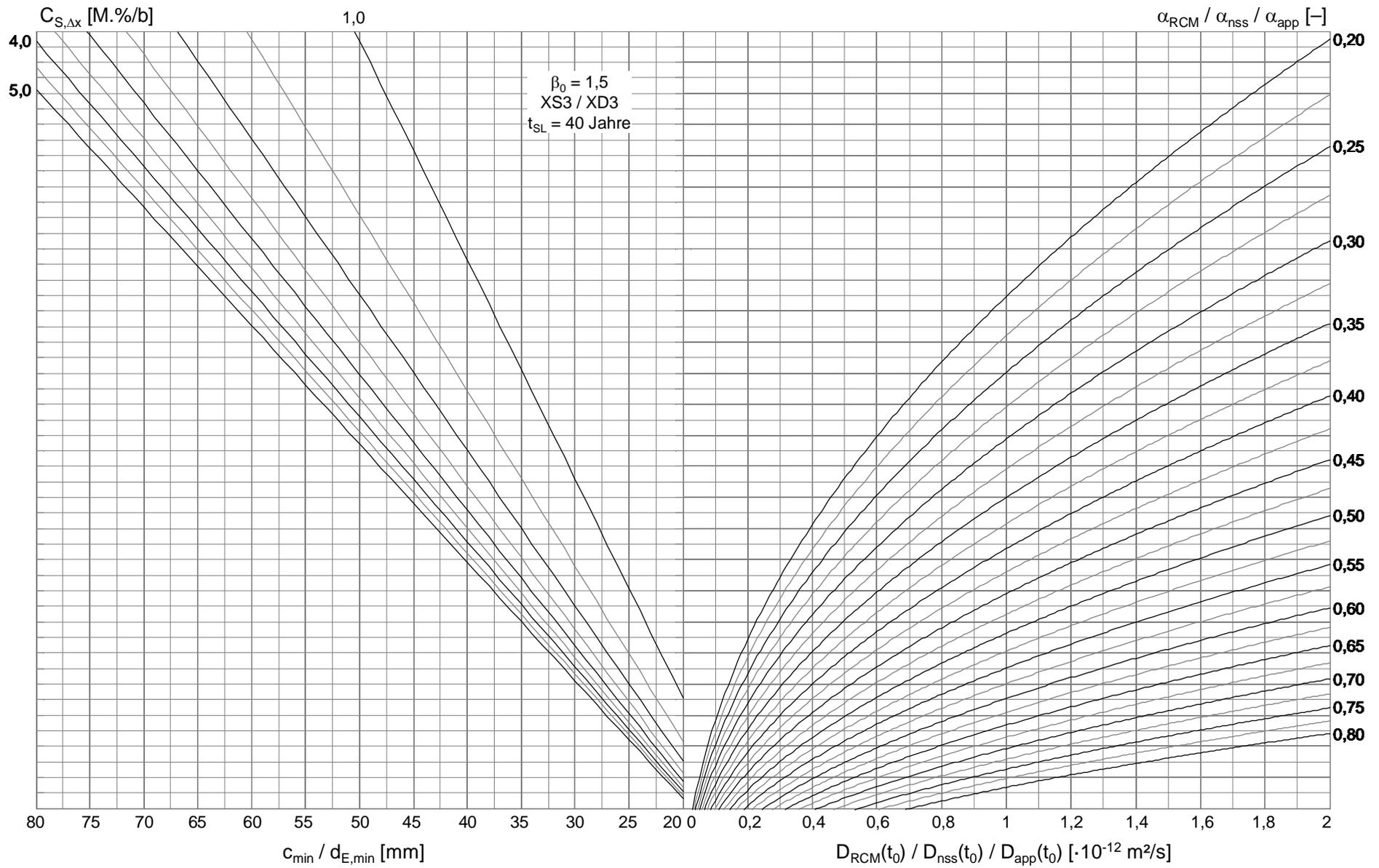


Bild D.7: Bemessungsnomogramm für XS3 / XD3, Ziellebensdauer $t_{SL}=40$ Jahre, Zielzuverlässigkeit $\beta_0=1,5$, $0 \leq D(t_0) \leq 2$

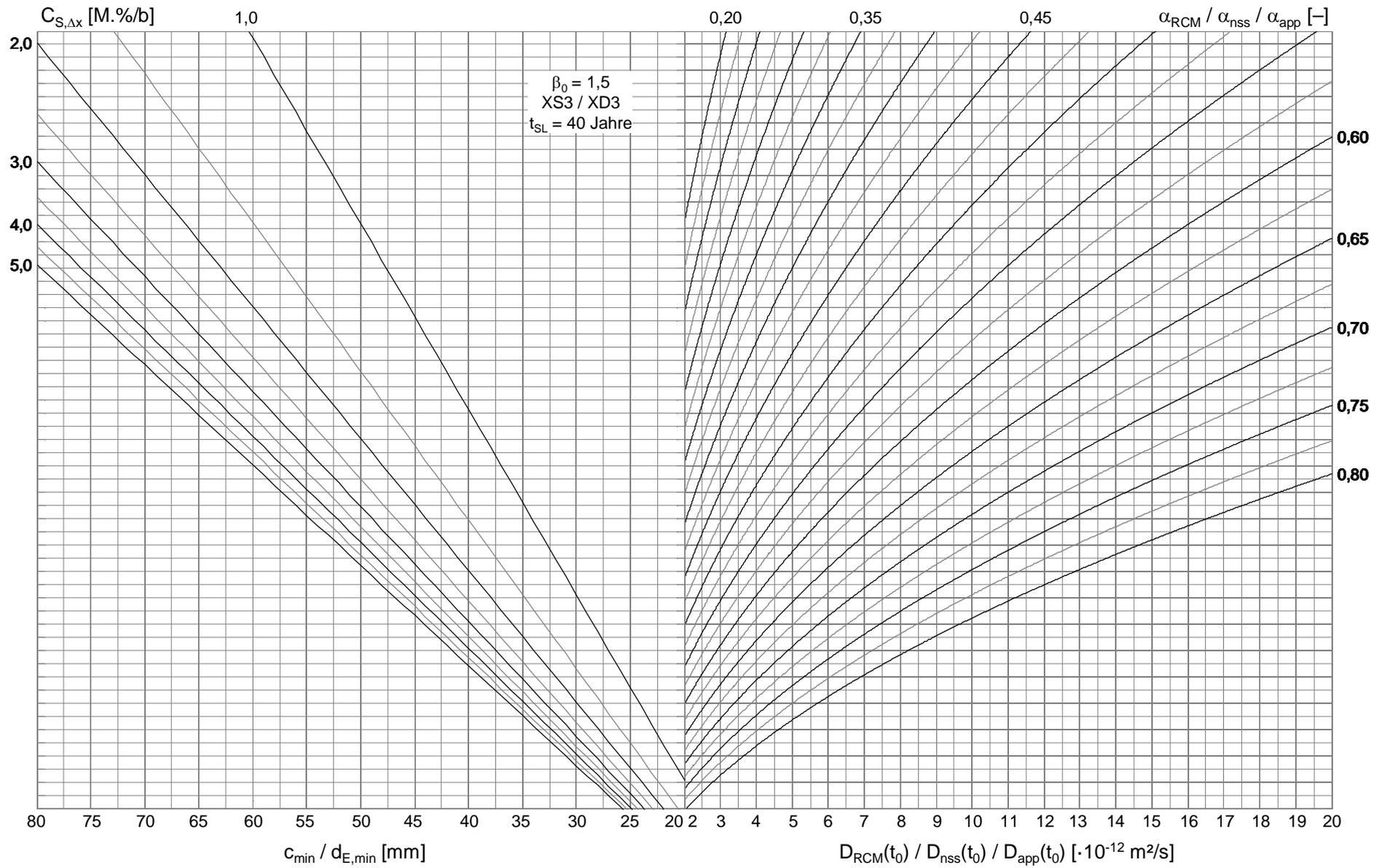


Bild D.8: Bemessungsnomogramm für XS3 / XD3, Ziellebensdauer $t_{SL}=40$ Jahre, Zielzuverlässigkeit $\beta_0=1,5$, $2 \leq D(t_0) \leq 20$

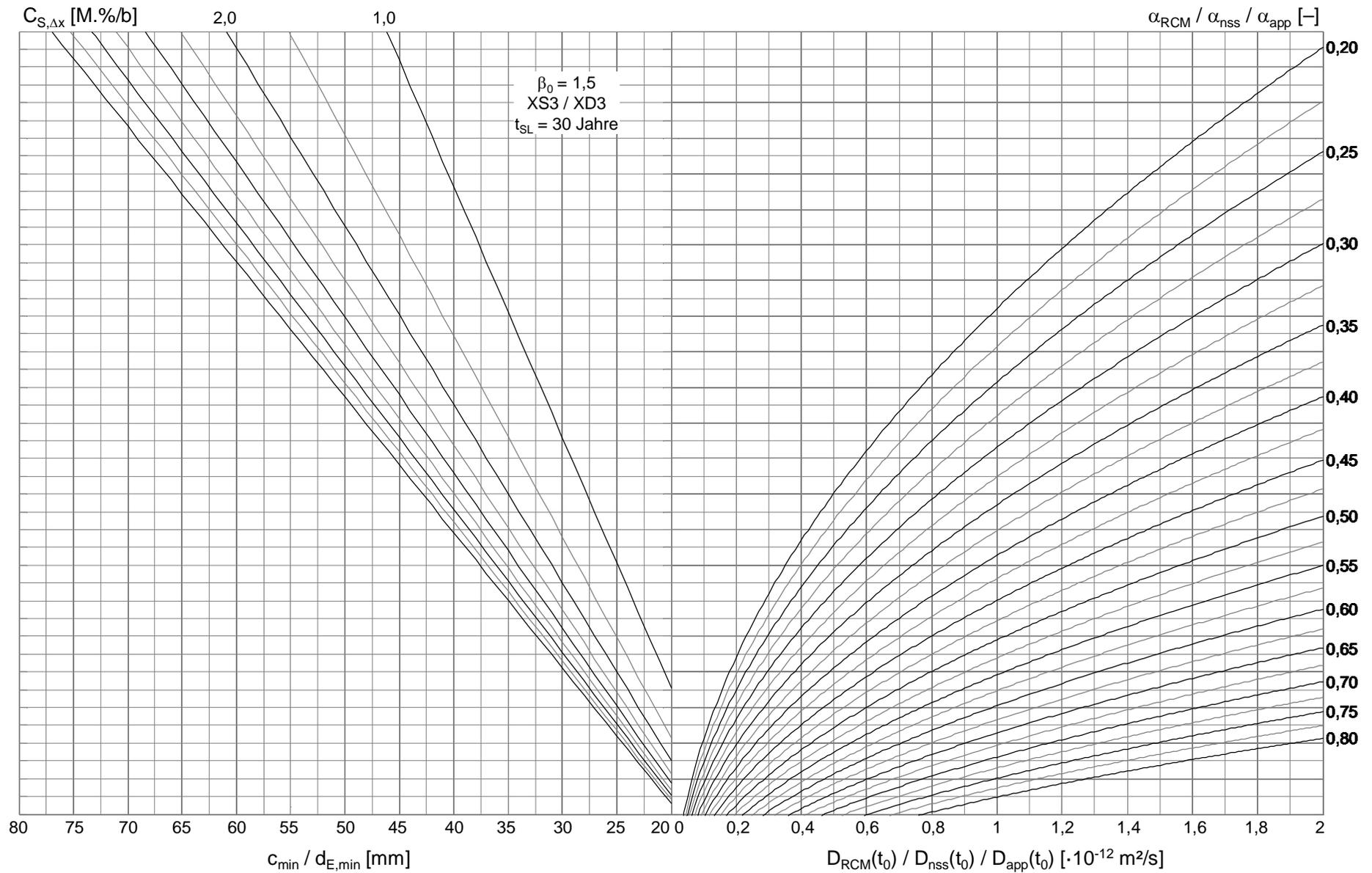


Bild D.9: Bemessungsnomogramm für XS3 / XD3, Ziellebensdauer $t_{SL}=30$ Jahre, Zielzuverlässigkeit $\beta_0=1,5$, $0 \leq D(t_0) \leq 2$

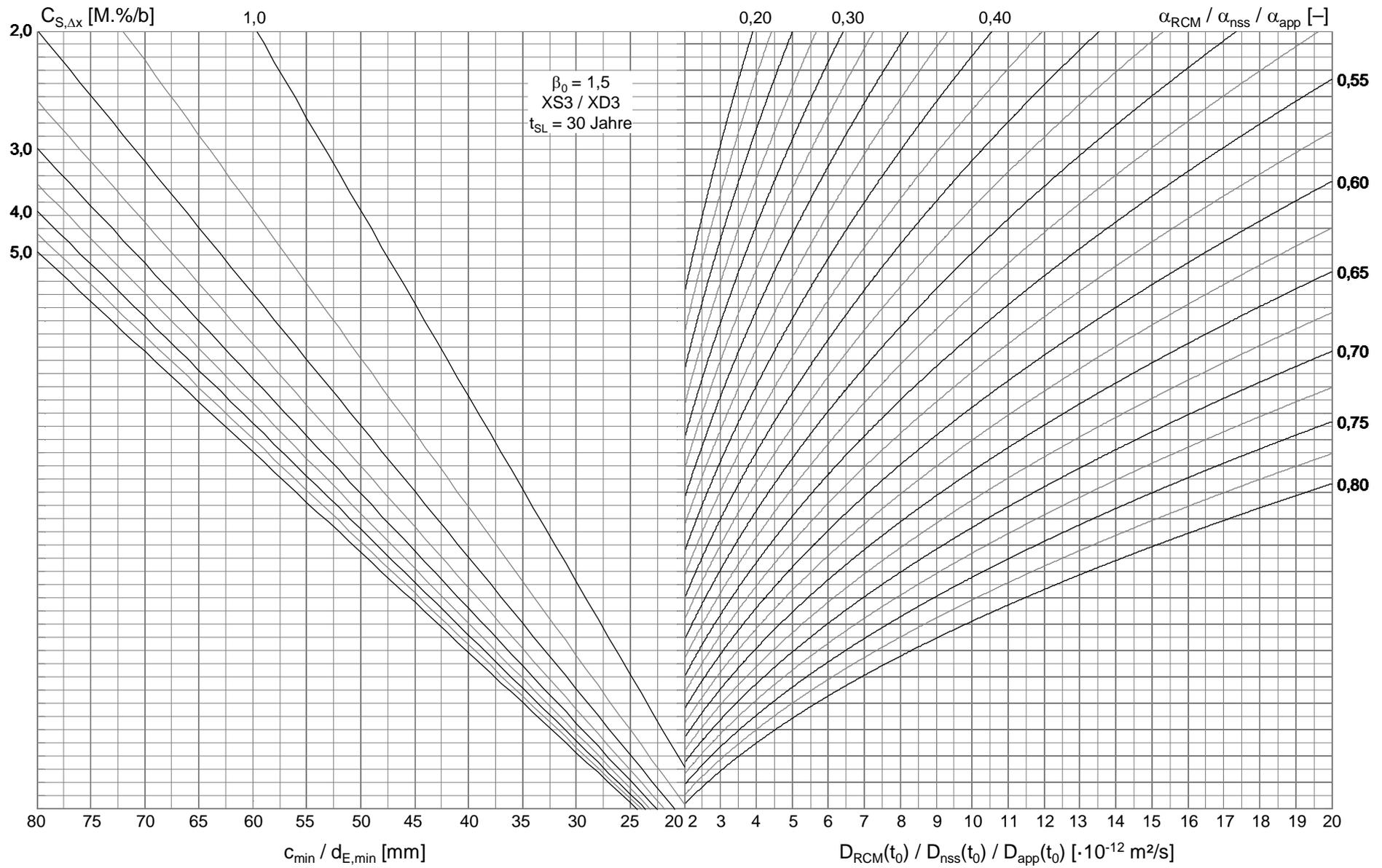


Bild D.10: Bemessungsnomogramm für XS3 / XD3, Ziellebensdauer $t_{SL}=30$ Jahre, Zielzuverlässigkeit $\beta_0=1,5$, $2 \leq D(t_0) \leq 20$

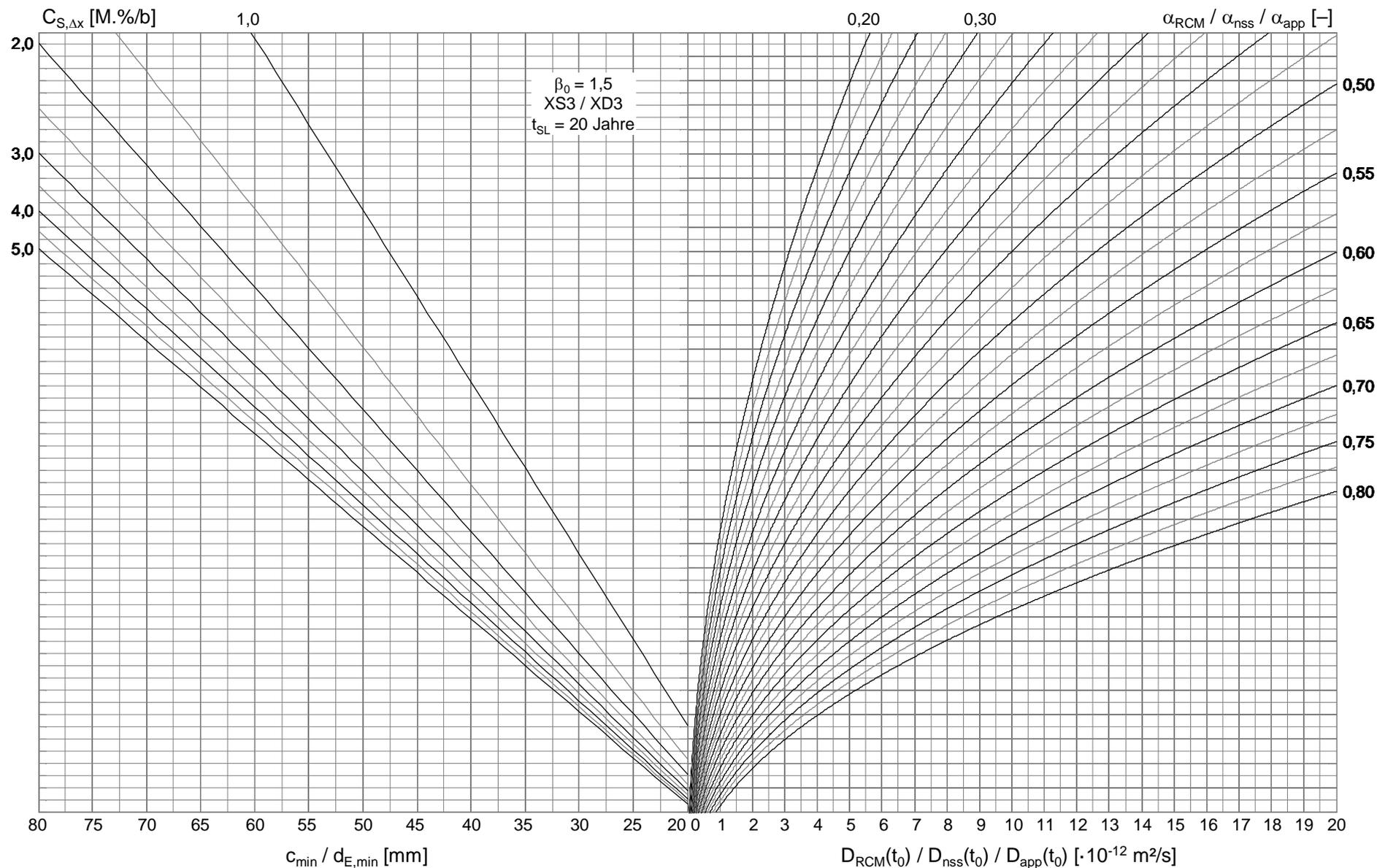


Bild D.11: Bemessungsnomogramm für XS3 / XD3, Ziellebensdauer $t_{SL}=20$ Jahre, Zielzuverlässigkeit $\beta_0=1,5$, $0 \leq D(t_0) \leq 20$

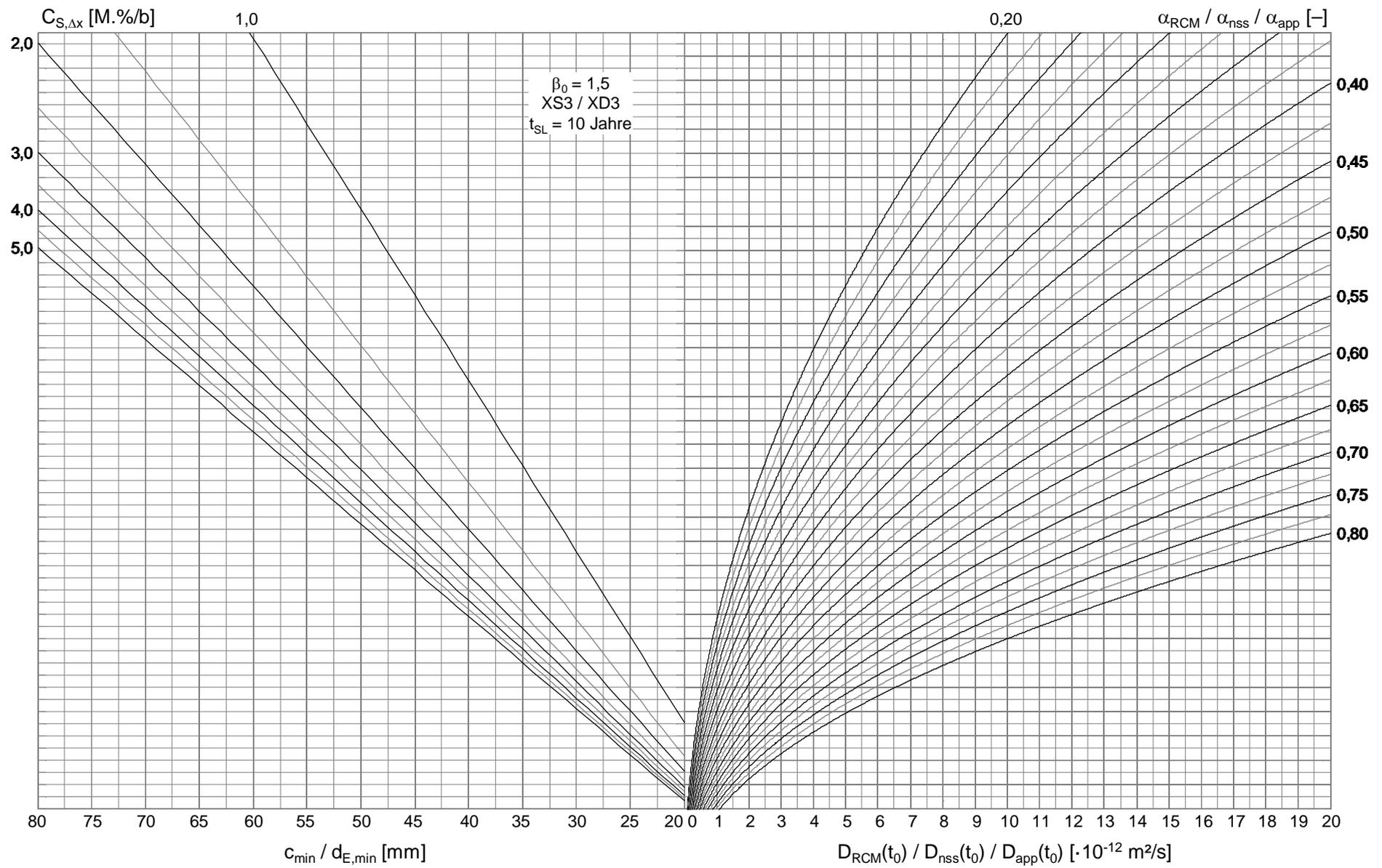


Bild D.12: Bemessungsnomogramm für XS3 / XD3, Ziellebensdauer $t_{SL}=10$ Jahre, Zielzuverlässigkeit $\beta_0=1,5$, $0 \leq D(t_0) \leq 20$

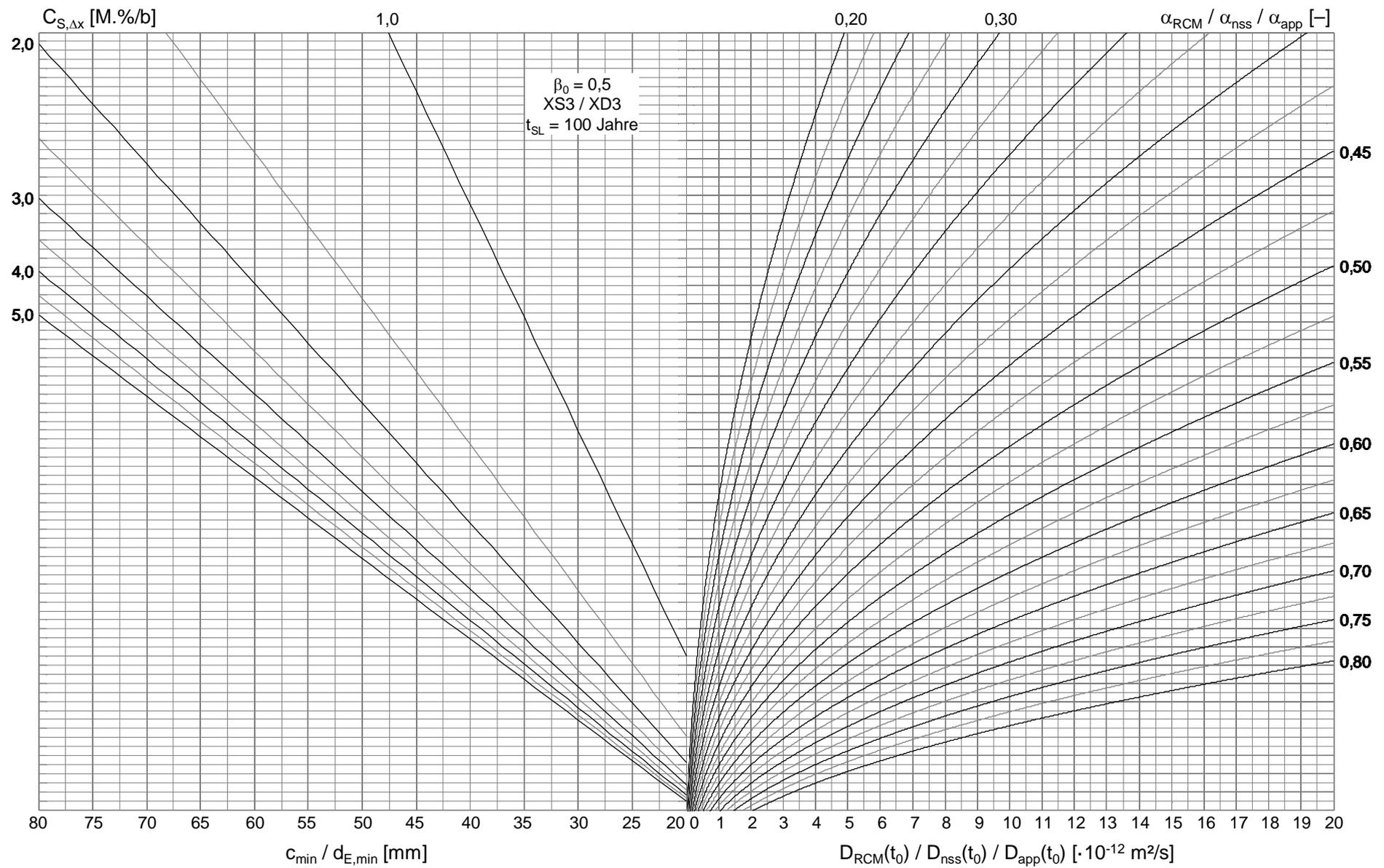


Bild D.13: Bemessungsnomogramm für XS3 / XD3, Ziellebensdauer $t_{SL}=100$ Jahre, Zielzuverlässigkeit $\beta_0=0,5$, $0 \leq D(t_0) \leq 20$

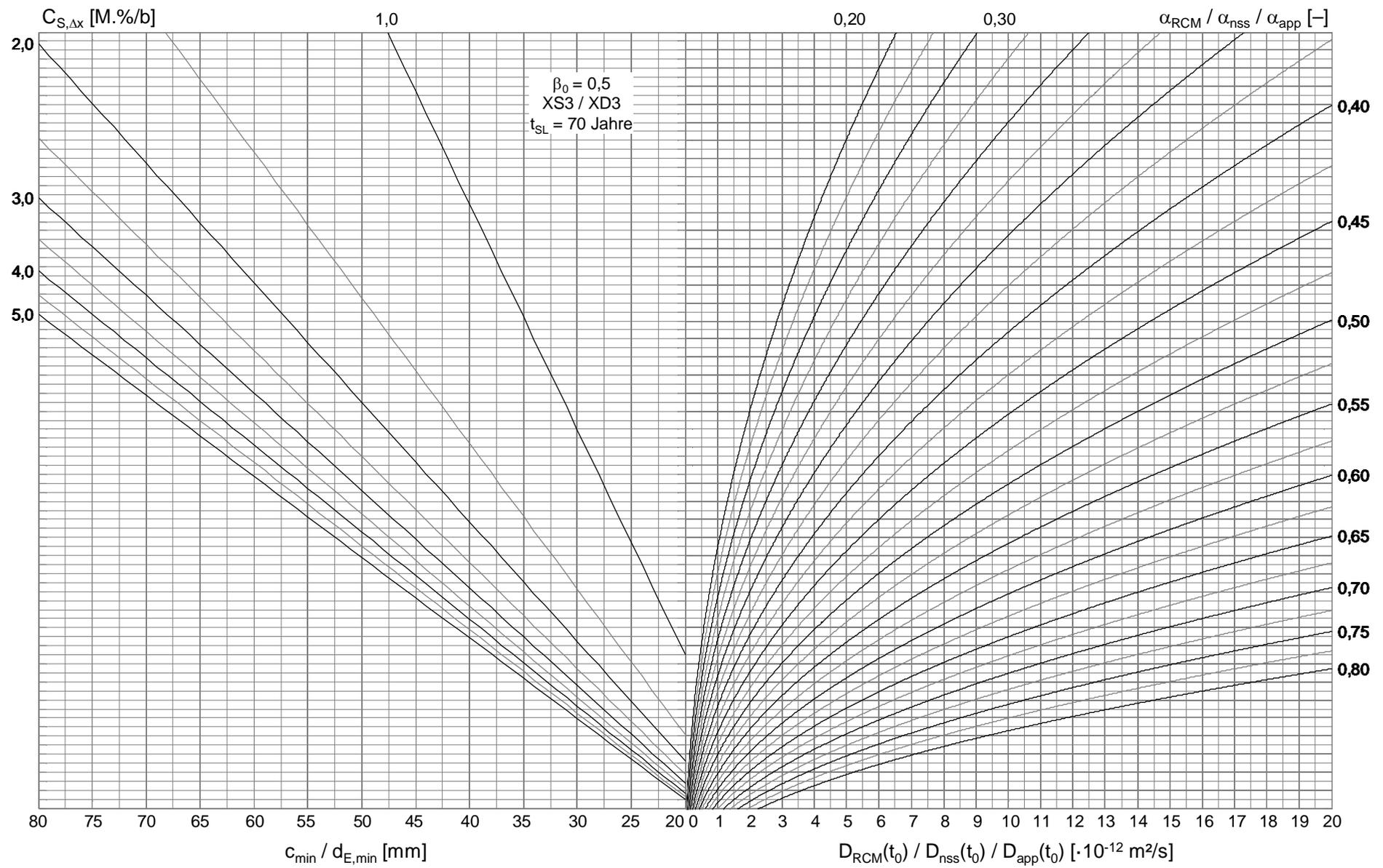


Bild D.14: Bemessungsnomogramm für XS3 / XD3, Ziellebensdauer $t_{SL}=70$ Jahre, Zielzuverlässigkeit $\beta_0=0,5$, $0 \leq D(t_0) \leq 20$

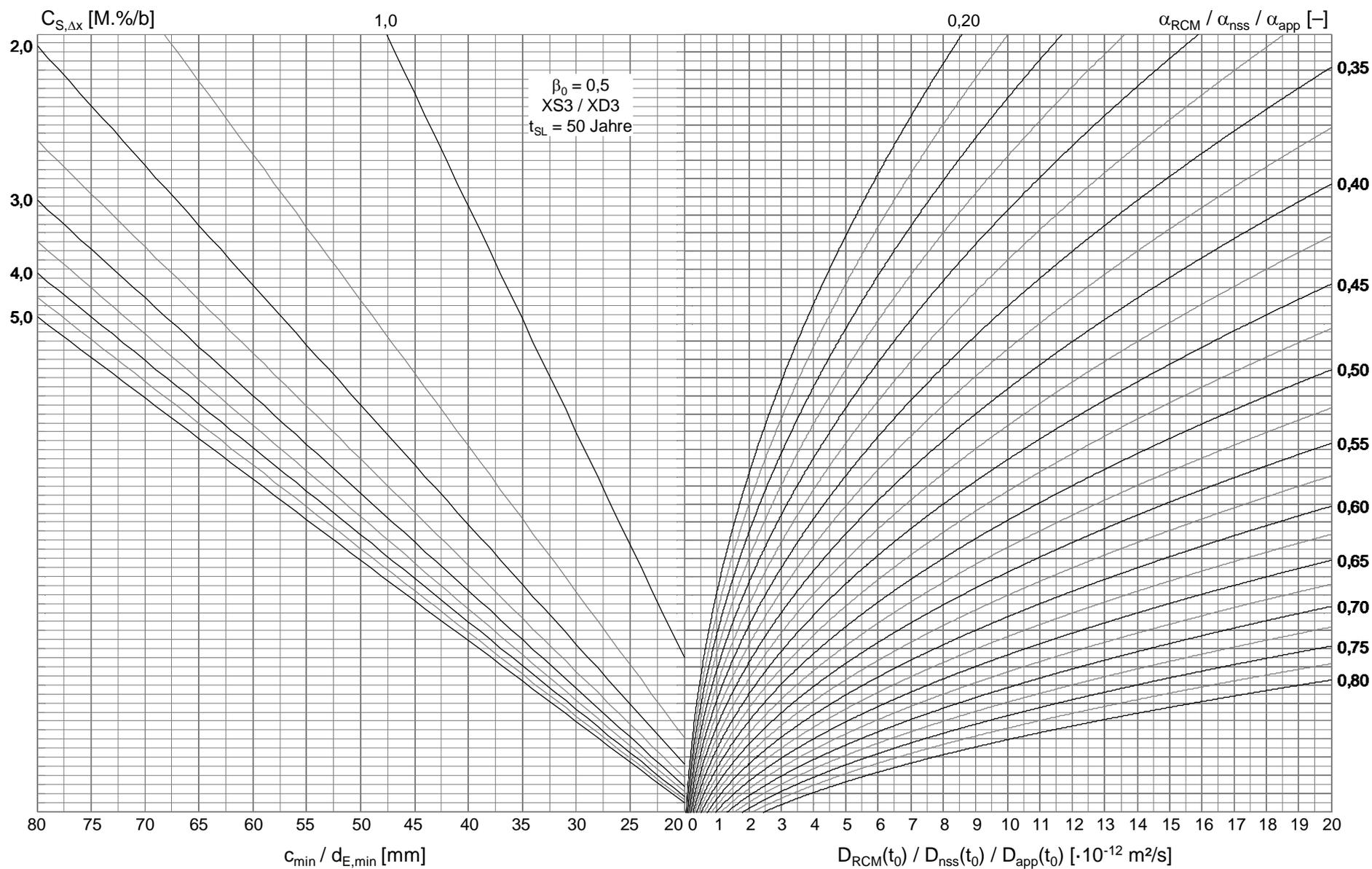


Bild D.15: Bemessungsnomogramm für XS3 / XD3, Ziellebensdauer $t_{SL}=50$ Jahre, Zielzuverlässigkeit $\beta_0=0,5$, $0 \leq D(t_0) \leq 20$

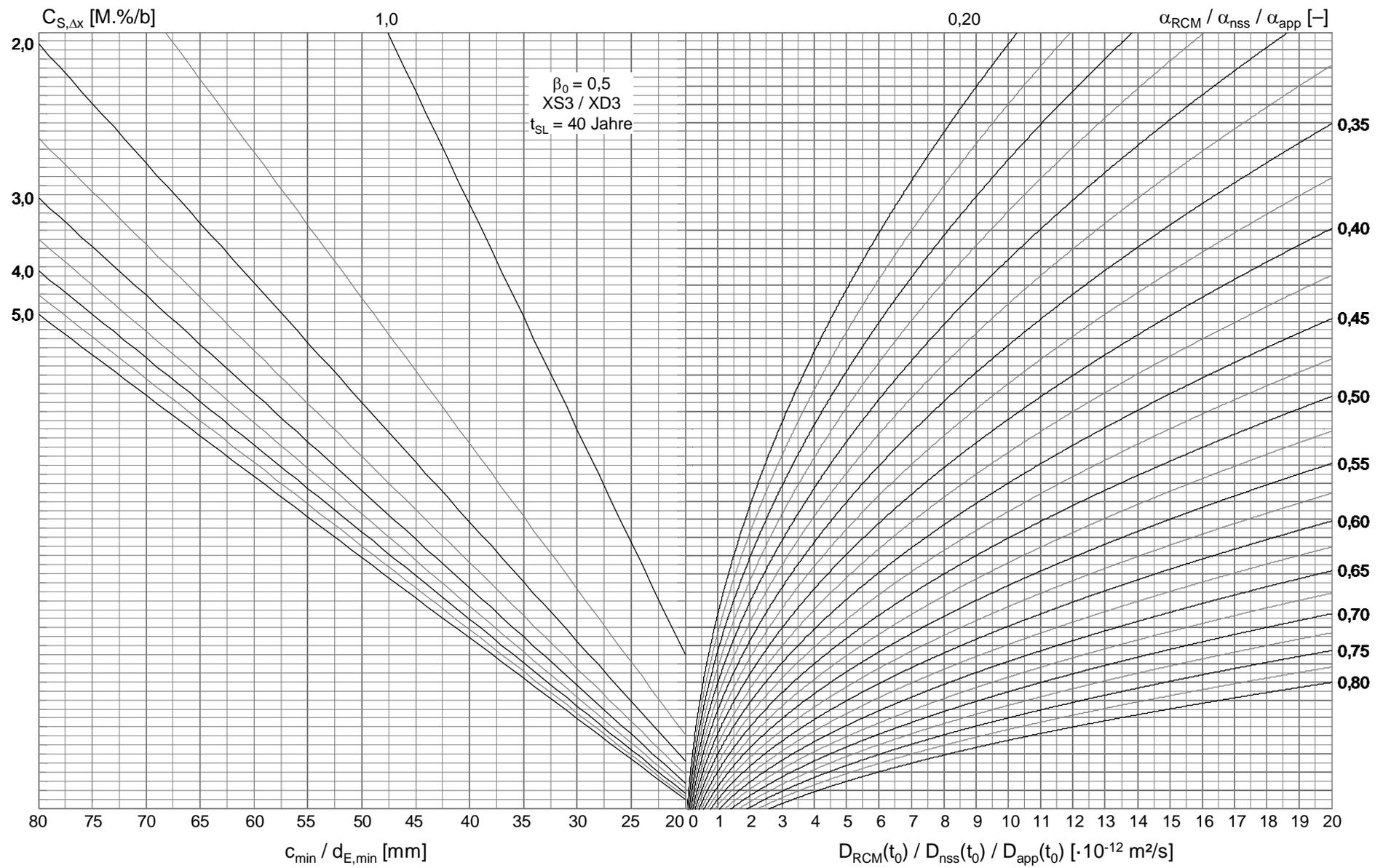


Bild D.16: Bemessungsnomogramm für XS3 / XD3, Ziellebensdauer $t_{SL}=40$ Jahre, Zielzuverlässigkeit $\beta_0=0,5$, $0 \leq D(t_0) \leq 20$

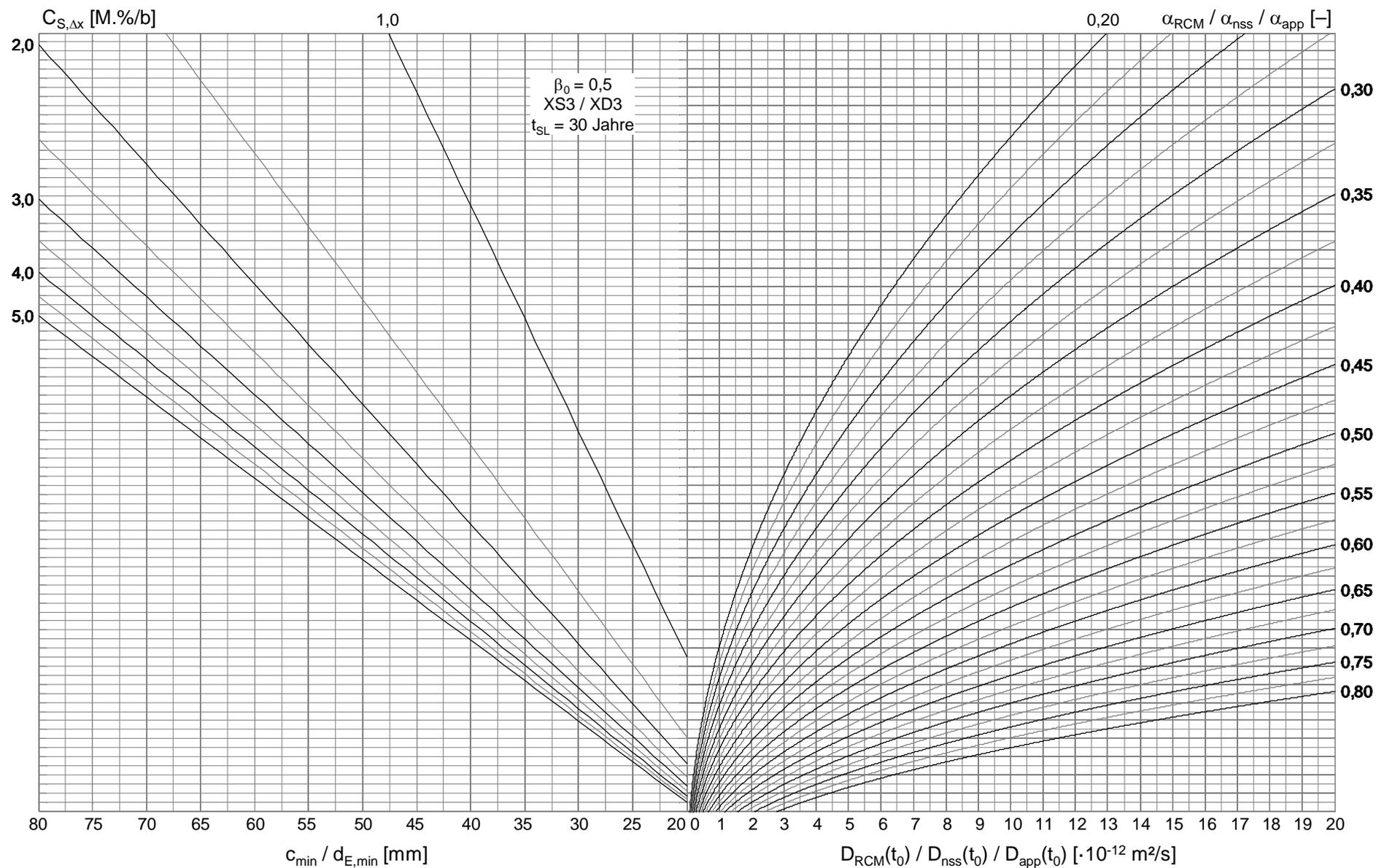


Bild D.17: Bemessungsnomogramm für XS3 / XD3, Ziellebensdauer $t_{SL}=30$ Jahre, Zielzuverlässigkeit $\beta_0=0,5$, $0 \leq D(t_0) \leq 20$

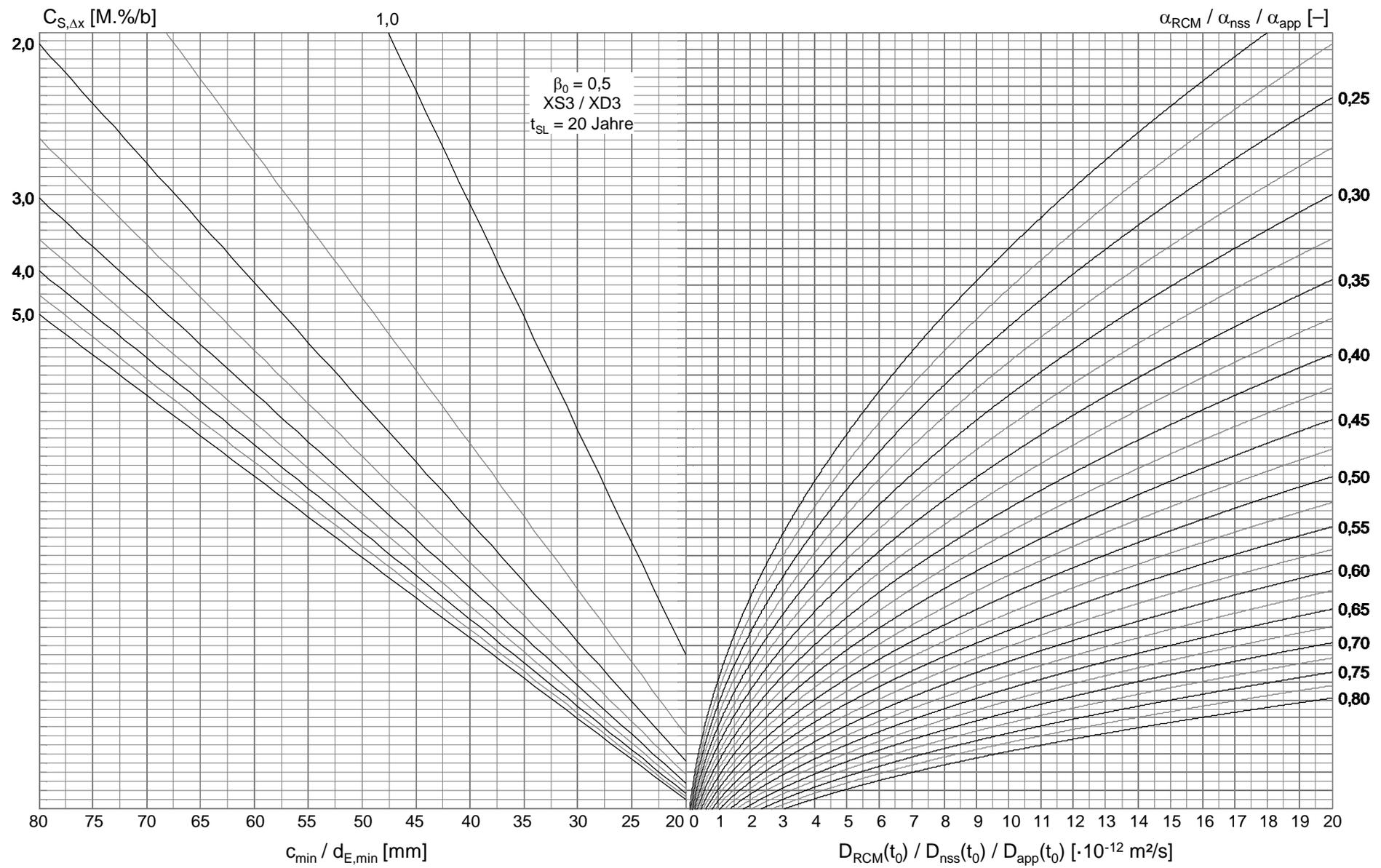


Bild D.18: Bemessungsnomogramm für XS3 / XD3, Ziellebensdauer $t_{SL}=20$ Jahre, Zielzuverlässigkeit $\beta_0=0,5$, $0 \leq D(t_0) \leq 20$

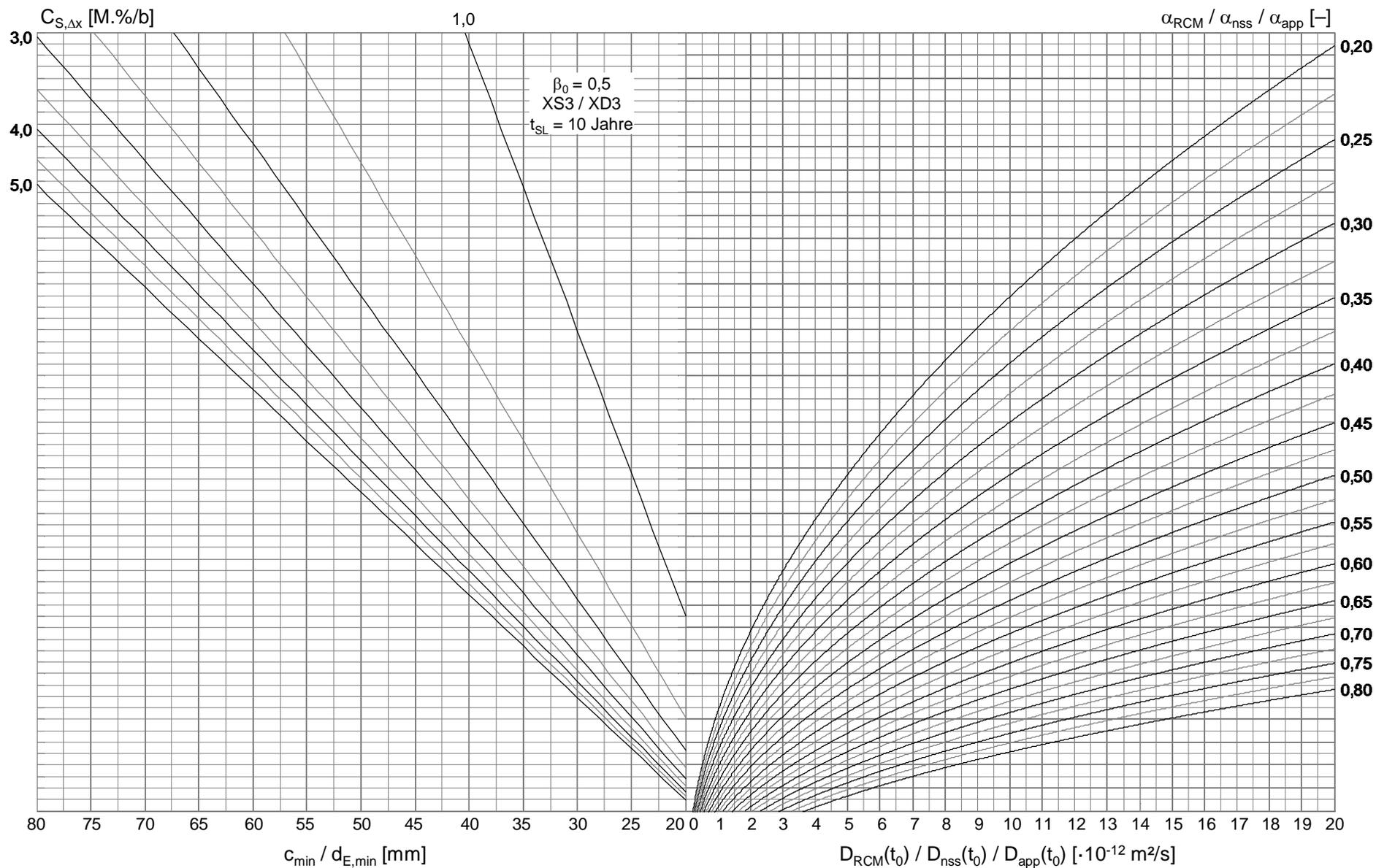


Bild D.19: Bemessungsnomogramm für XS3 / XD3, Ziellebensdauer $t_{SL}=10$ Jahre, Zielzuverlässigkeit $\beta_0=0,5$, $0 \leq D(t_0) \leq 20$

E Anhang E: Nomogramme zur Dauerhaftigkeitsbemessung von Instandsetzung mittels Betonerersatz

Bei der Anwendung der Nomogramme sind die im Anhang D angegebenen Randbedingungen zu beachten.

Die Dauerhaftigkeitsbemessung bei einem vollständigen Ersatz der Betondeckung erfolgt mit Hilfe der Nomogramme im Anhang D.

Die erforderlichen Gleichungen zur Anwendung der Bemessungsnomogramme sind wie folgt zusammengefasst:

$$k_{D,d} = 0,04 \left(\frac{\alpha_{new}}{1,2} - \frac{\alpha_{remain}}{1,1} \right) \cdot \sqrt{\frac{D_{RCM,new}(t_0) \cdot 1,2}{D_{RCM,remain}(t_0) \cdot 1,1}}$$

$$d_R = \sqrt{k_e \cdot D_{RCM,new}(t_0) \cdot 1,2 \cdot \left(\frac{t_0}{t_{SL}} \right)^{\frac{\alpha_{new}}{1,2}} \cdot t_{SL}}$$

$$d_{E,min} = c_{new,min} = d_c - k_{D,d} \cdot c_{remain,min} + \Delta x$$

$$d_{E,nom} = d_{E,min} + \Delta d_E$$

$\Delta x = 10$ mm für XS3 und XD3

$\Delta x = 0$ mm für XS2 und XD2

$$5 \text{ mm} \leq \Delta d_E \leq 15 \text{ mm}$$

Tabelle E.1 gibt eine Übersicht über die Bemessungsnomogramme.

Tabelle E.1: Übersicht über die Nomogramme zur Dauerhaftigkeitsbemessung von Instandsetzungsmaßnahmen mittels Betonersatz für die Expositionsklassen XS2, XD2, XS3 und XD3

$C_{S,\Delta x}$ [M.-%/b]	C_r [M.-%/b]	Bild-Nr.	
		$\beta_0 = 1,5$	$\beta_0 = 0,5$
2,0	0	E.1	E.17
	0,1	E.2	E.18
	0,2	E.3	E.19
	0,3	E.4	E.20
3,0	0	E.5	E.21
	0,1	E.6	E.22
	0,2	E.7	E.23
	0,3	E.8	E.24
4,0	0	E.9	E.25
	0,1	E.10	E.26
	0,2	E.11	E.27
	0,3	E.12	E.28
5,0	0	E.13	E.29
	0,1	E.14	E.30
	0,2	E.15	E.31
	0,3	E.16	E.32

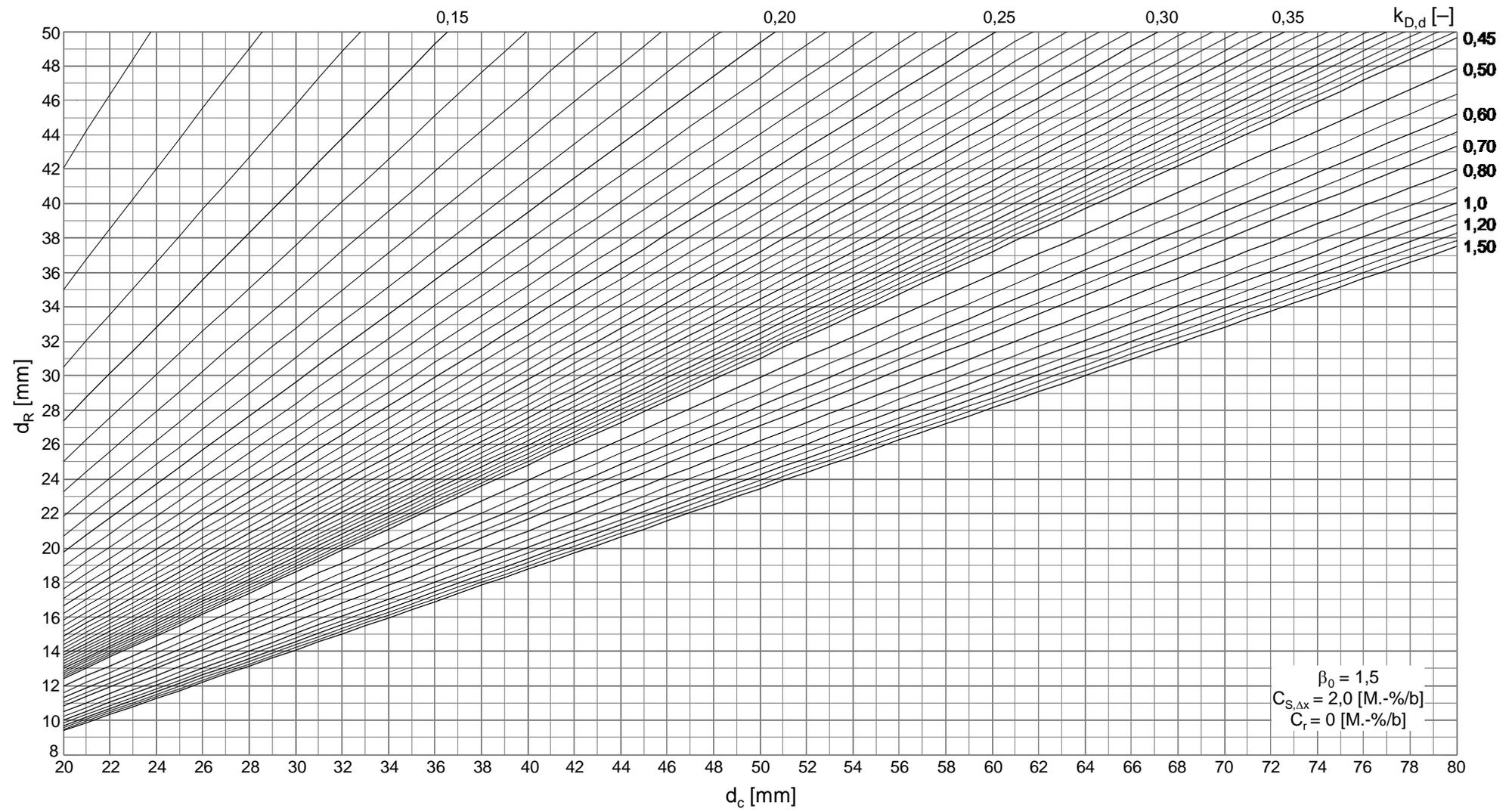


Bild E.1: Bemessungsnomogramm für Zielzuverlässigkeit $\beta_0=1,5$, $C_{S,\Delta x}=2,0$ M.-%/b, $C_r=0$ M.-%/b

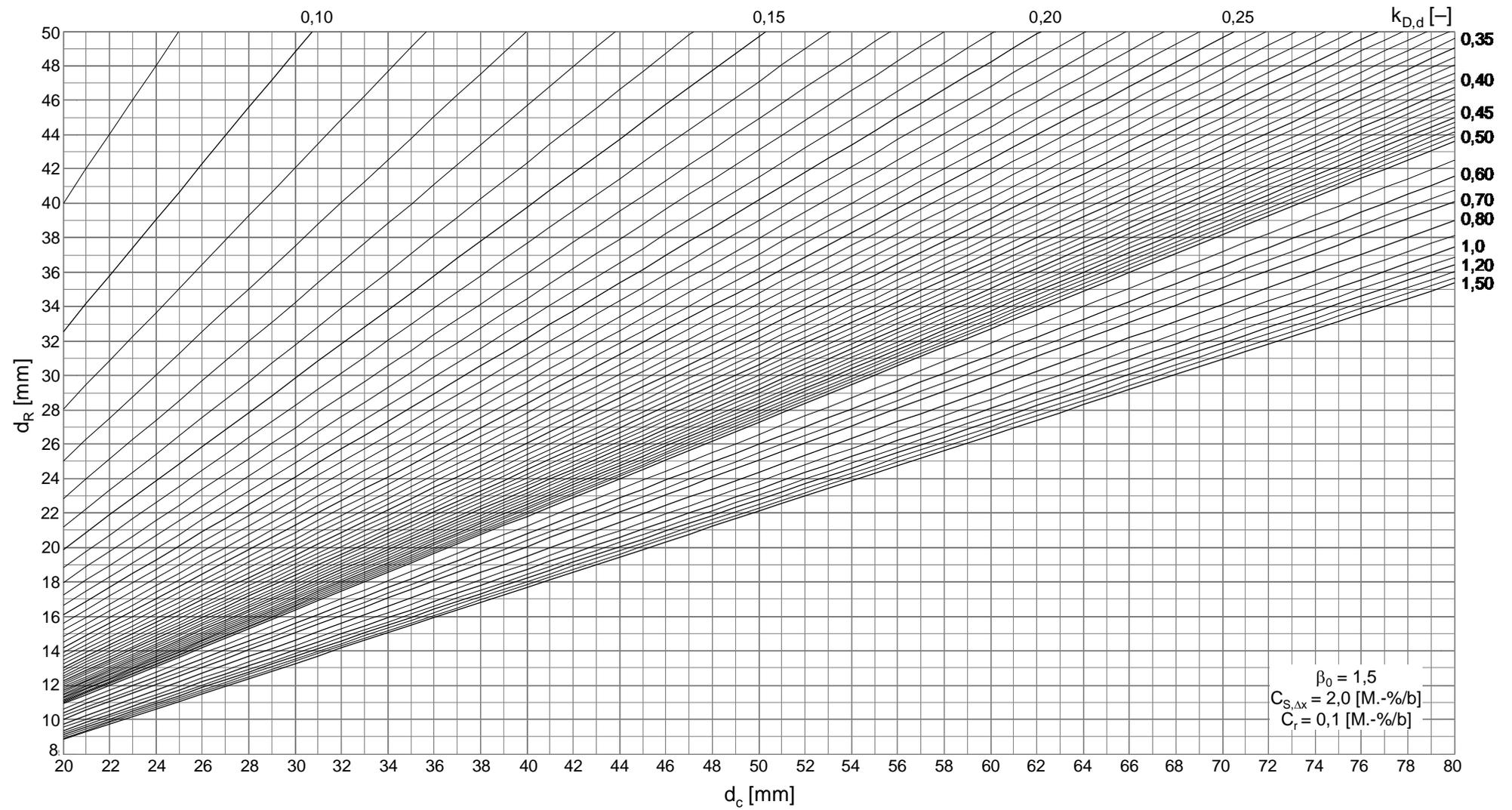


Bild E.2: Bemessungsnomogramm für Zielzuverlässigkeit $\beta_0=1,5$, $C_{S,\Delta x}=2,0$ M.-%/b, $C_r=0,1$ M.-%/b

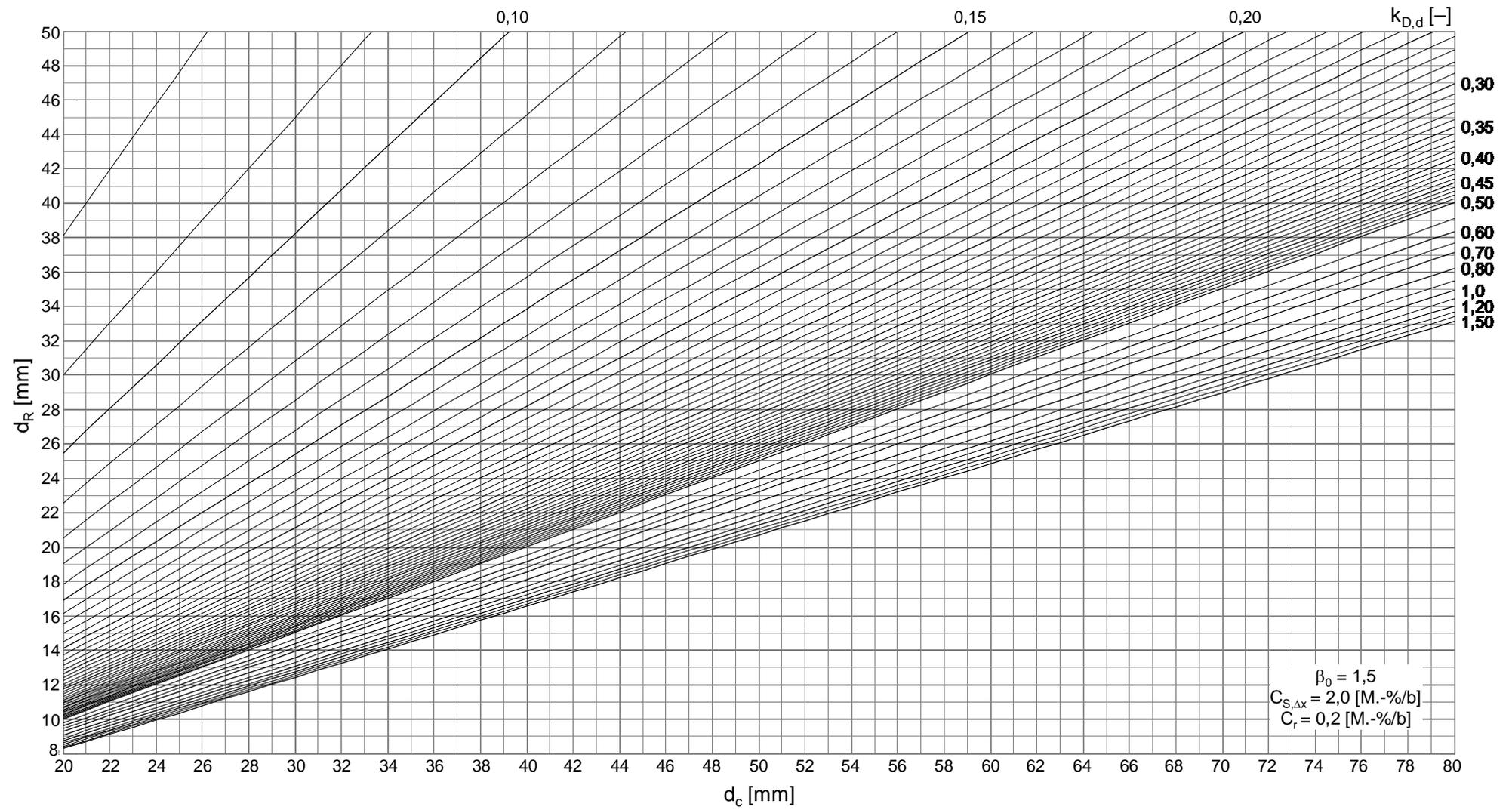


Bild E.3: Bemessungsnomogramm für Zielzuverlässigkeit $\beta_0=1,5$, $C_{S,\Delta x}=2,0$ M.-%/b, $C_r=0,2$ M.-%/b

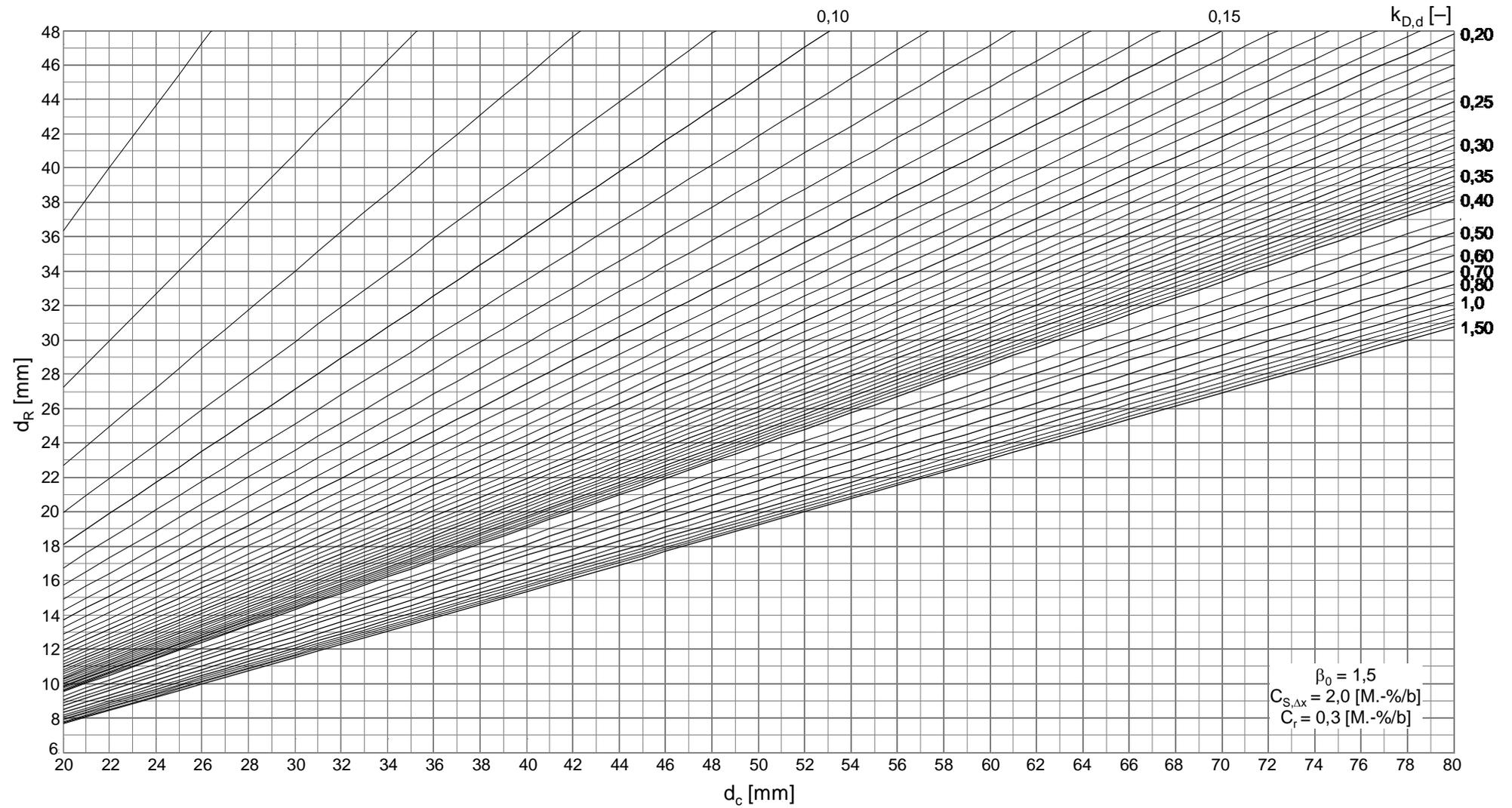


Bild E.4: Bemessungsnomogramm für Zielzuverlässigkeit $\beta_0=1,5$, $C_{S,\Delta x}=2,0$ M.-%/b, $C_r=0,3$ M.-%/b

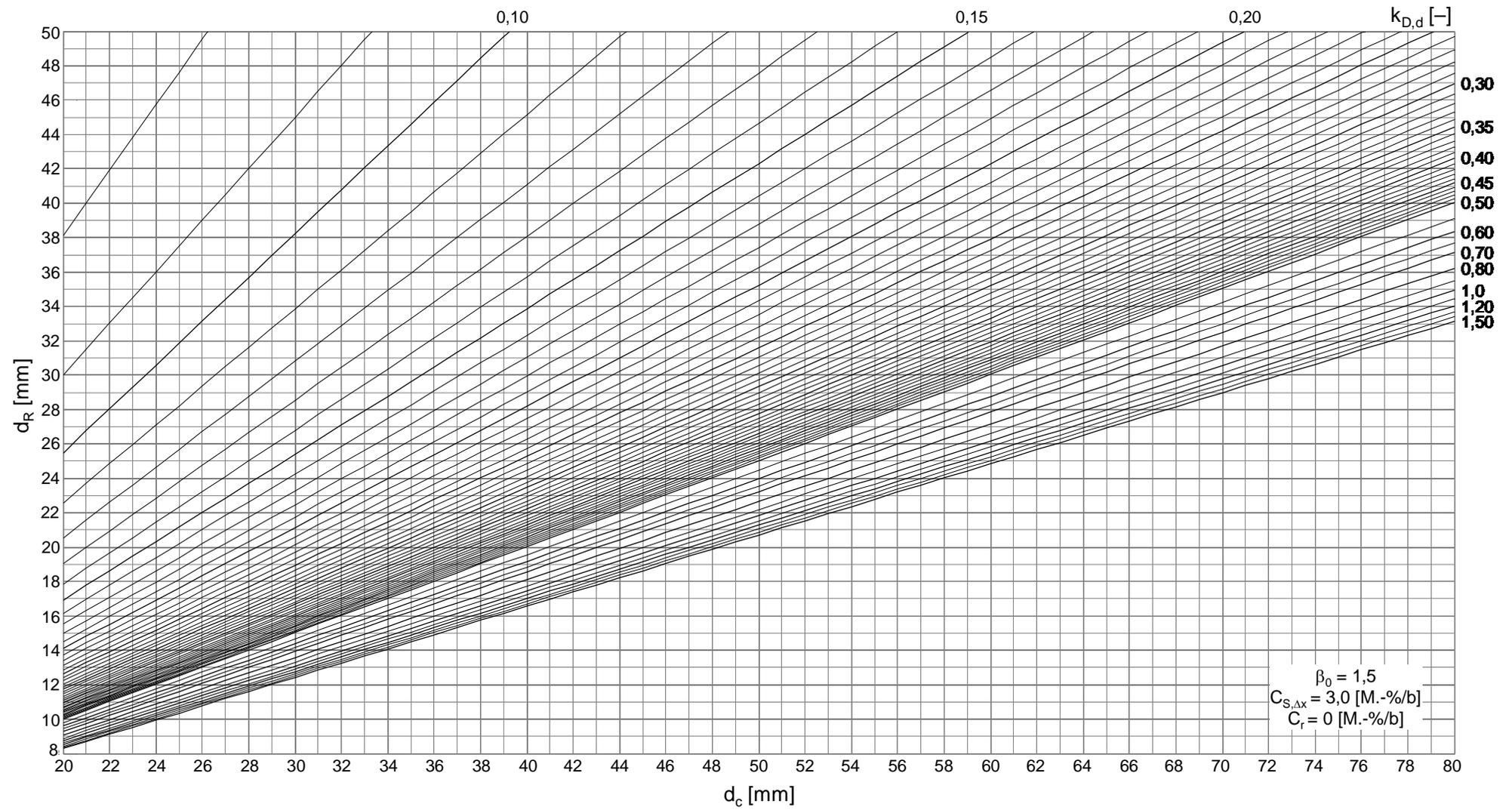


Bild E.5: Bemessungsnomogramm für Zielzuverlässigkeit $\beta_0=1,5$, $C_{S,\Delta x}=3,0$ M.-%/b, $C_r=0$ M.-%/b

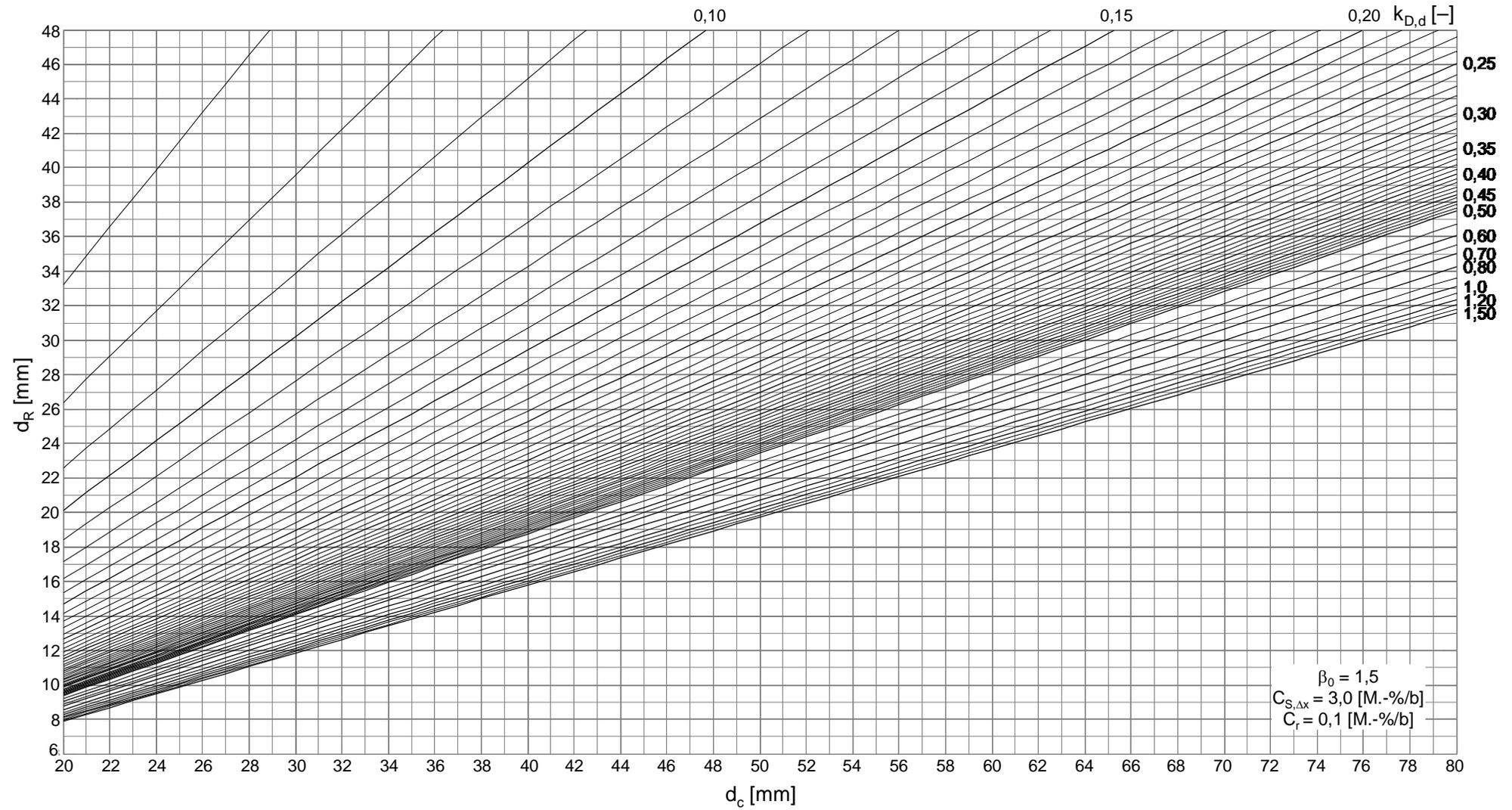


Bild E.6: Bemessungsnomogramm für Zielzuverlässigkeit $\beta_0=1,5$, $C_{S,\Delta x}=3,0 \text{ M.-%/b}$, $C_r=0,1 \text{ M.-%/b}$

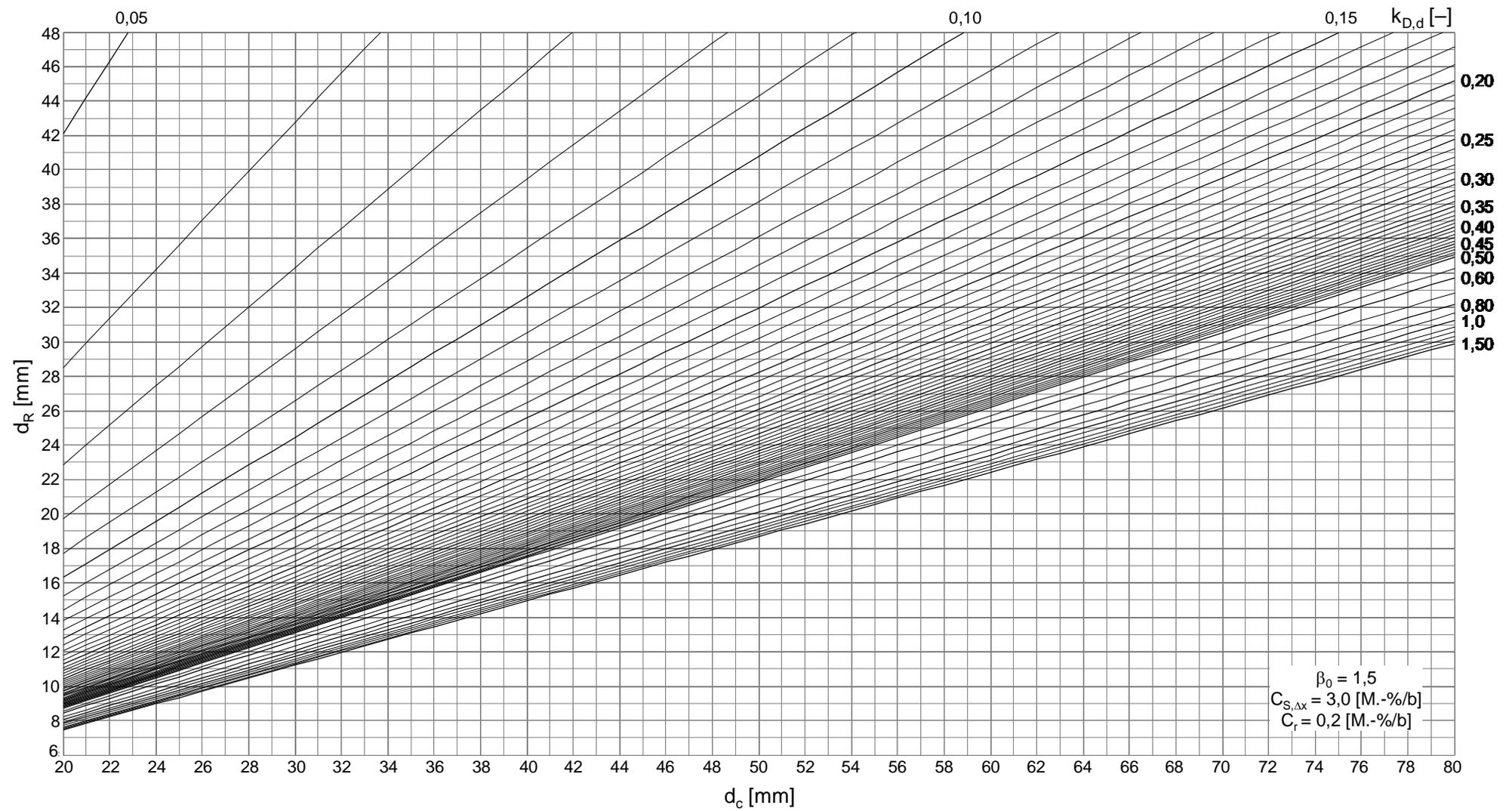


Bild E.7: Bemessungsnomogramm für Zielzuverlässigkeit $\beta_0=1,5$, $C_{S,\Delta x}=3,0 \text{ M.-%/b}$, $C_r=0,2 \text{ M.-%/b}$

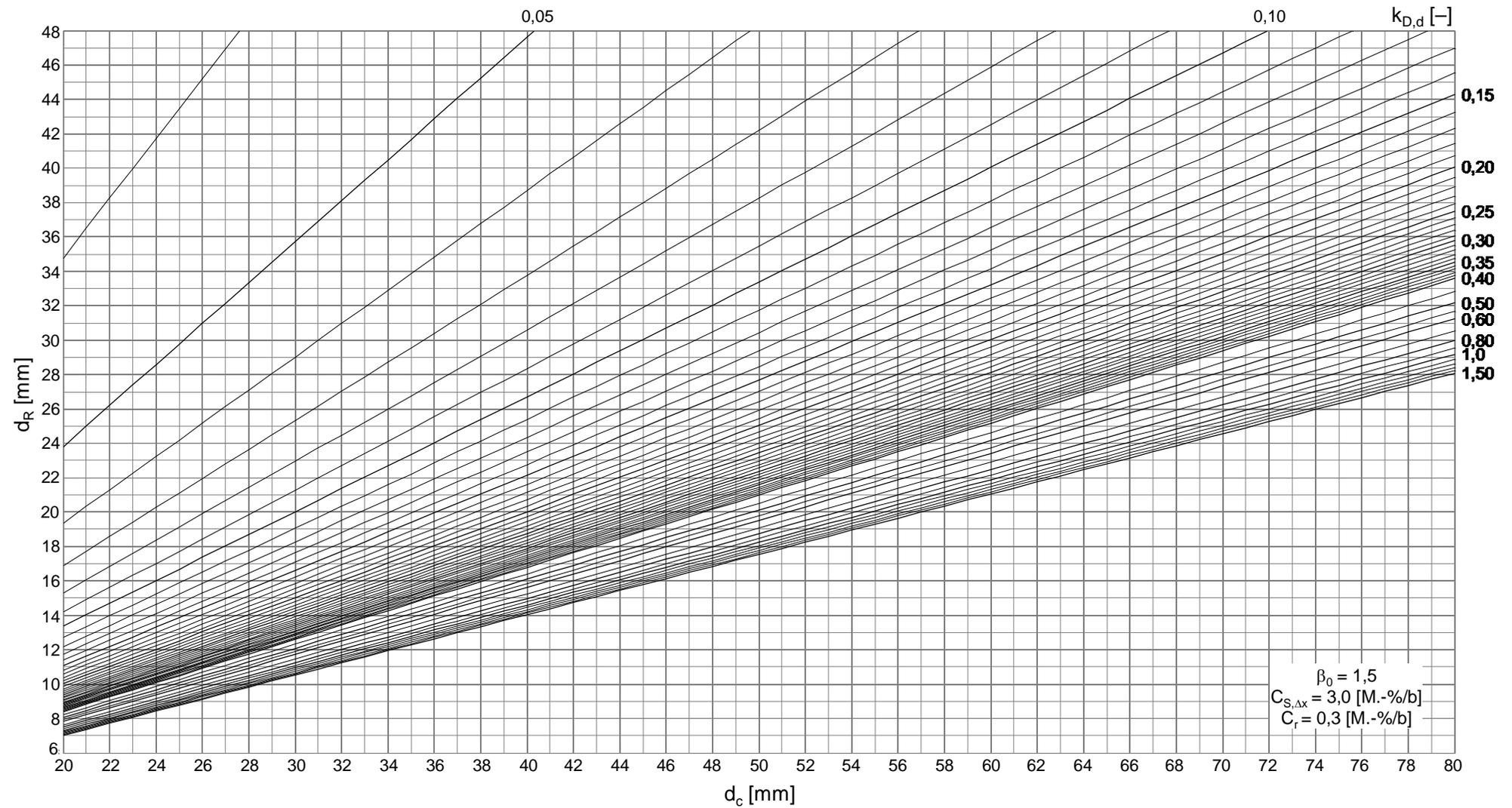


Bild E.8: Bemessungsnomogramm für Zielzuverlässigkeit $\beta_0=1,5$, $C_{S,\Delta x}=3,0$ M.-%/b, $C_r=0,3$ M.-%/b

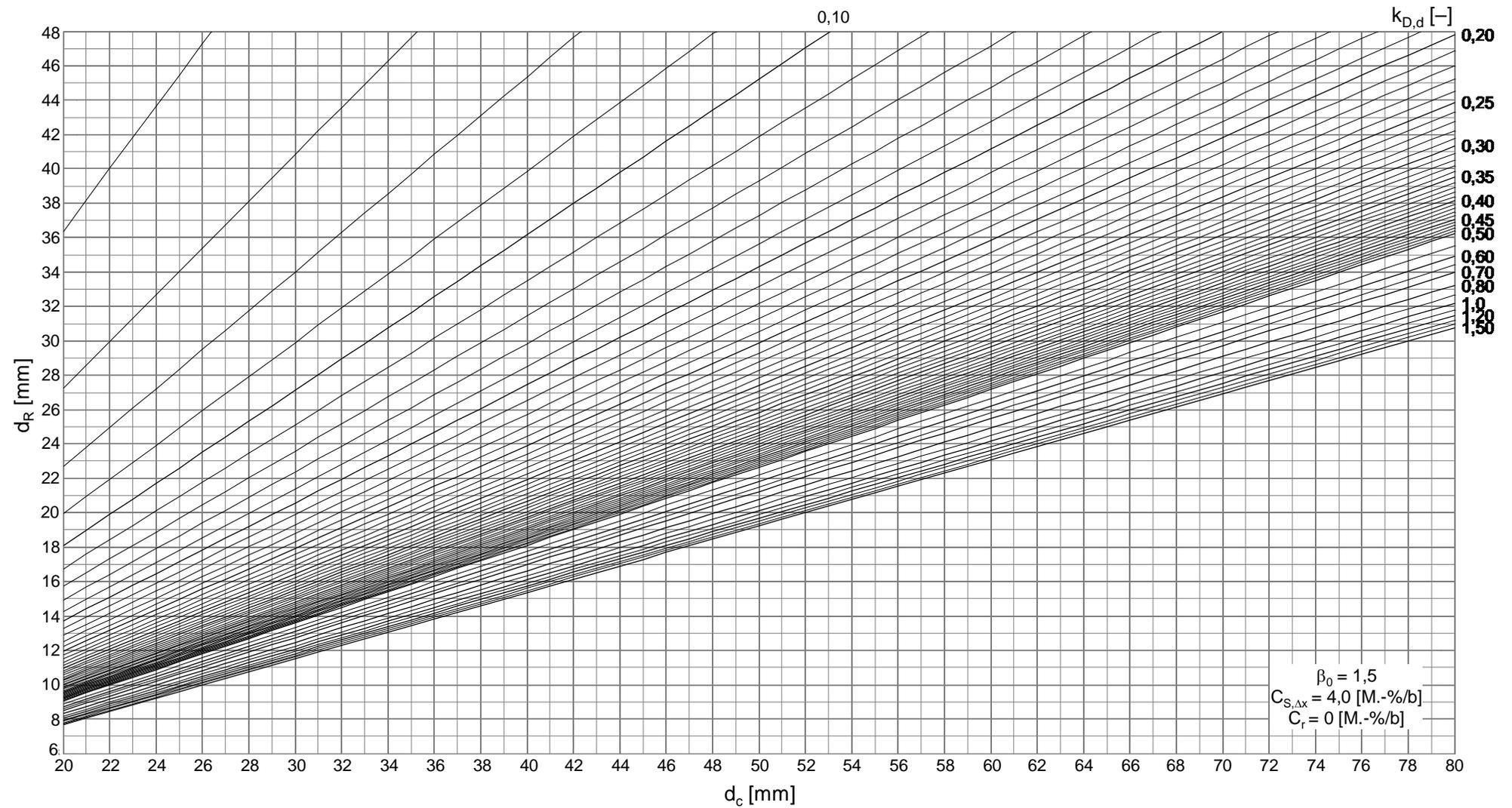


Bild E.9: Bemessungsnomogramm für Zielzuverlässigkeit $\beta_0=1,5$, $C_{S,\Delta}=4,0$ M.-%/b, $C_r=0$ M.-%/b

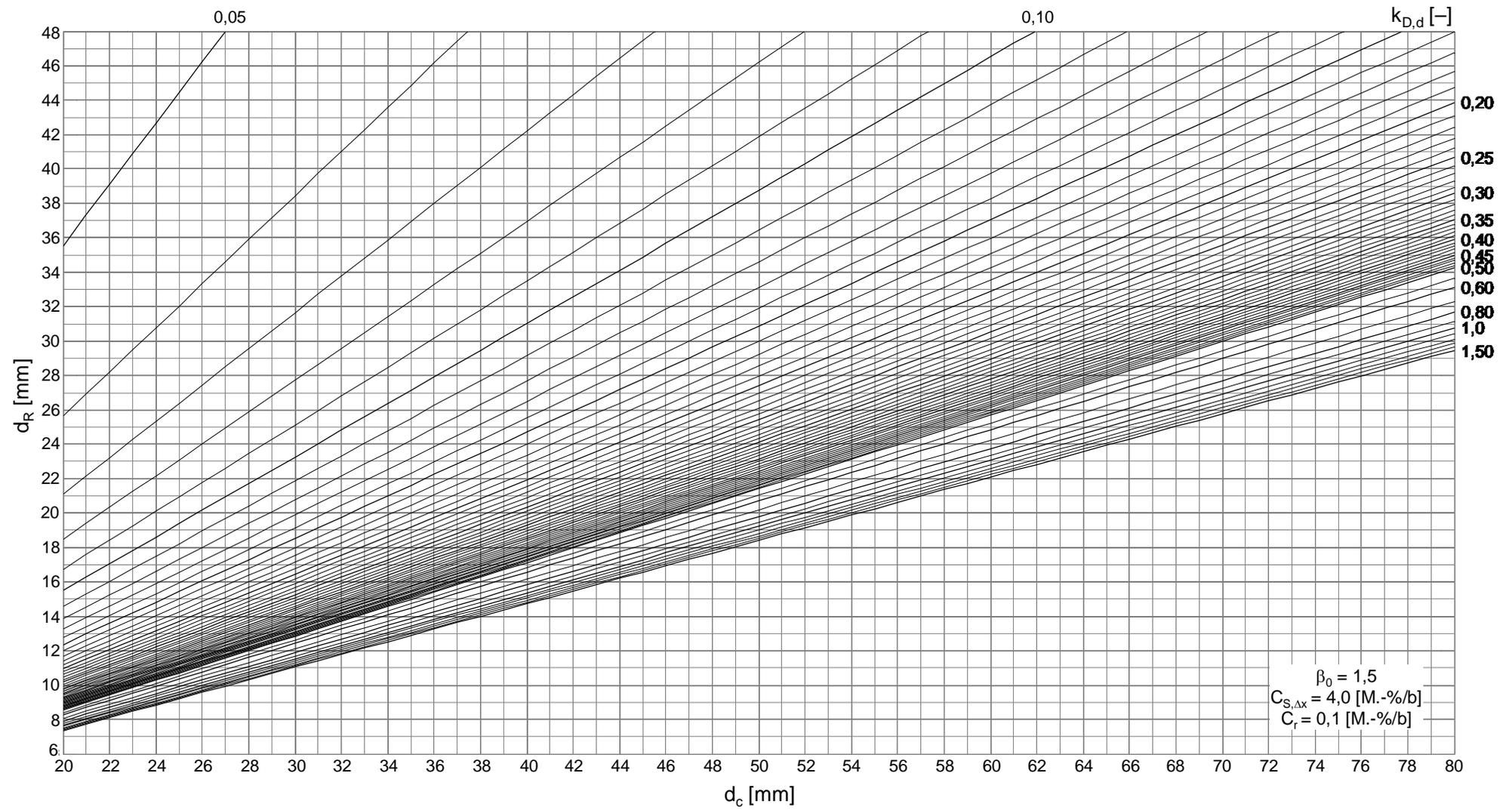


Bild E.10: Bemessungsnomogramm für Zielzuverlässigkeit $\beta_0=1,5$, $C_{S,\Delta x}=4,0$ M.-%/b, $C_r=0,1$ M.-%/b

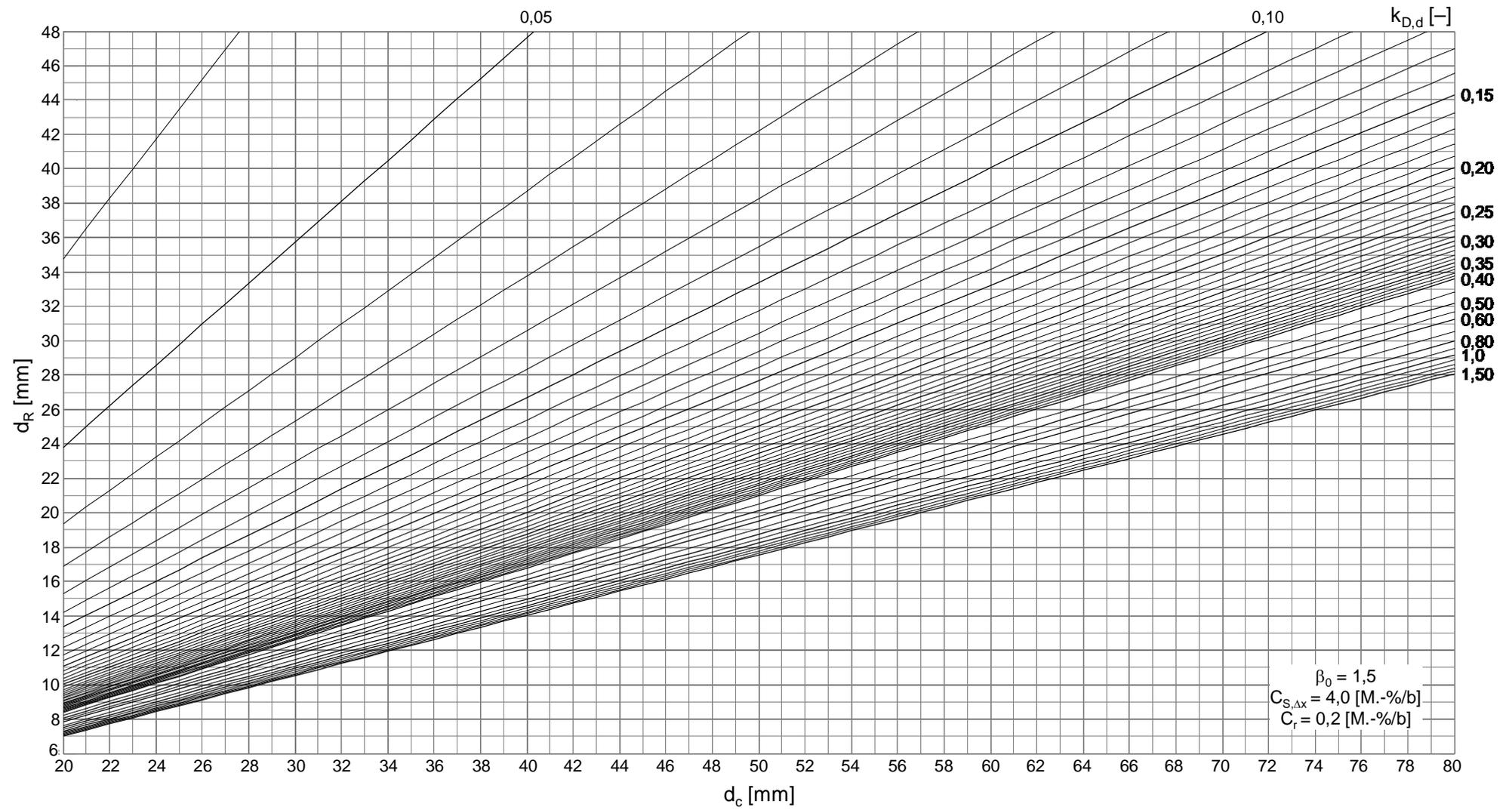


Bild E.11: Bemessungsnomogramm für Zielzuverlässigkeit $\beta_0=1,5$, $C_{S,\Delta x}=4,0$ M.-%/b, $C_r=0,2$ M.-%/b

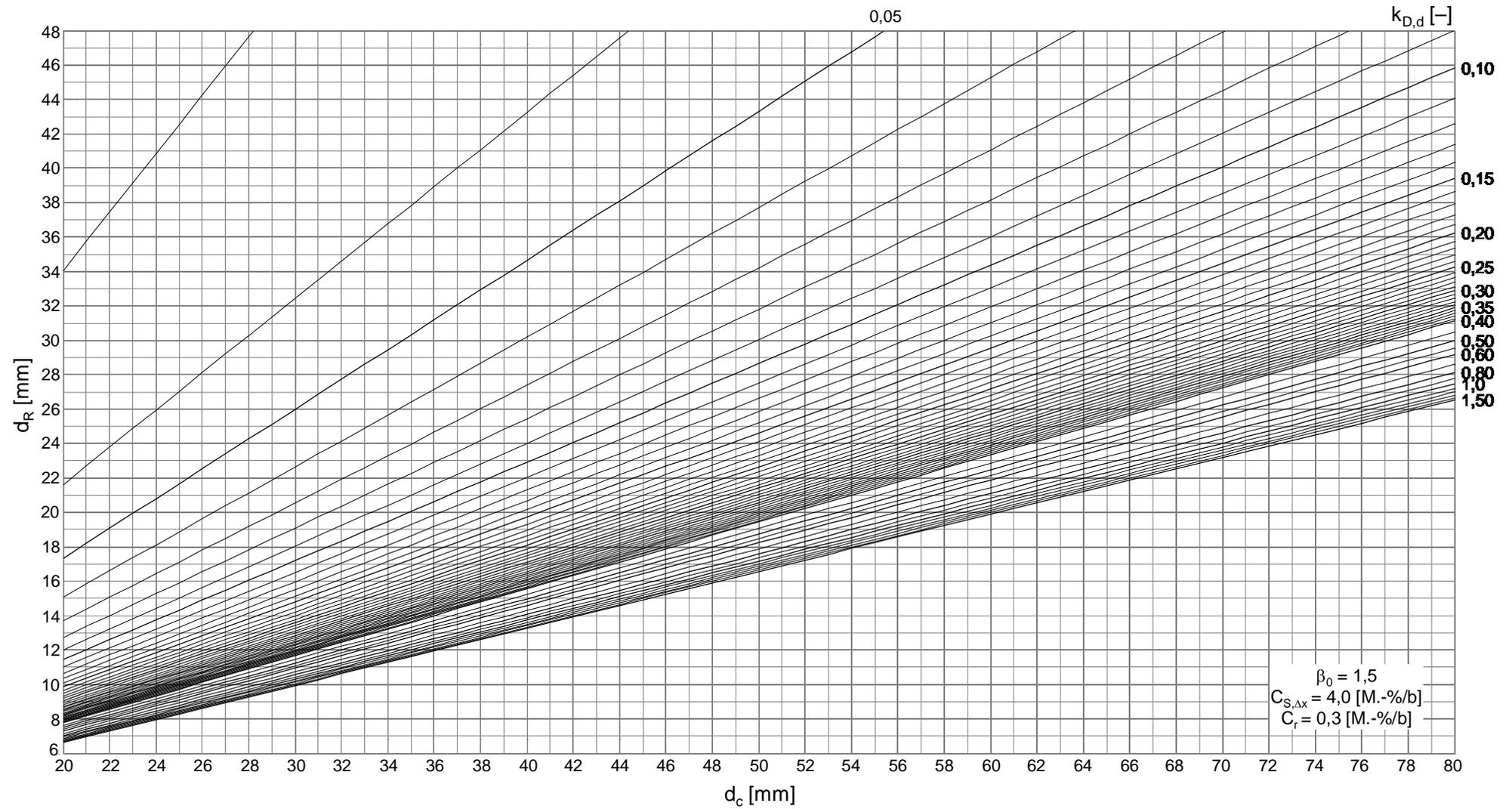


Bild E.12: Bemessungsnomogramm für Zielzuverlässigkeit $\beta_0=1,5$, $C_{S,\Delta x}=4,0$ M.-%/b, $C_r=0,3$ M.-%/b

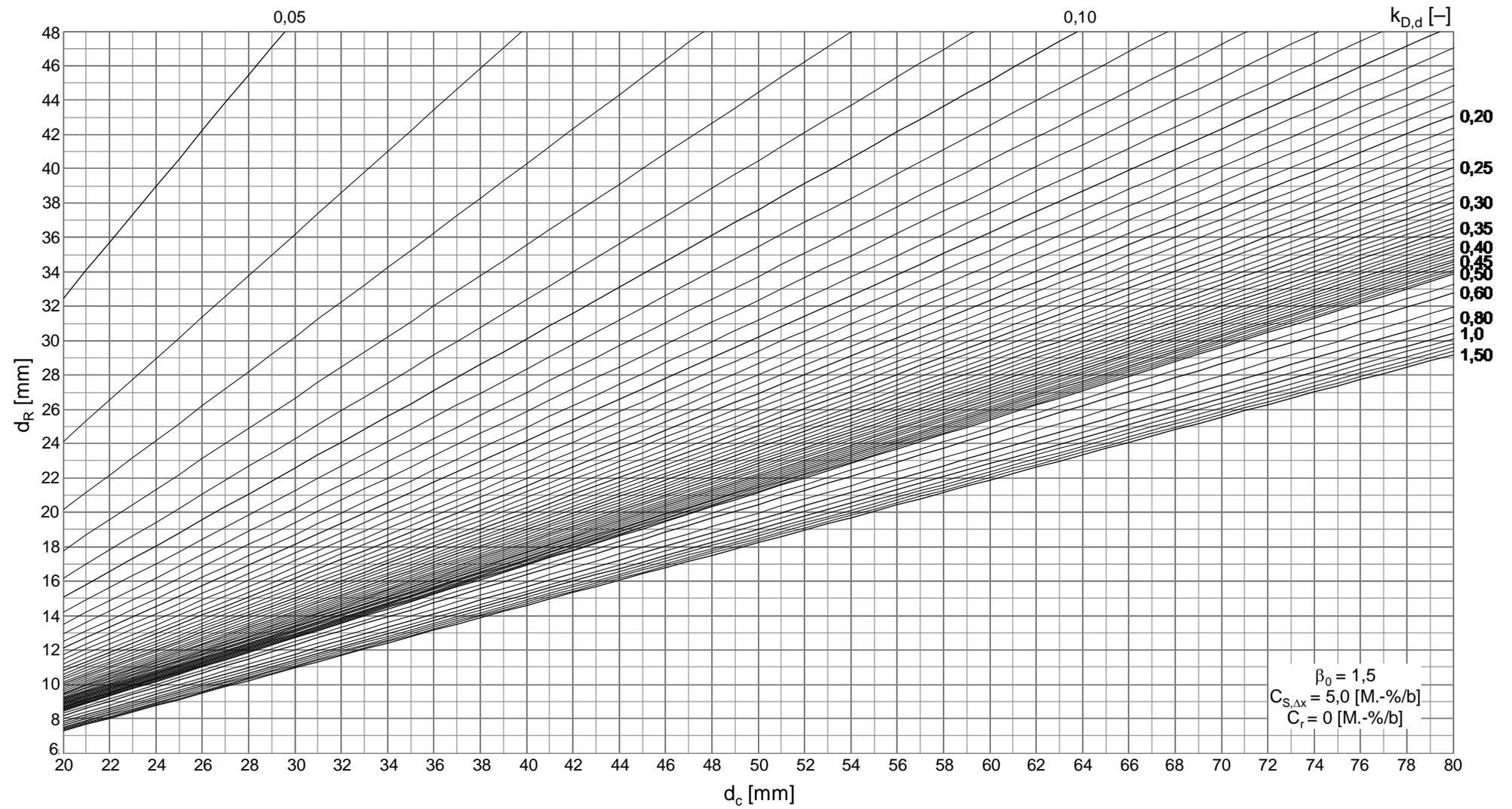


Bild E.13: Bemessungsnomogramm für Zielzuverlässigkeit $\beta_0=1,5$, $C_{S,\Delta x}=5,0$ M.-%/b, $C_r=0$ M.-%/b

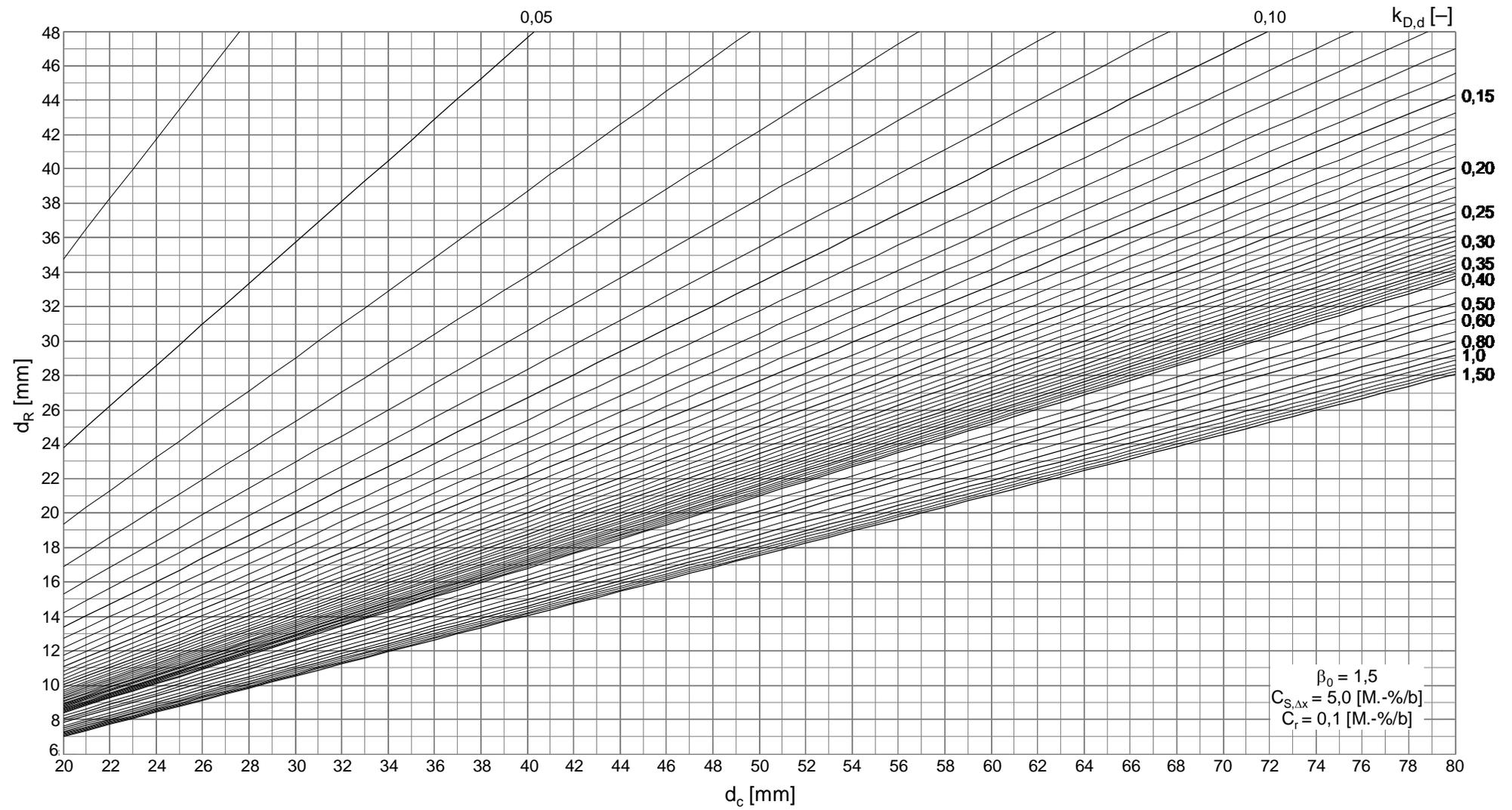


Bild E.14: Bemessungsnomogramm für Zielzuverlässigkeit $\beta_0=1,5$, $C_{S,\Delta x}=5,0$ M.-%/b, $C_r=0,1$ M.-%/b

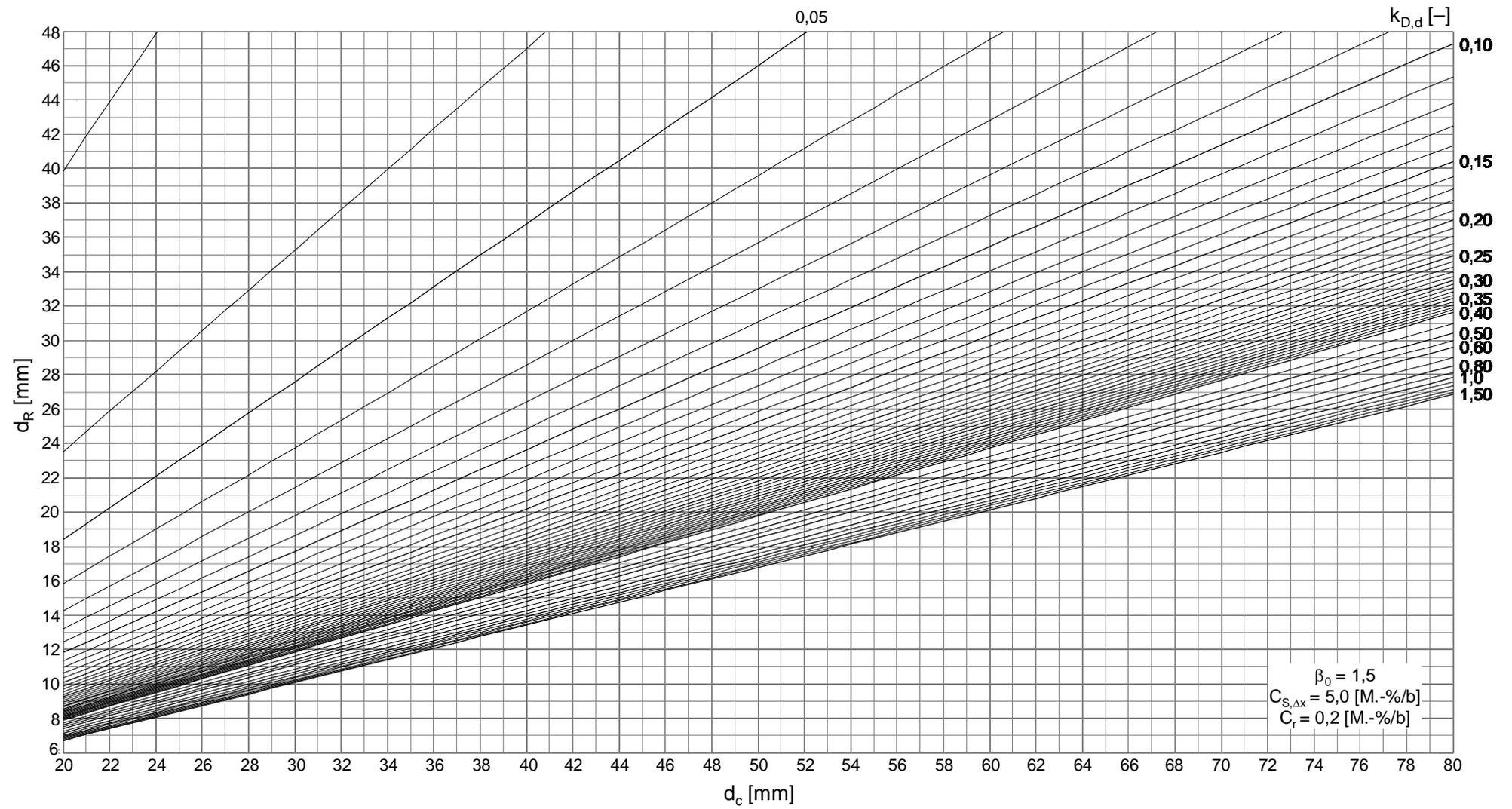


Bild E.15: Bemessungsnomogramm für Zielzuverlässigkeit $\beta_0=1,5$, $C_{S,\Delta x}=5,0$ M.-%/b, $C_r=0,2$ M.-%/b

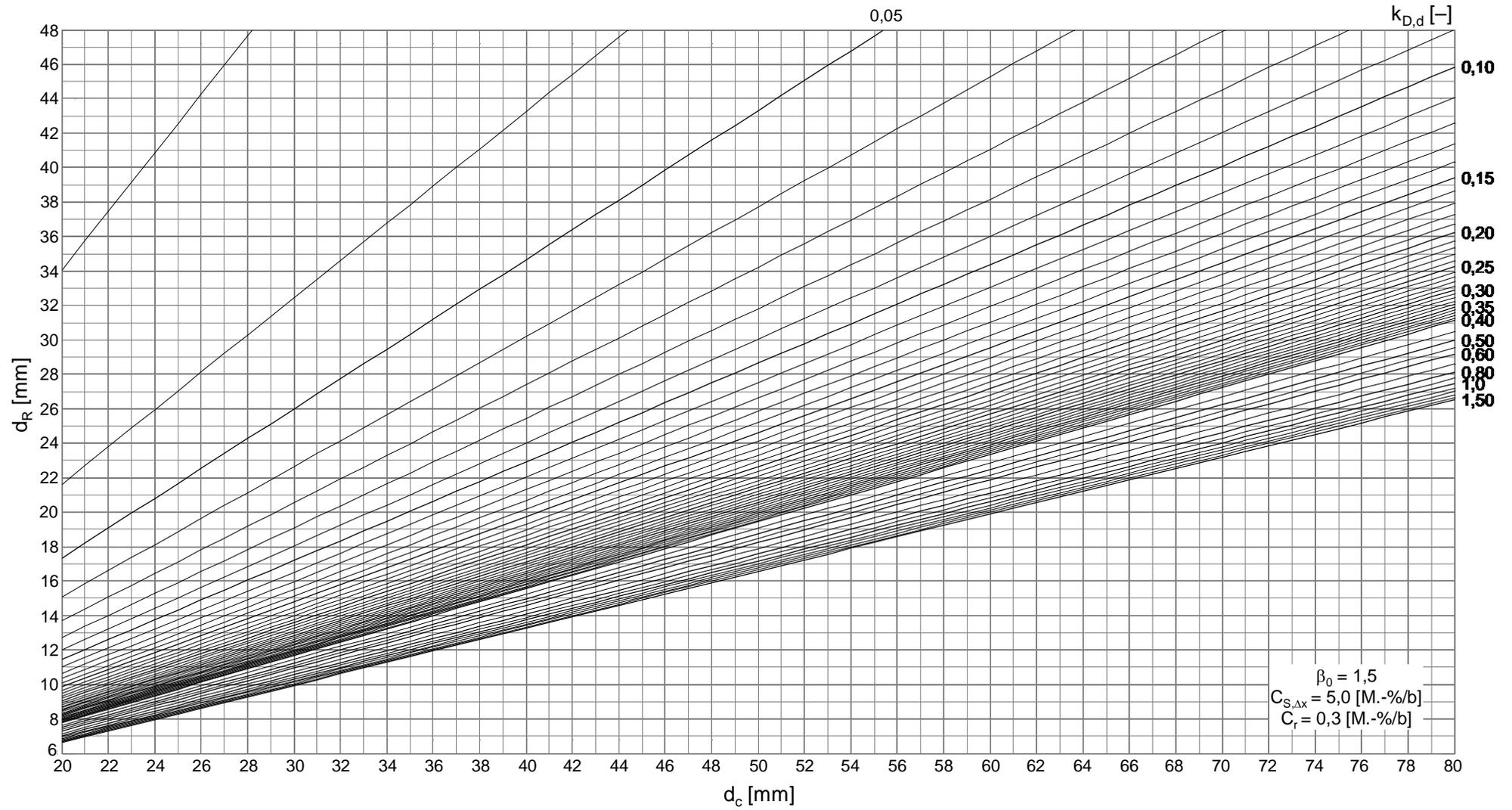


Bild E.16: Bemessungsnomogramm für Zielzuverlässigkeit $\beta_0=1,5$, $C_{S,\Delta x}=5,0$ M.-%/b, $C_r=0,3$ M.-%/b

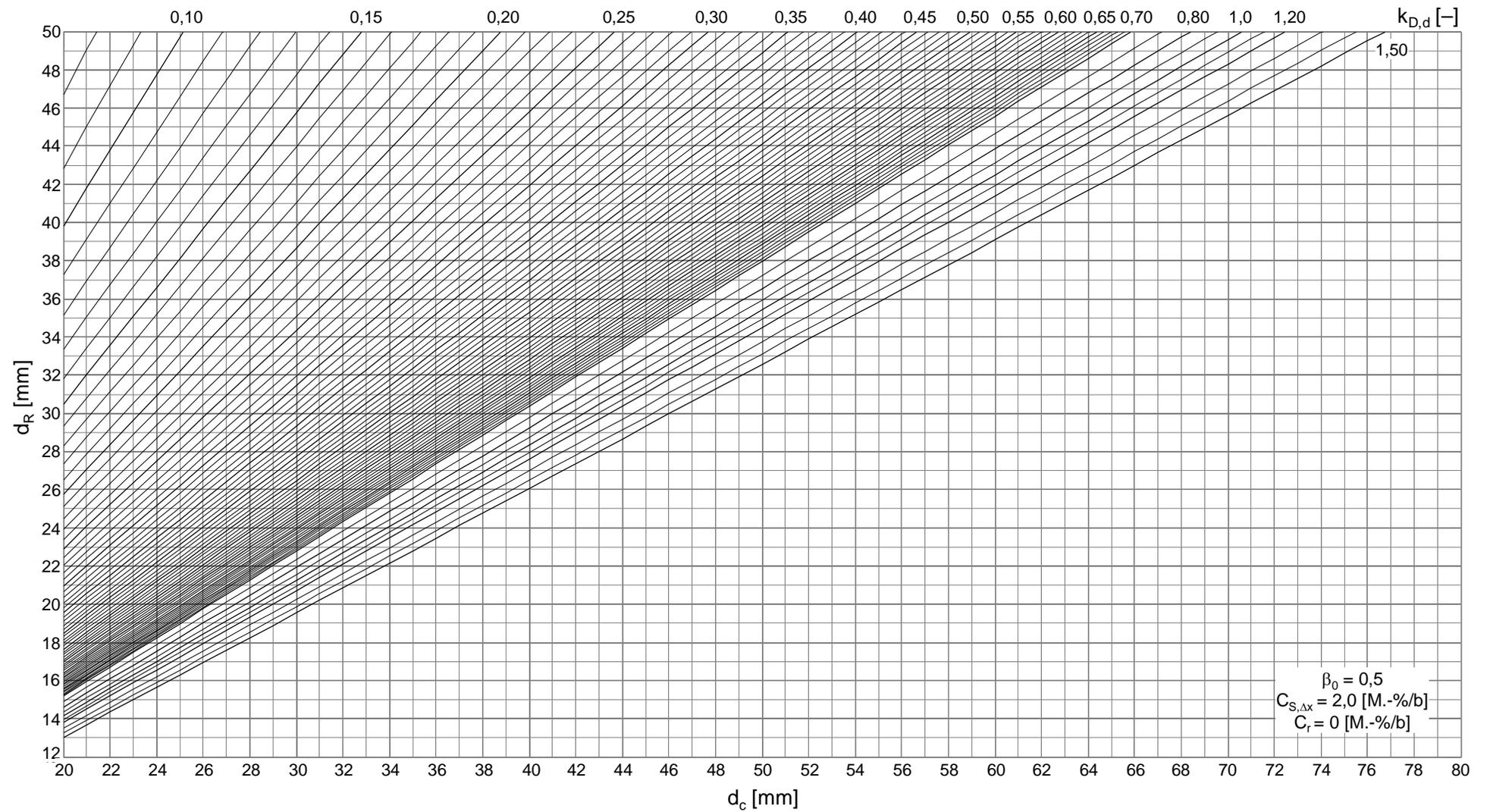


Bild E.17: Bemessungsnomogramm für Zielzuverlässigkeit $\beta_0=0,5$, $C_{S,\Delta x}=2,0$ M.-%/b, $C_r=0$ M.-%/b

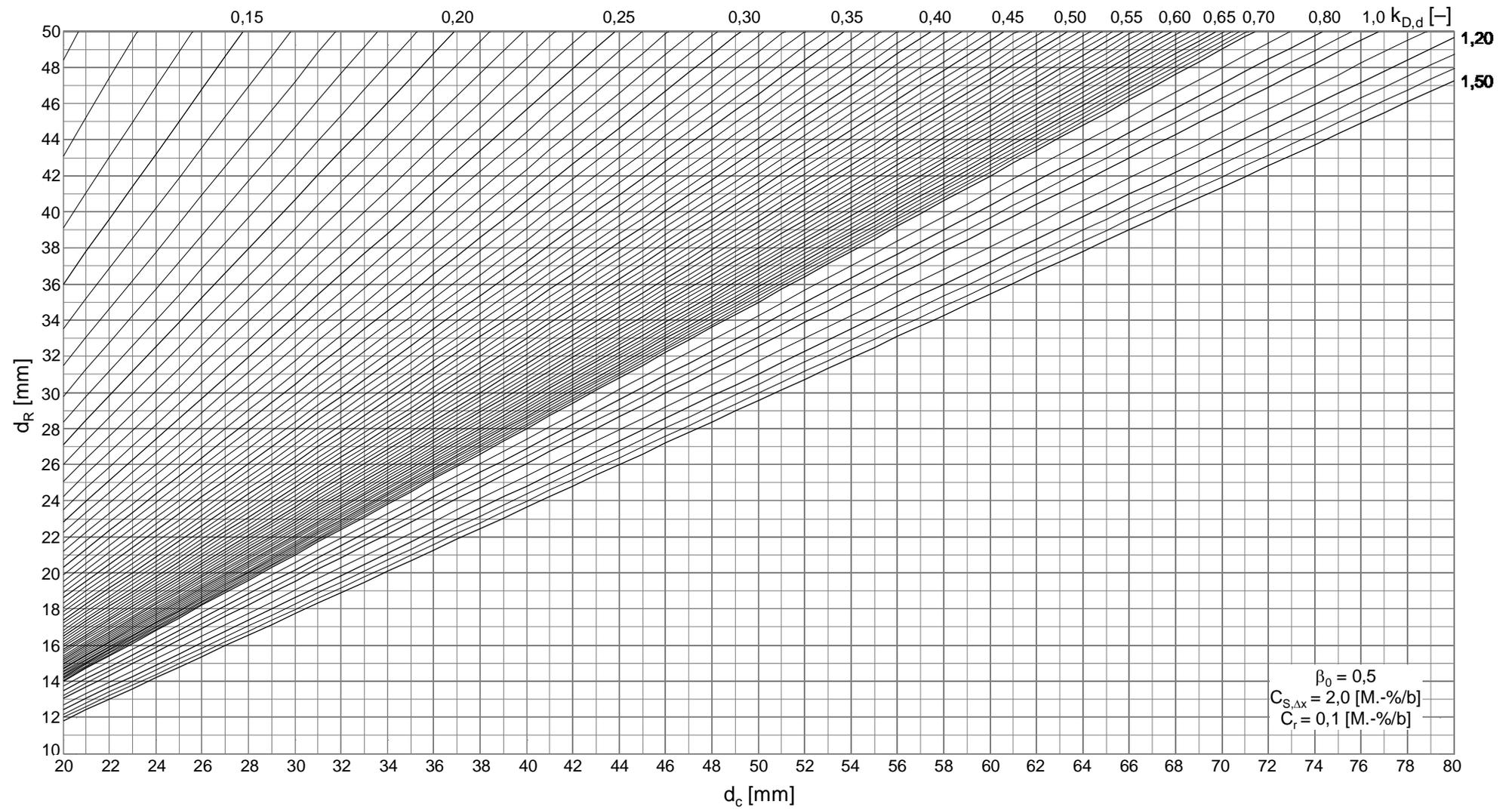


Bild E.18: Bemessungsnomogramm für Zielzuverlässigkeit $\beta_0=0,5$, $C_{S,\Delta x}=2,0 \text{ M.-%/b}$, $C_r=0,1 \text{ M.-%/b}$

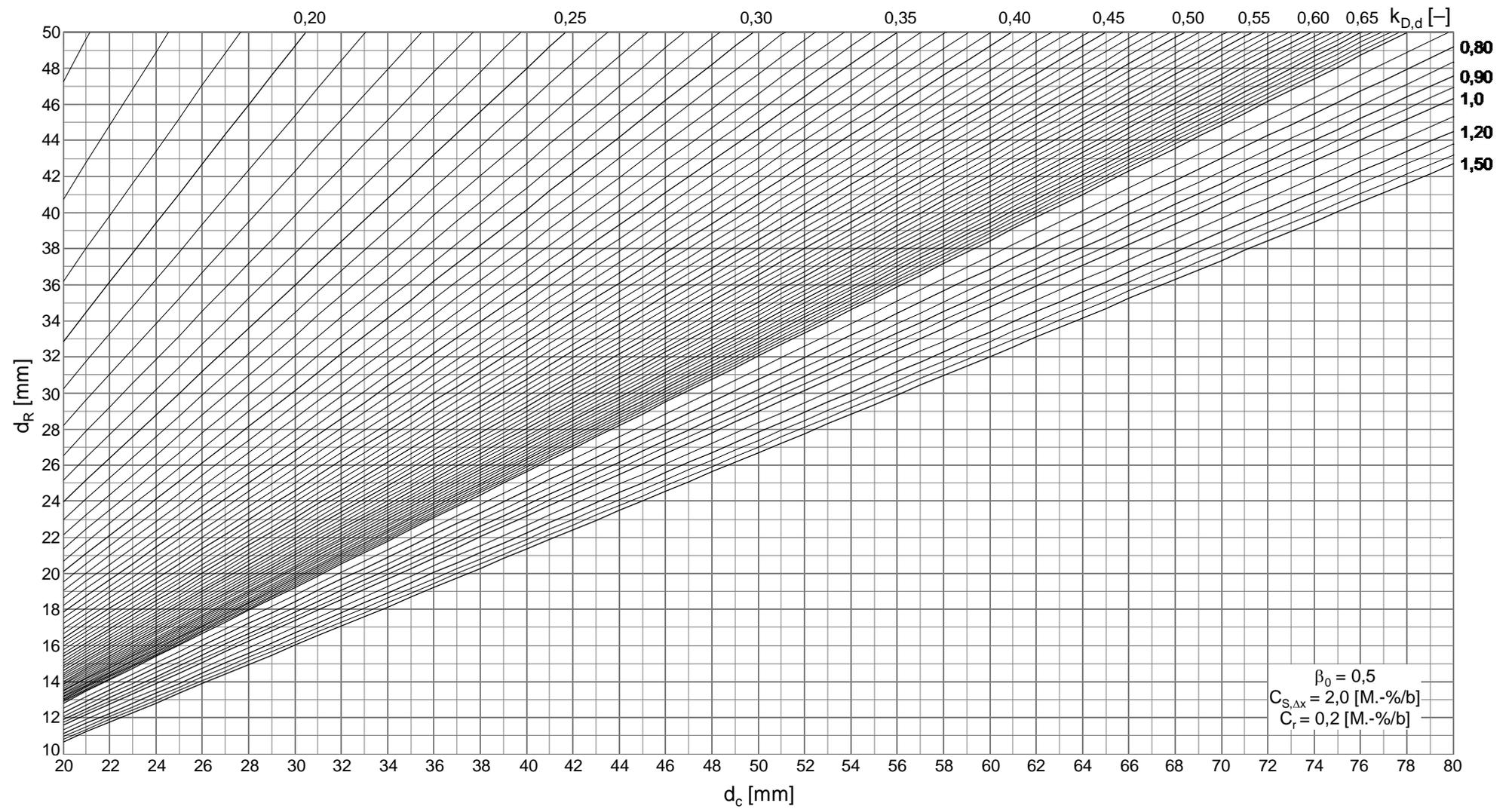


Bild E.19: Bemessungsnomogramm für Zielzuverlässigkeit $\beta_0=0,5$, $C_{S,\Delta}=2,0$ M.-%/b, $C_r=0,2$ M.-%/b

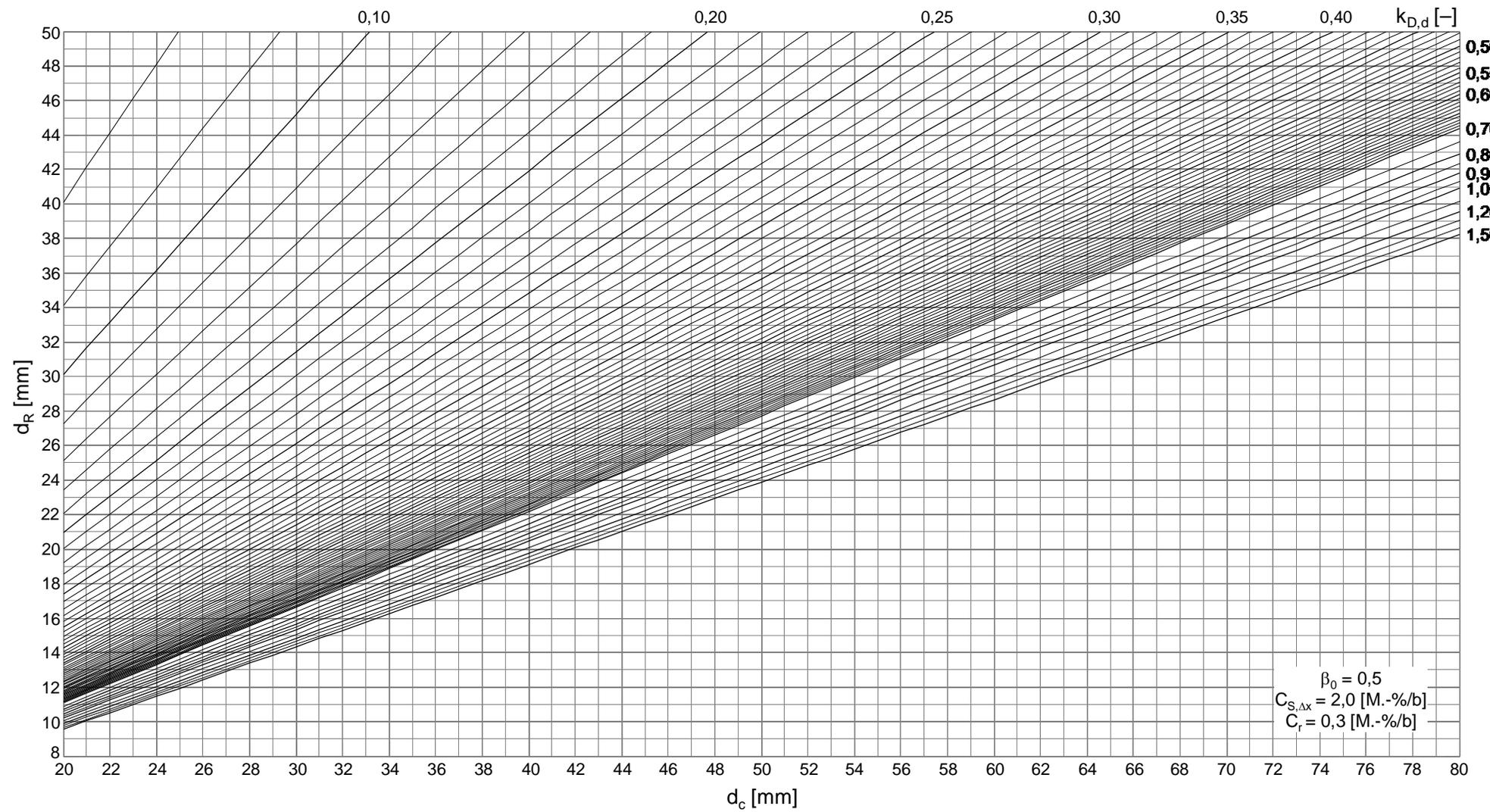


Bild E.20: Bemessungsnomogramm für Zielzuverlässigkeit $\beta_0=0,5$, $C_{S,\Delta x}=2,0$ M.-%/b, $C_r=0,3$ M.-%/b

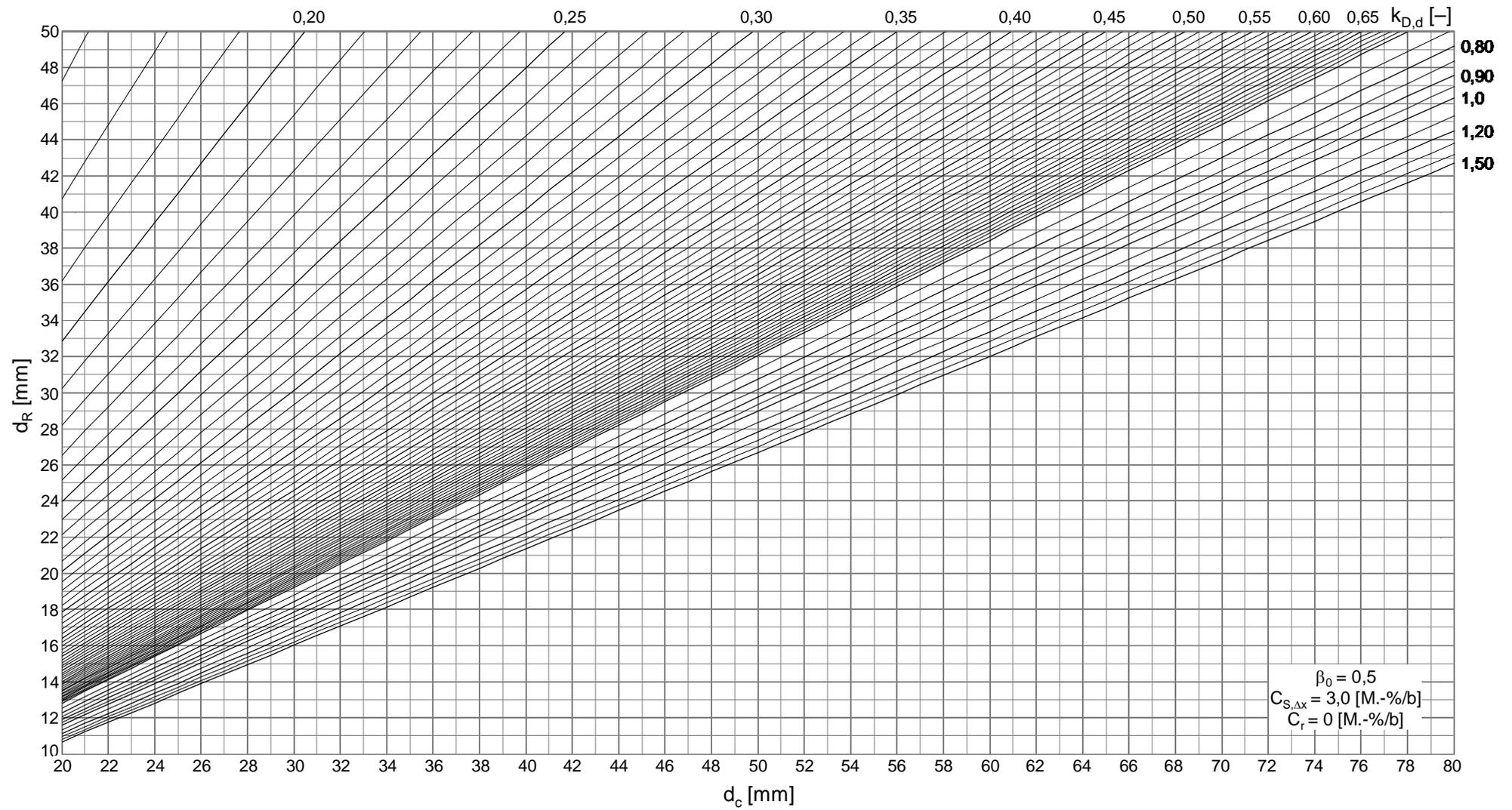


Bild E.21: Bemessungsnomogramm für Zielzuverlässigkeit $\beta_0=0,5$, $C_{S,\Delta x}=3,0$ M.-%/b, $C_r=0$ M.-%/b

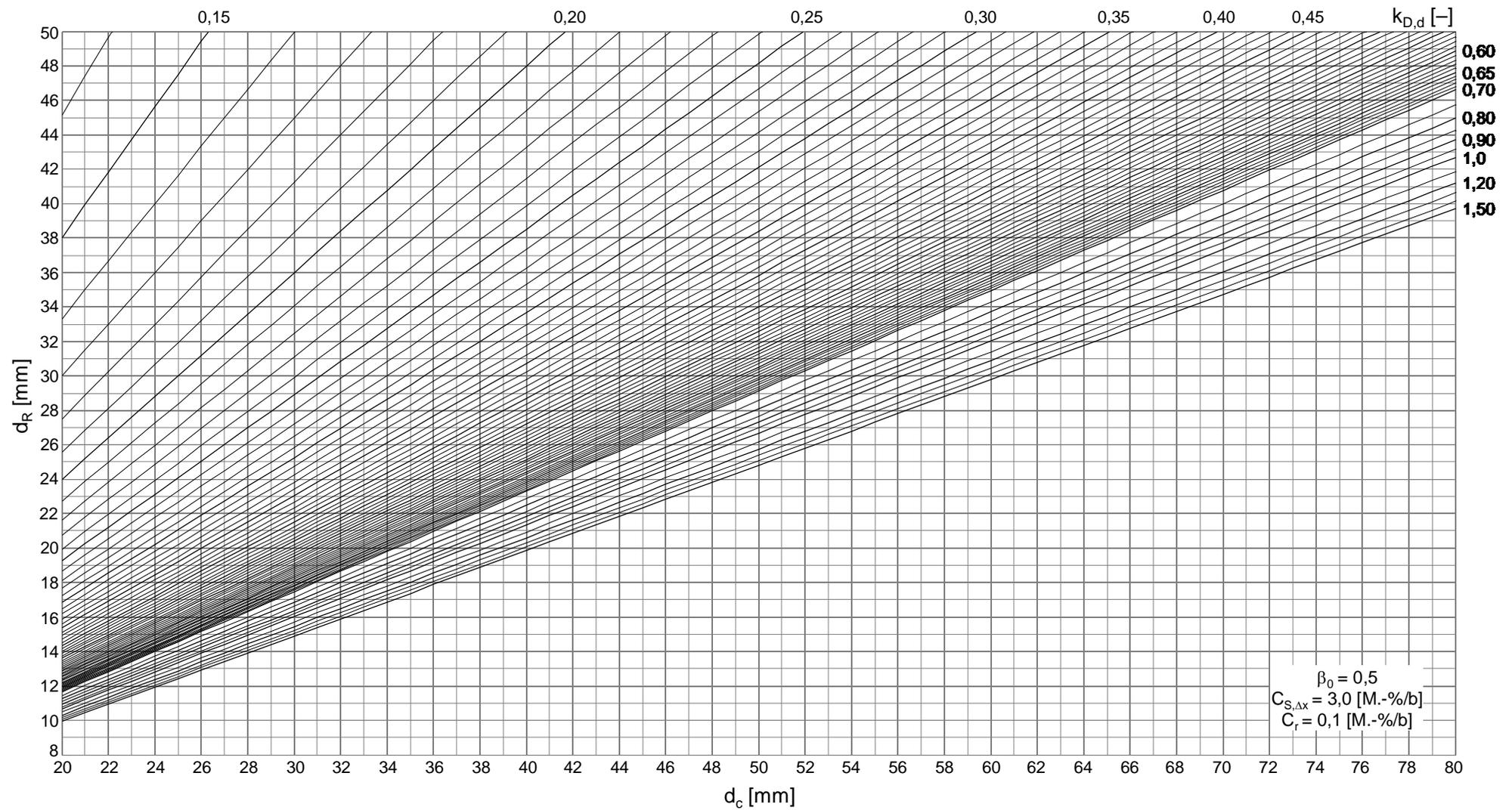


Bild E.22: Bemessungsnomogramm für Zielzuverlässigkeit $\beta_0=0,5$, $C_{S,\Delta x}=3,0$ M.-%/b, $C_r=0,1$ M.-%/b

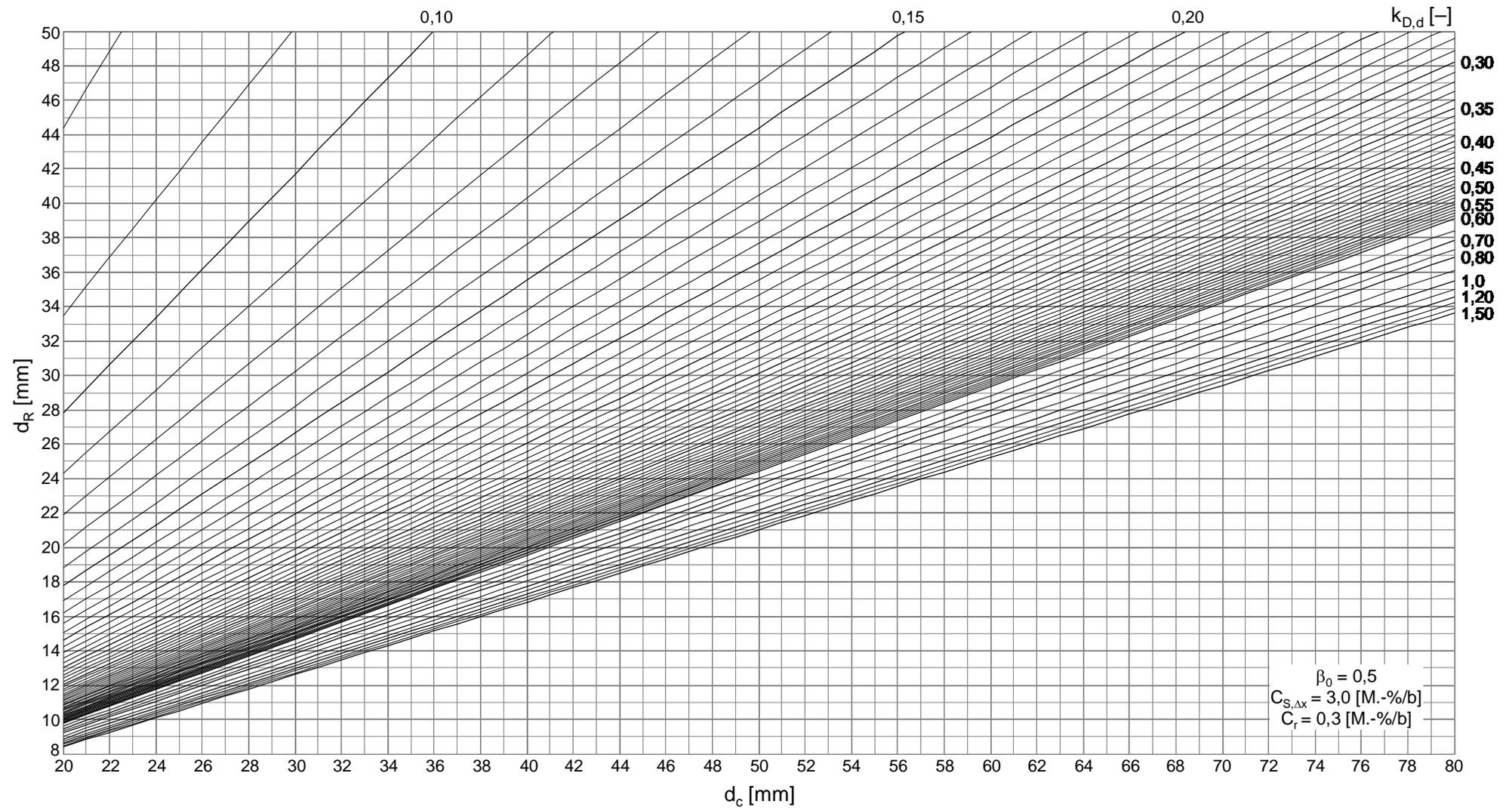


Bild E.24: Bemessungsnomogramm für Zielzuverlässigkeit $\beta_0=0,5$, $C_{S,\Delta x}=3,0$ M.-%/b, $C_r=0,3$ M.-%/b

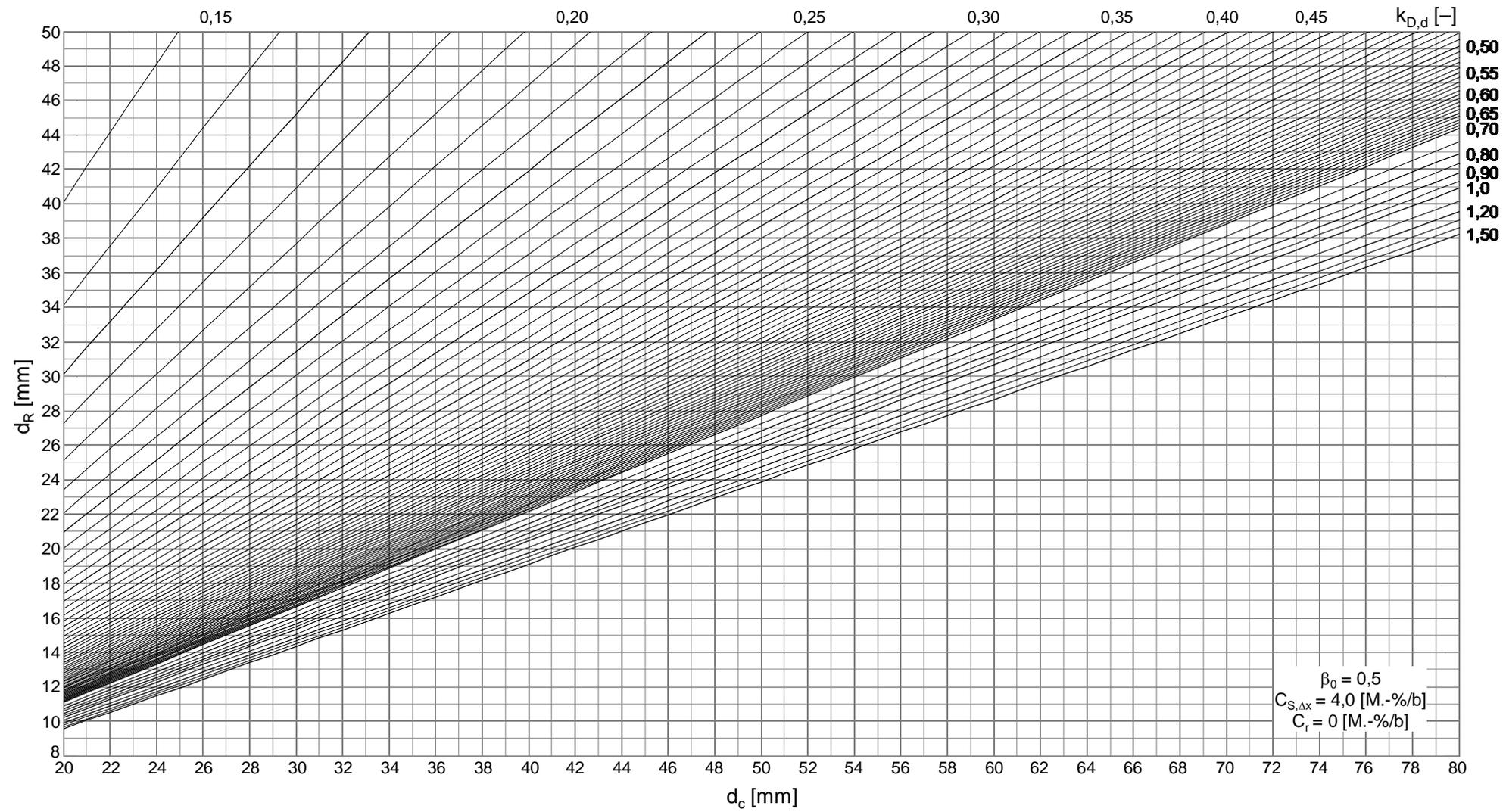


Bild E.25: Bemessungsnomogramm für Zielzuverlässigkeit $\beta_0=0,5$, $C_{S,\Delta x}=4,0$ M.-%/b, $C_r=0$ M.-%/b

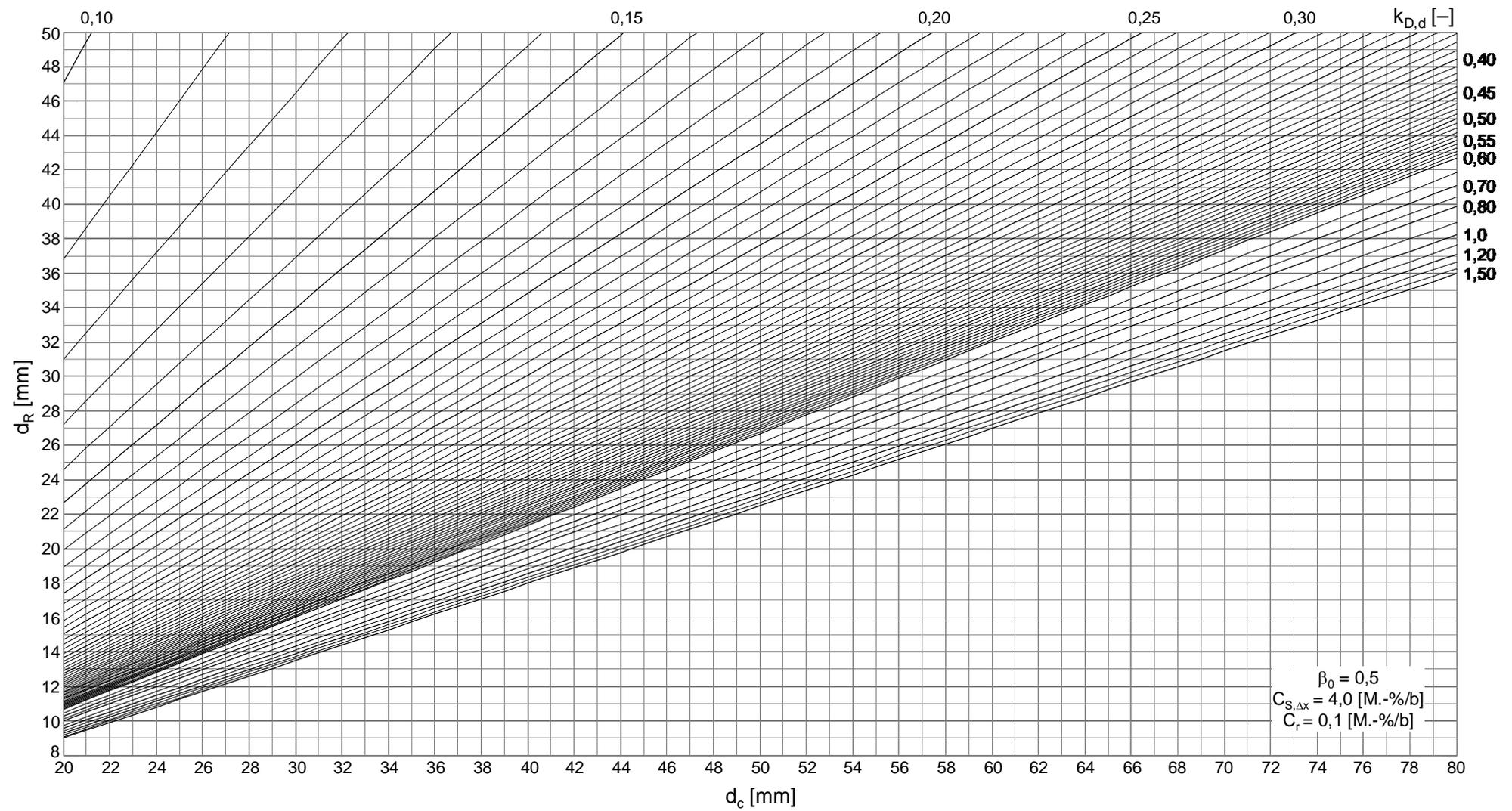


Bild E.26: Bemessungsnomogramm für Zielzuverlässigkeit $\beta_0=0,5$, $C_{S,\Delta x}=4,0$ M.-%/b, $C_r=0,1$ M.-%/b

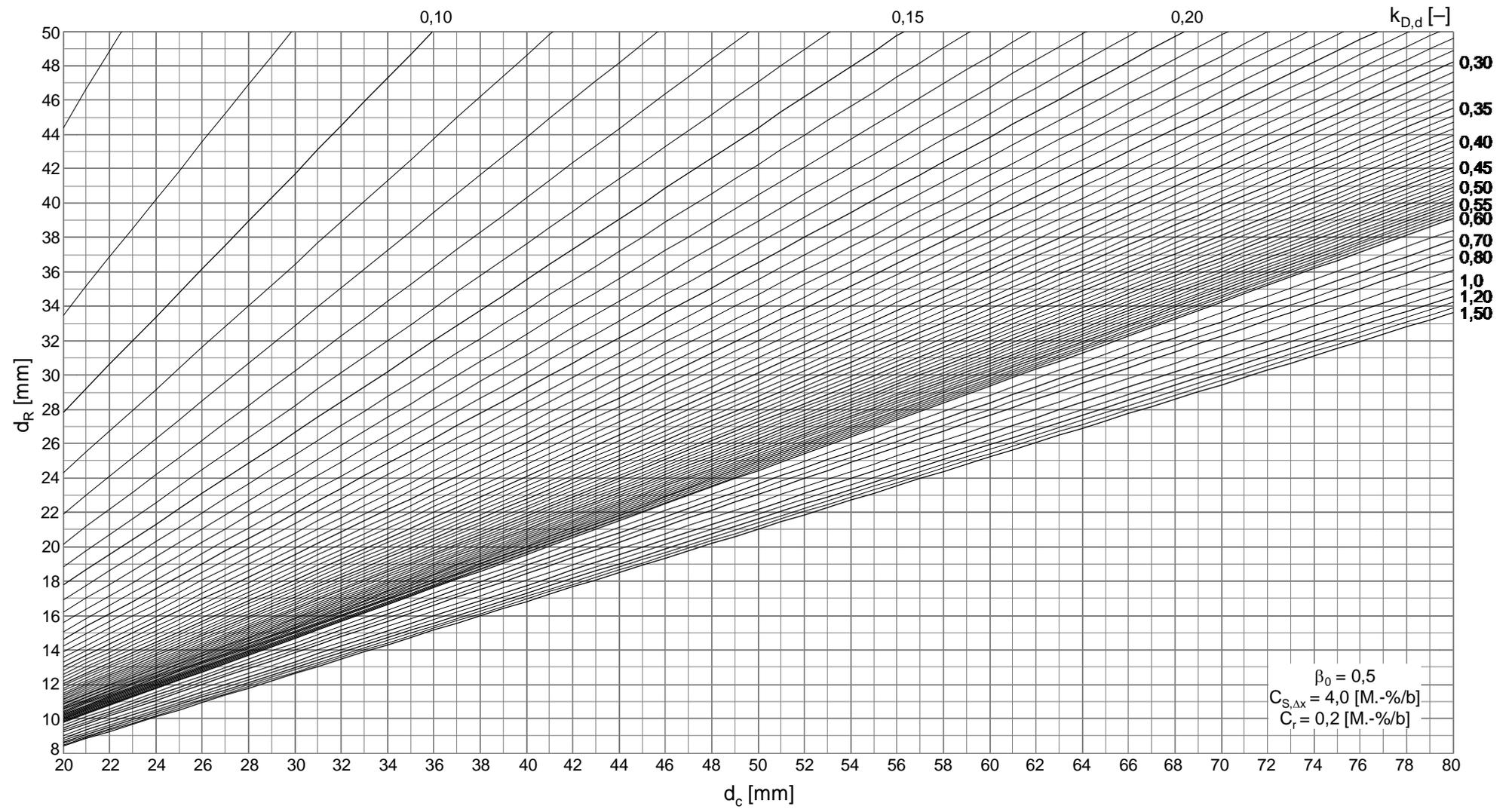


Bild E.27: Bemessungsnomogramm für Zielzuverlässigkeit $\beta_0=0,5$, $C_{S,\Delta x}=4,0$ M.-%/b, $C_r=0,2$ M.-%/b

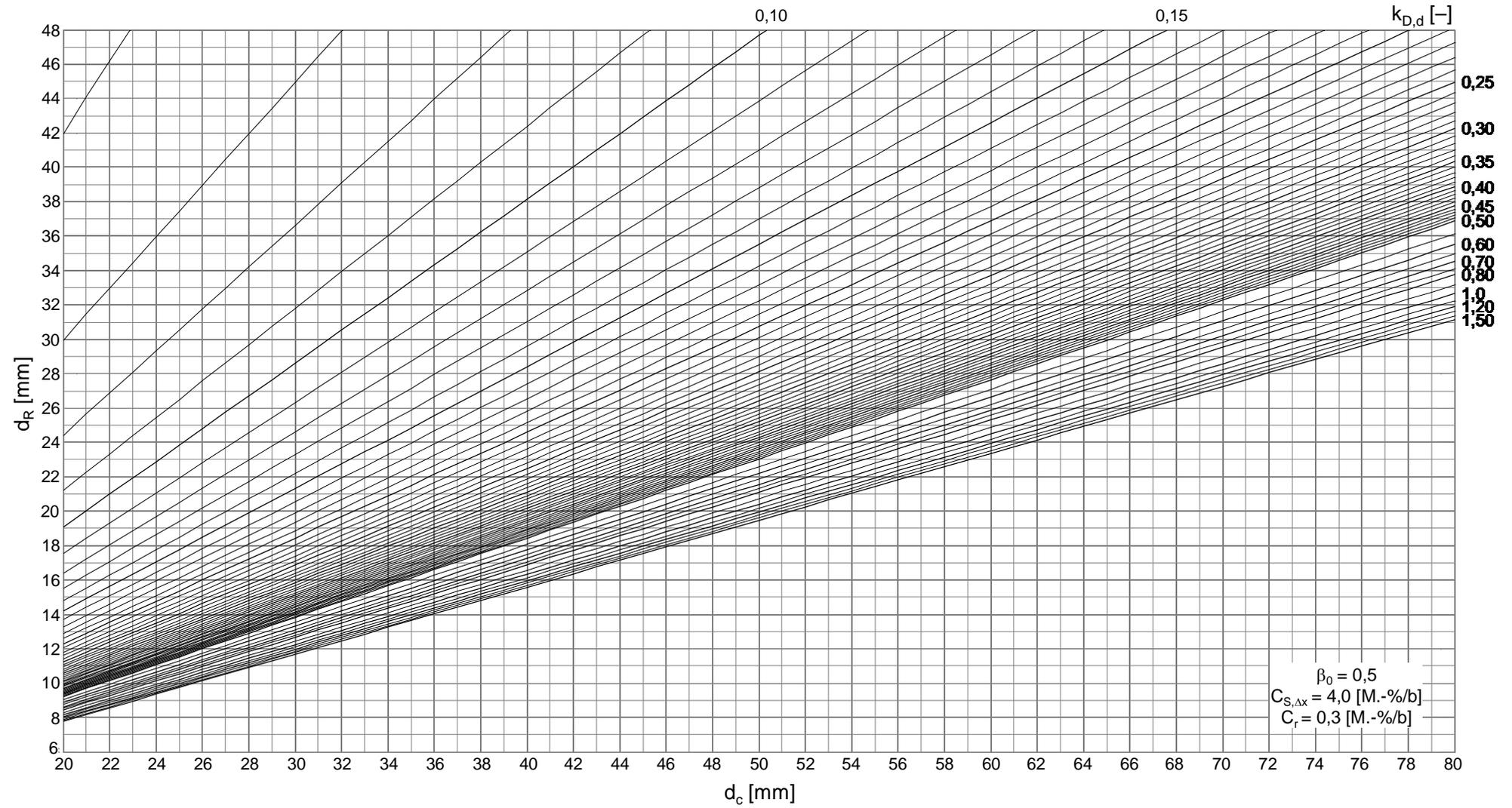


Bild E.28: Bemessungsnomogramm für Zielzuverlässigkeit $\beta_0=0,5$, $C_{S,\Delta x}=4,0$ M.-%/b, $C_r=0,3$ M.-%/b

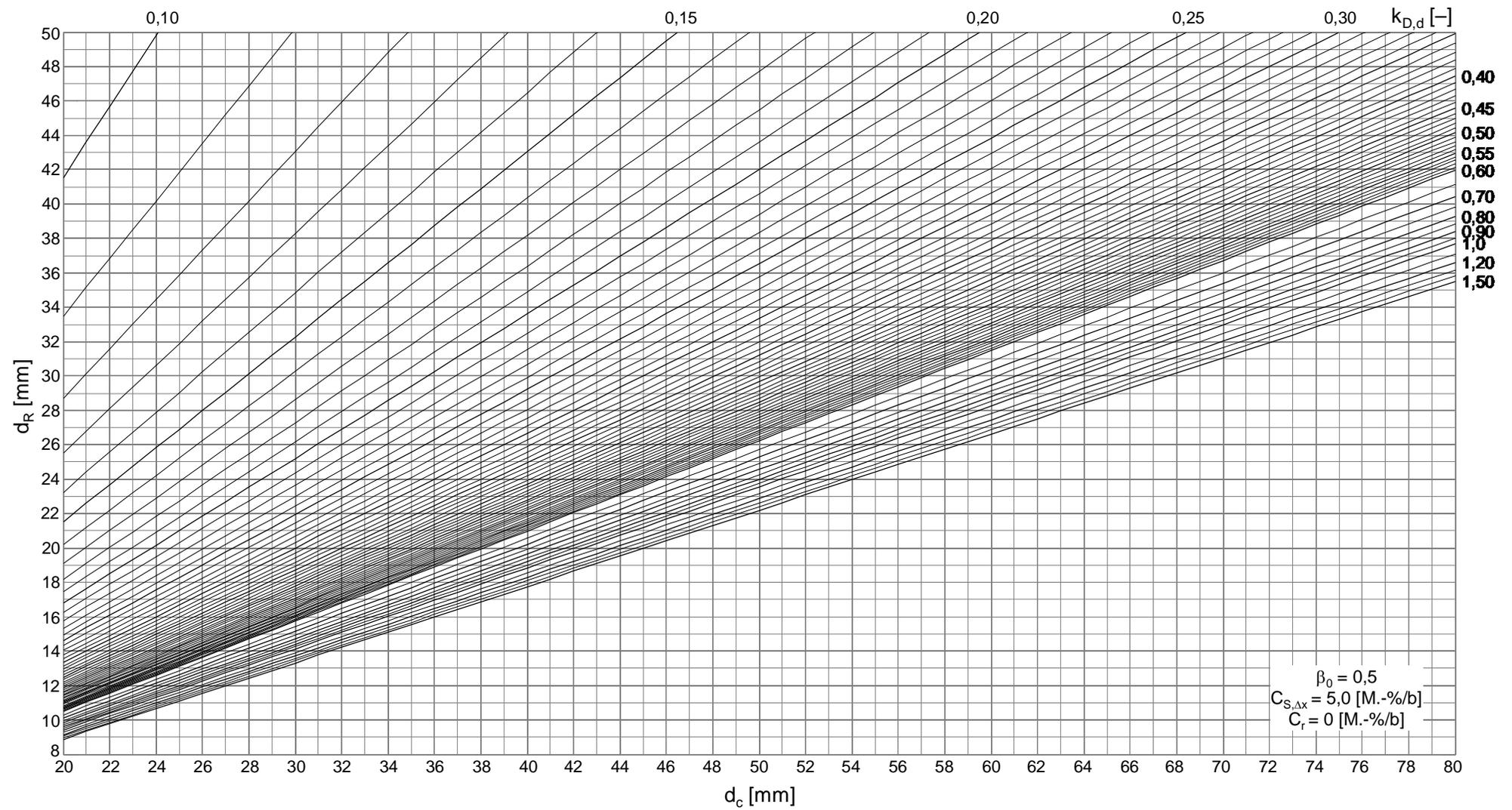


Bild E.29: Bemessungsnomogramm für Zielzuverlässigkeit $\beta_0=0,5$, $C_{S,\Delta x}=5,0$ M.-%/b, $C_r=0$ M.-%/b

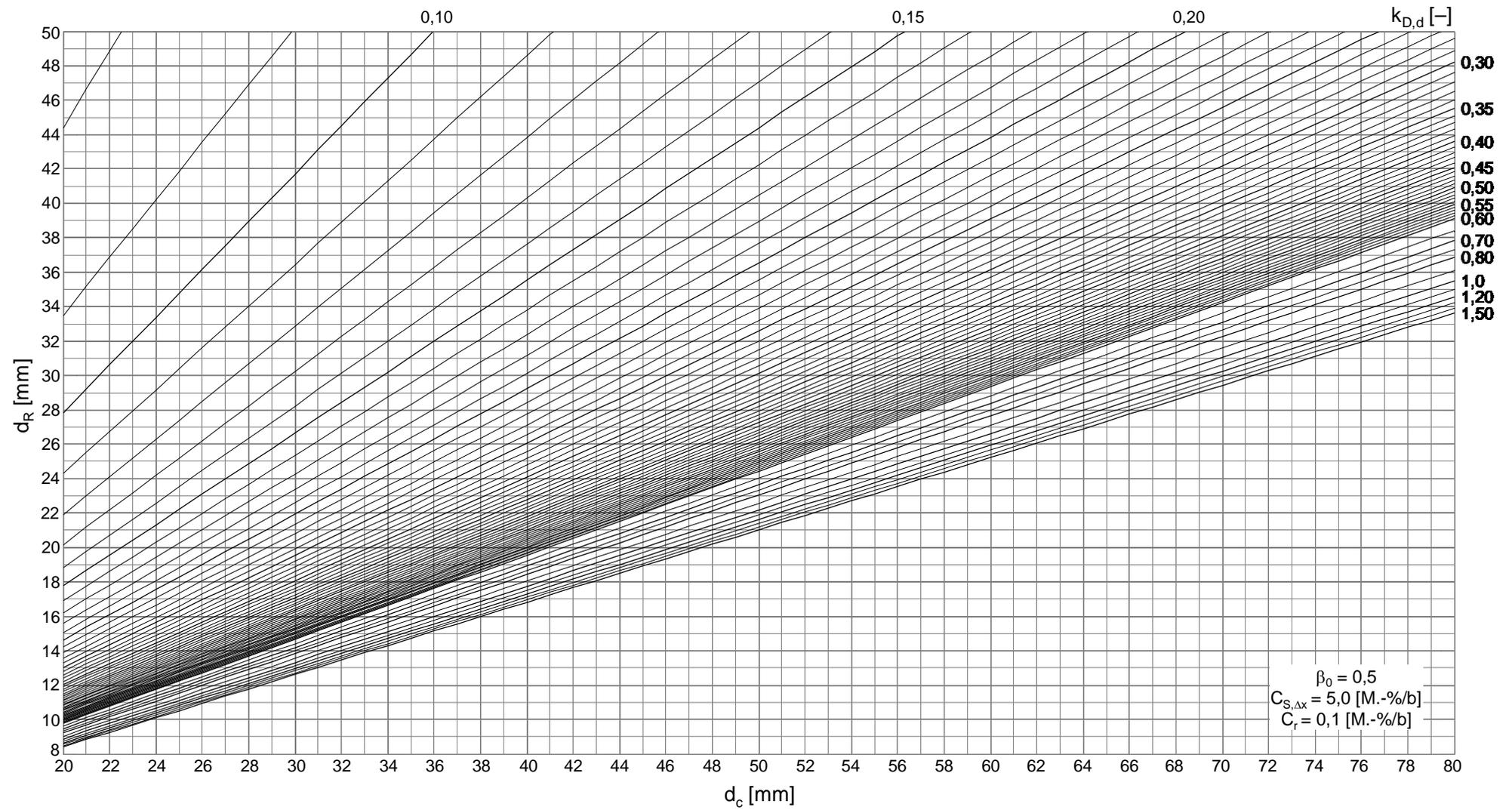


Bild E.30: Bemessungsnomogramm für Zielzuverlässigkeit $\beta_0=0,5$, $C_{S,\Delta x}=5,0 \text{ M.-%/b}$, $C_r=0,1 \text{ M.-%/b}$

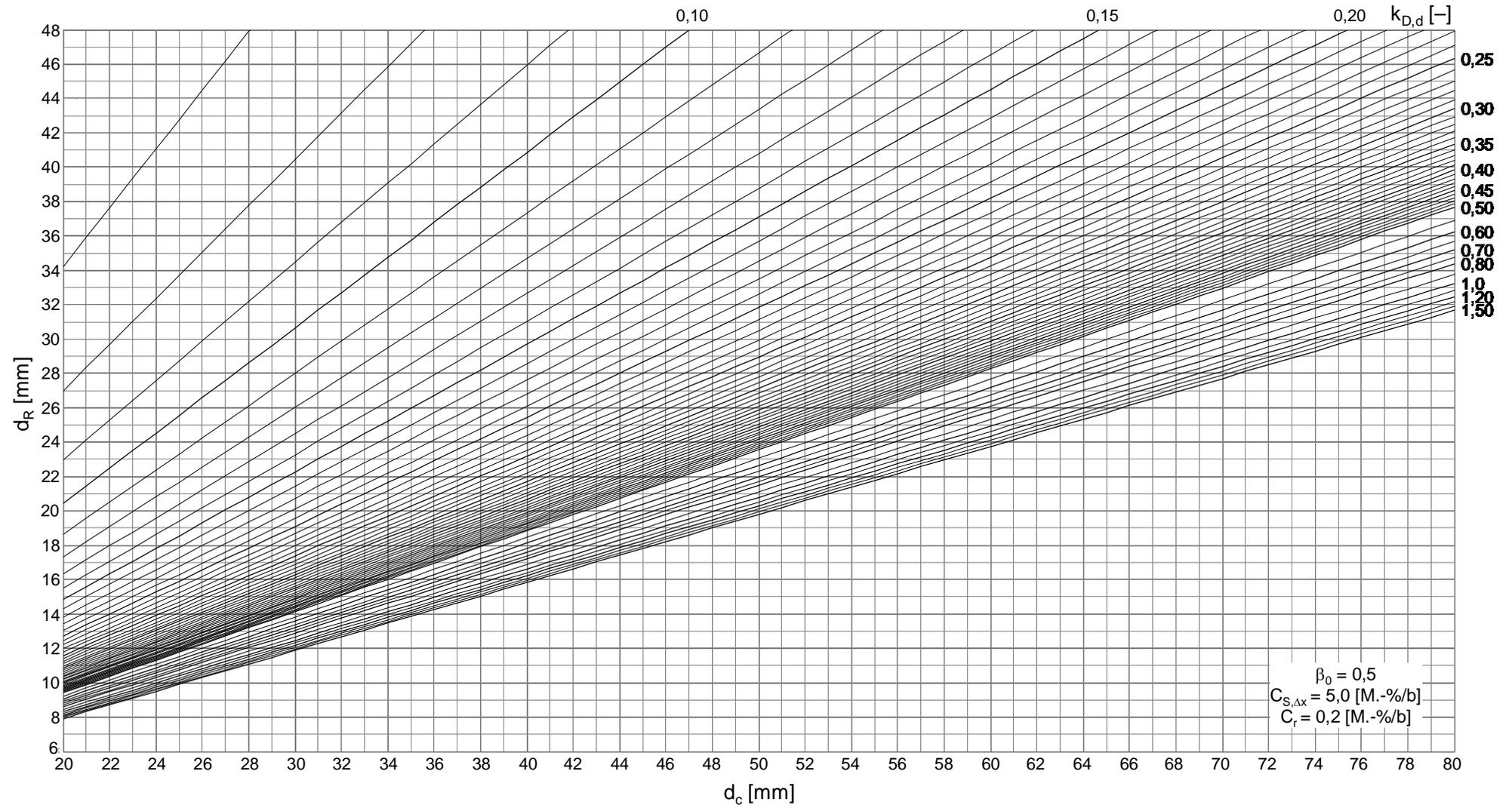


Bild E.31: Bemessungsnomogramm für Zielzuverlässigkeit $\beta_0=0,5$, $C_{S,\Delta x}=5,0$ M.-%/b, $C_r=0,2$ M.-%/b

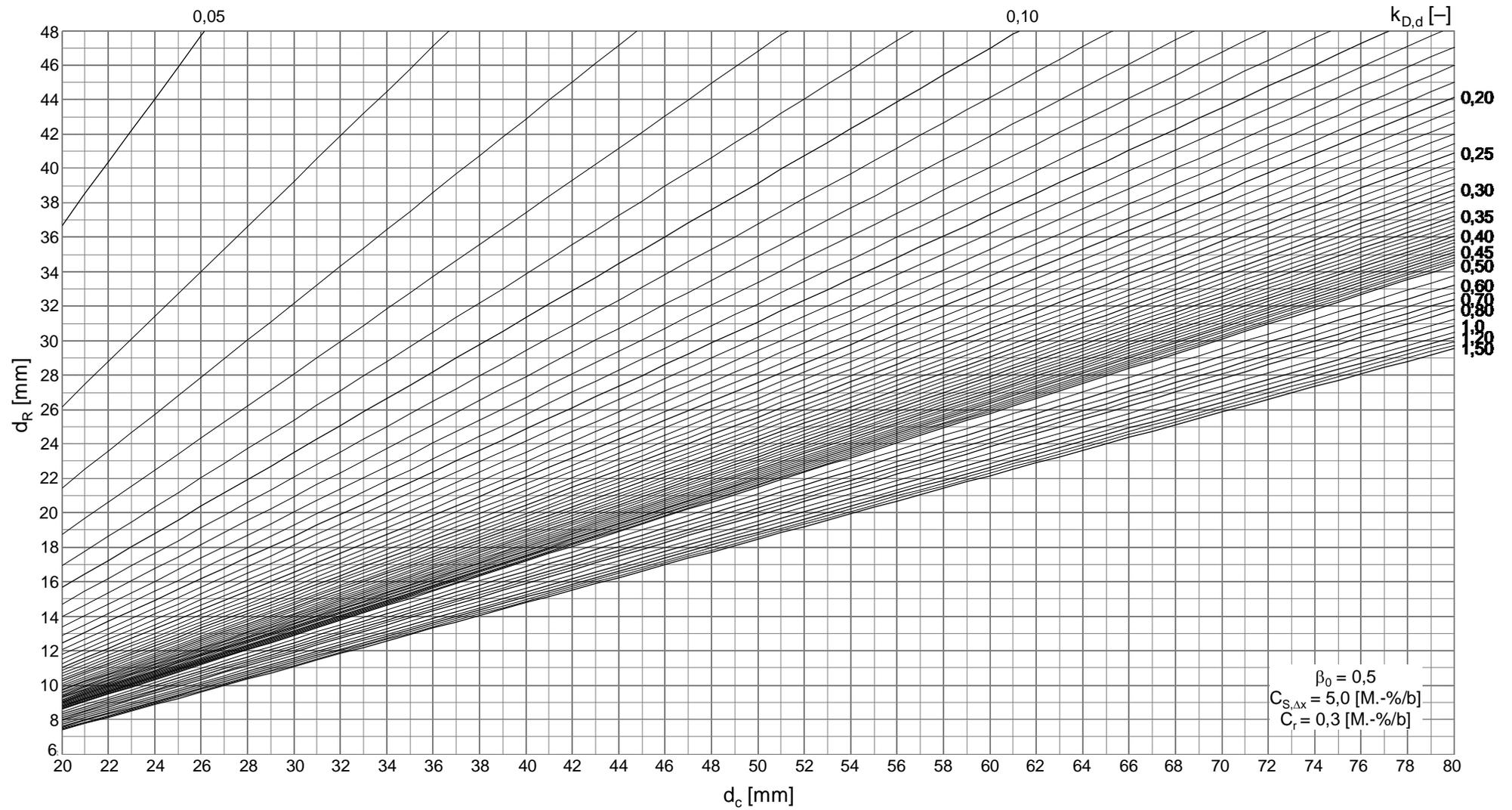


Bild E.32: Bemessungsnomogramm für Zielzuverlässigkeit $\beta_0=0,5$, $C_{S,\Delta x}=5,0 \text{ M.-%/b}$, $C_r=0,3 \text{ M.-%/b}$

