



# DIPLOMARBEIT

Master Thesis

## Entwicklung des Betons im Bereich des Eisenbahnbrückenbaus

Ausgeführt zum Zwecke der Erlangung des Akademischen Grades eines  
Diplom- Ingenieurs unter der Leitung von

o.Univ.-Prof. Dipl.Ing. DDr.techn.Dr.h.c. Ulrich Schneider  
Dipl.Ing. Dr.techn. Johannes Horvath

Institut für Hochbau und Technologie  
Fachbereich Baustofflehre, Werkstofftechnik und Brandschutz

Eingereicht an der Technischen Universität Wien  
Fakultät für Bauingenieurwesen

Von  
Gernot Kolar  
E610 / 0326753  
Arndtstr. 42- 44, R 15  
1120 Wien

Wien, am 16. April 2010

(Gernot Kolar)

## Vorwort

Die Vergabe und Entstehung dieser Arbeit ist der ÖBB Infrastruktur AG, vertreten durch Herrn Univ.-Prof. Dipl.Ing. Dr.techn. Johann Glatzl, zu verdanken. Ein ganz besonderes Dankeschön gilt Herrn Dipl.Ing. Thomas Simandl (ÖBB), dessen stete Unterstützung und Leitung wesentlich zum Gelingen dieser Arbeit beigetragen hat.

Von Seiten der TU Wien gilt mein Dank Herrn o.Univ.-Prof. Dipl.Ing. DDr.techn.Dr.h.c. Ulrich Schneider an dessen Institut die Arbeit ausgeführt wurde. Für die fachliche Betreuung sowie die konstruktive Durchsicht der Arbeit bedanke ich mich bei Herrn Dipl.Ing. Dr.techn. Johannes Horvath.

Meinen Eltern sowie meinen Familienangehörigen danke ich für die Unterstützung, die sie mir in all den Jahren in finanzieller, aber v.a. persönlicher Hinsicht zu teil werden haben lassen. Insbesondere meinem Vater, von dem ich wesentliche Grundlagen für die vorliegende Arbeit erlernt habe.

Abschließend danke ich all meinen Studienkollegen und Freunden, allen voran meiner Partnerin Elisabeth, die mir hilfreich zur Seite gestanden sind und mit denen ich eine wunderbare und unvergessliche Studienzeit erlebt habe – Ich danke Euch.

## Inhaltsverzeichnis

Vorwort .....	2
Inhaltsverzeichnis.....	3
Abkürzungsverzeichnis.....	4
Zusammenfassung .....	5
Abstract.....	5
1. Geschichtliche Entwicklung der im Eisenbahnbau eingesetzten Betone .....	6
1.1. Auszug aus der Geschichte des Betoneisenbahnbrückenbaus.....	6
1.2. Entwicklung des Werkstoffes Stahlbeton .....	10
1.3. Ausblick .....	22
2. Zustandsparameter der Dauerhaftigkeit und deren Messung .....	25
2.1. Karbonatisierung.....	25
2.2. Chloridkorrosion.....	32
2.3. Betondruckfestigkeit.....	37
2.4. Betondeckung .....	39
2.5. Art und Zustand der Bewehrung.....	39
2.6. Zustandsbewertungsschema der ÖBB .....	40
3. Untersuchungen zur Dauerhaftigkeit von Eisenbahnbrücken .....	41
3.1. Auswahl der Objekte.....	41
3.2. Objektbeschreibung und Auswertung der Messergebnisse .....	41
3.3. Auswertung der Prüfergebnisse – Vergleiche.....	76
4. Weiterführende Untersuchungen.....	86
5. Resümee.....	88
Abbildungsverzeichnis.....	89
Grafikverzeichnis.....	90
Tabellenverzeichnis.....	91
Quellenverzeichnis .....	92

## Abkürzungsverzeichnis

*	Mit * gekennzeichnete Brückenobjekte sind nach dem alten Bewertungsschema der ÖBB beurteilt
■ Beton karb.	gemessener Maximalwert der Karbonatisierung
■ Beton nicht karb.	nicht karbonatisierter Beton
y	Karbonisierungstiefe
– y mittel	Mittelwert der Karbonisierungstiefe einer Prüfstelle
c	Betonüberdeckung der Bewehrung
◆ max. Üb längs	maximale, gemessene Betonüberdeckung der Bewehrung in Haupttragrichtung
▲ min. Üb längs	minimale, gemessene Betonüberdeckung der Bewehrung in Haupttragrichtung
– mittlere Üb längs	Mittelwert der Betondeckung der Bewehrung in Haupttragrichtung
◇ max. Üb quer	maximale, gemessene Betonüberdeckung der Verteilerbewehrung
△ min. Üb quer	minimale, gemessene Betonüberdeckung der Verteilerbewehrung
– mittlere Üb quer	Mittelwert der Betondeckung der Verteilerbewehrung
k	Karbonisierungskoeffizient des Betons
$\tau$	Betonalter
M. % v. Z.	Masseprozent vom Zementanteil
HPC	High Performance Concrete
UHPC	Ultra High Performance Concrete
UHPFRC	Ultra High Performance Fibre Reinforced Concrete

## Zusammenfassung

Ziel der vorliegenden Arbeit ist die Feststellung der in der Geschichte des Eisenbahnbrückenbaus eingesetzten Betonsorten. In diesem Zusammenhang ist es unumgänglich, auch die Entwicklung der eingesetzten Bewehrungsstähle darzustellen.

Dabei wird mit einem geschichtlichen Abriss der Anfänge des Betonbaus begonnen, in weiterer Folge werden die wesentlichen Schritte in der Entwicklung des Stahlbetonbaus dargestellt. Von besonderem Interesse ist das Herausarbeiten der Eigenschaften, die die eingesetzten Betone hinsichtlich der Dauerhaftigkeit von Stahlbetonkonstruktionen mit sich bringen.

In weiterer Folge wird ein Ausblick auf gerade in Entwicklung und Erprobung befindliche Betone, sowie deren Eigenschaften und Anwendung im Eisenbahnbrückenbau, gegeben.

Im zweiten Teil der Diplomarbeit werden 13 im Verlauf des 20. Jh. errichtete Brücken aus dem Bestand der ÖBB auf ihre Dauerhaftigkeit untersucht. Dazu werden zunächst die maßgeblichen Umwelteinflüsse erörtert und dann deren Auswirkungen an den Bauwerken gemessen.

In einem weiteren Schritt erfolgt die Beurteilung und Interpretation der Messergebnisse. Es werden Aussagen über die Nutzungsdauer der Brücken in den einzelnen Epochen gemacht, um schließlich ein Bild über die Bauqualität im Verlauf des vergangenen Jahrhunderts zu erhalten.

## Abstract

This diploma thesis tends to determine the used concrete in the history of concrete railway bridge construction. In this context it's necessary to demonstrate the development of the embedded reinforcement bars as well.

Starting with a brief review of the beginnings of concrete construction, the major developments in reinforced concrete construction are stated and accomplished by a preview on the concrete sorts in development or proving. Special interest is put on the characteristics of the used concrete sorts in combination with their durability in bridges out of reinforced concrete.

In the second part of this thesis 13 railway bridges of the ÖBB, built in the 20<sup>th</sup> century, are inspected concerning their durability. Therefore the relevant environmental influences are determined and their impact on the buildings is measured.

These measures are interpreted in order to get an approximate value of their life expectancy. Finally an interpretation and comparison of all objects shows tendencies in the construction quality during the last century.

# 1. Geschichtliche Entwicklung der im Eisenbahnbau eingesetzten Betone

## 1.1. Auszug aus der Geschichte des Betoneisenbahnbrückenbaus

Die Geschichte des Betons hat ihre Wurzeln nicht wie weitläufig angenommen im alten Rom. 7600 Jahre alte, steinzeitliche Funde belegen, dass schon bedeutend früher gebranntes Material für Mörtel verwendet wurde [1]. Dieses Wissen wurde über die Hochkulturen der Ägypter und Griechen an die Römer weitergegeben, unter welchen der Werkstoff Bekanntheit unter dem Namen Opus Caementitium erlangte. Diese Bezeichnung ist namensgebend für einen der wichtigsten Bestandteile des Betons, dem Zement.

Durch die Vermengung von gebranntem Kalk und Sand, dem Mörtel, und der Beimengung von Ziegelmehl entstand ein Bindemittel das hohe Festigkeiten aufwies und darüber hinaus noch wasserbeständig war. Zum Einsatz kam er sowohl im Hochbau, beispielweise bei der Kuppel des Pantheons in Rom, aber auch bei Infrastrukturbauten wie Hafenmauern, Aquädukten und Brücken, wovon heute noch die Engelsbrücke in Rom zeugt. Es konnten zunächst jedoch nur Druckkräfte abgeleitet werden.

Mit dem Untergang des Weströmischen Reiches verlor der Beton jedoch bis auf wenige Ausnahmen wie beispielsweise der Karlsbrücke in Prag für Jahrhunderte seine Bedeutung in der Baukunst [2].

Seinen zweiten bedeutenden Auftritt in der Geschichte feierte der Beton im beginnenden 19. Jahrhundert durch die Erfindung des Portlandzementes durch *Joseph Aspdin* im Jahr 1824. Es handelte sich jedoch noch um eine Form des Romanzementes da die Bedeutung des Sinters erst 1844 durch *Isaac Charles Johnson* erkannt wurde. Die Konstruktionsformen lehnten sich in dieser Epoche noch sehr stark an den Natursteinbögen an. Beim Bau dieser Bogenbrücken kam Stampfbeton zum Einsatz. Dieser hatte einen Zementgehalt von nur 80 bis 100 kg/m<sup>3</sup>, Zement war zu dieser Zeit teuer, und wurde durch das namensgebende „Stampfen“ in der Schalung verdichtet.

Die ersten Brücken aus Eisenbeton im Eisenbahnbau, die Bezeichnung Stahlbeton wurde erst später eingeführt, bestanden aus einbetonierten Walzeisensträgern, welche häufig durch ausrangierte Schienen ersetzt wurden. „Der Cementbeton sollte dabei nicht zur Standsicherheit der Brücke beitragen – dafür waren die Walzträger allein zuständig – sondern er sollte dem kurzen Brückenüberbau mehr Eigenlast geben, die Räume zwischen den Walzträgern füllen, und eine geschlossene Fahrbahnplatte schaffen, über die dann mit Schotterbett verlegt werden konnte“ [3]. Diese Bauweise war jedoch nicht für große

Stützweiten gedacht, was auch durch die begrenzten Walzlängen nicht möglich war. Die Regelpläne der k. k. Österreichischen Staatsbahnen aus dem Jahr 1902 sahen Stützweiten von 0,6 bis 7 m vor (siehe Abb. 1.1). Aktuelle Anwendungen erreichen Spannweiten von etwa 20 m.

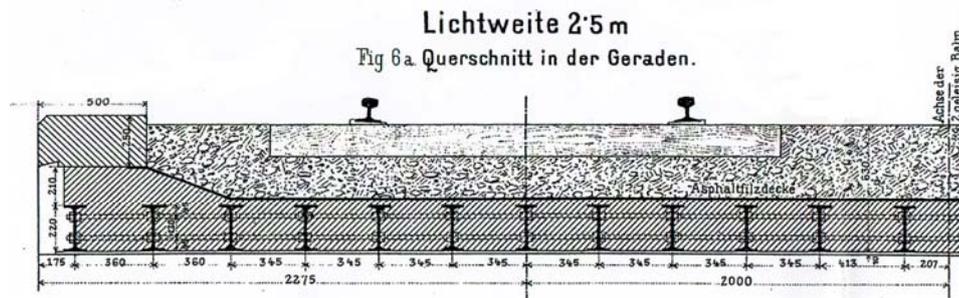


Abb. 1.1: Querschnitt einer Walzeisen-in-Beton Brücke aus dem Jahre 1903

In Deutschland wurden vor dem 1. Weltkrieg mehr als 50 % der Brücken in dieser Bauweise errichtet, aber auch in Österreich kam dieser Konstruktionstyp häufig zum Einsatz. Grund für die große Beliebtheit dieses Konstruktionstyps waren die einfache Bauform sowie die geringen Unterhaltskosten. Auch heute noch schätzt man diese Vorzüge, jedoch werden derartige Brücken heute als Verbundbrücken ausgeführt, wodurch dem Beton heute eine tragende Funktion zukommt.

Erst durch die Verbindung von Eisen und Beton gelang in den letzten Jahrzehnten des 19. Jh. der Bau von flachen und weitgespannten Konstruktionen. Das Eisen übernahm dabei die auftretenden Zugkräfte, sodass von der Form des Druckbogens abgewichen werden konnte. Somit war die Idee des Verbundwerkstoffes Stahlbeton geboren.

Große Namen dieser Zeit waren die Franzosen *Joseph-Louis Lambot* und *Joseph Monier* sowie *Gustav Wayß* und *Mathias Koenen* aus Deutschland. Basierend auf dem Patent *Moniers* entwickelte *Wayß* das Moniergewölbe. Während bei *Monier* der „Eisendraht“ mittig im Bauteil lag, ordnete *Wayß* diesen bereits in der Zugzone an. Dies zeugt von einer zunehmend wissenschaftlichen Betrachtung des neuen Werkstoffes, man begann die Funktionsweise des Zusammenspiels der beiden Werkstoffe zu verstehen.

Die ersten wirklichen Eisenbetonbrücken im Eisenbahnbrückenbau wurden nach dem Prinzip der Moniergewölbe errichtet. Das Vertrauen der Ingenieure in den neuen Werkstoff war zunächst gering, außerdem musste sich der Eisenbeton erst gegen die bewährte Ziegel- Natursteinbauweise

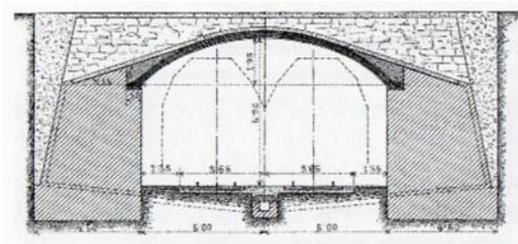


Abb. 1.2: Monier- Gewölbe der Vorortebahnen von Wien aus [4]

beweisen. Um Aufschluss über die Tragfähigkeit zu erhalten, wurden im Jahr 1889 durch die *k. k. priv. Südbahngesellschaft* Versuche an Monierbögen (Stützweite 10 m, Bogendicke 15 auf 20 cm) durchgeführt. „Der 1890 konstituierte *Österreichische Gewölbeausschuss* setzte 1892 mit den *Purkersdorfer Versuchen* die Bemühungen fort.“ [4]. Noch vor Auswertung der Ergebnisse wurden durch die Österreichischen Staatsbahnen bereits 1883 Regelpläne für Monier-Gewölbe verfasst. „Diese führten zu einer vielfachen Anwendung im Zuge der Vorortebahnen von Wien, wobei man bei einer lichten Weite von 10 m mit 20 cm im Scheitel und 25 cm im Kämpfer, bei eher bescheidenem Pfeilerverhältnis, während ungefähr einem dreiviertel Jahrhundert das Auskommen fand“ [4].

Im beginnenden 20. Jh. wurden Stahlbeton Bogenbrücken mit immer größeren Spannweiten errichtet, wie beispielsweise über die Steyrling (Stützweite 79,1 m) in Oberösterreich (siehe Abb. 1.3). Im Vergleich zu den ersten Bogenbrücken war ihre Struktur zunehmend aufgelöster.



**Abb. 1.3: Bogenbrücke über die Steyrling, Baujahr 1908, Stützweite 79,1 m**

Der Bau von Brücken in Form eines Biegebalkens war zunächst auf geringe Spannweiten beschränkt, wie beispielsweise beim Plattenbalkentragwerk in Abb. 1.4 (Spannweite 4 m). Man hatte Bedenken wegen des Korrosionsschutzes der Bewehrung und stellte sich die Frage „wie dauerhaft der Korrosionsschutz der Stahlbewehrung bleibt, wenn häufige Lastwechsel den Risszustand der Betonzugzone beeinflussen“ [3]. In der Anzahl standen die Biegebalkenbrücken den Bogenbrücken jedoch nicht nach. Im Laufe des 20. Jh. entwickelten sich die Balken- und Plattentragwerke zur meist gebauten Stahlbetonweise. Grund dafür lag in der im Vergleich zur Bogenbrücke einfachen Schalung.

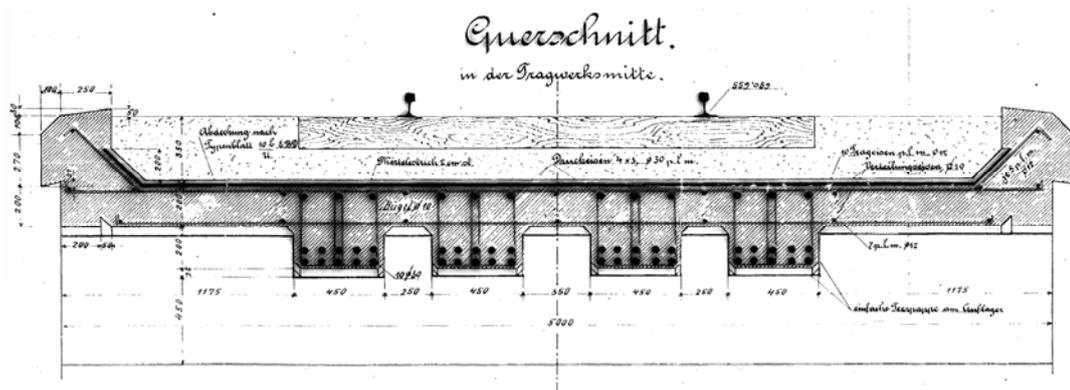


Abb. 1.4: Querschnitt einer Plattenbalkenbrücke aus dem Jahr 1909, Spannweite 4 m

Spannweiten über 10 m in Balkenbauweise waren erst durch den Ersatz des bisher verwendeten Flusseisens durch Stahl möglich. Die dadurch aufnehmbaren größeren Spannungen bei gleichzeitig geringerer Dehnung ermöglichten es, es die Rissbreiten auch bei größeren Spannweiten zu beschränken.

Ende des 19. Jh. kam die Idee auf, durch das Aufbringen einer Vorspannung den im Querschnitt auftretenden Zug zu überdrücken. Die ersten angewandten Vorspannsysteme waren jedoch ohne Verbund und verloren sehr schnell ihre Wirkung, da der Beton zu Schwinden und Kriechen begann. Dem wurde zwar durch Nachspannen entgegengewirkt, jedoch erst durch die Entwicklung hochfester Spannstähle begann sich die Methode der vorgespannten Brücken ab Mitte der fünfziger Jahre zu verbreiten. In weiterer Folge wurde die Spannbetonbauweise auch bei größeren Stützweiten angewandt.

Gegenwärtig werden v.a. im Hochgeschwindigkeitsbereich Spannbetonbrücken eingesetzt. Durch die große Steifigkeit des Spannbetonträgers ergeben sich nur geringe Formänderungen bei der Überfahrt durch Züge, was aus Gründen der Sicherheit aber auch des Fahrkomforts unerlässlich ist.

Eine immer häufiger werdende Brückenform stellen die Stahl- Beton Verbundbrücken dar (siehe Abb. 1.5). Diese eröffnen gegenüber dem reinen Stahl- oder Massivbau eine Vielzahl von verschiedenen Möglichkeiten für den Entwurf und die Ausführung von Tragwerken. Unter Berücksichtigung der Stärken und Schwächen der beiden Werkstoffe lassen sich wirtschaftliche Konstruktionen realisieren, die sich durch



Abb. 1.5: Belastungsprobe einer Verbundbrücke über die Salzach bei Salzburg

Robustheit und Langlebigkeit auszeichnen.

Eine weitere Form der heutzutage angewandten Brückenquerschnitte aus Stahlbeton stellt die Trogbrücke dar (siehe Abb. 1.6). Diese Konstruktionsform ermöglicht eine geringe Gesamtbauhöhe, da die Hauptträger als Seitenwände über das Fahrbahndeck hinausgeführt werden und somit eine hohe statische Höhe bei gleichzeitig niedriger Gesamtbauhöhe ermöglichen.

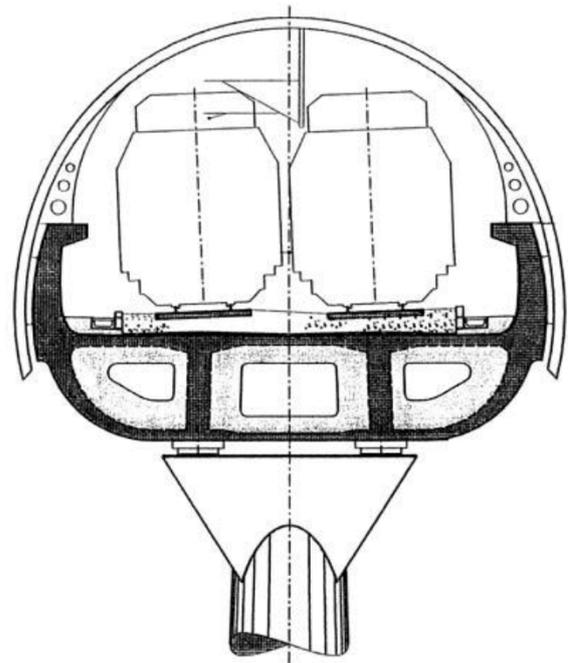


Abb. 1.6: Trogbrücke (488 m) aus Spannbeton über den Inn aus [40]

## 1.2. Entwicklung des Werkstoffes Stahlbeton

Für die Geschichte des Stahlbetonbaus ist der Fortschritt der Herstellung der einzelnen Bestandteile des Stahlbetons von großer Bedeutung. Erst durch die Erfindung des Portlandzementes wurde der Betonbau in seiner heutigen Form möglich und ohne die Verbindung mit dem Stahl gäbe es keinen Stahlbeton. Im Folgenden werden die wichtigsten Eckdaten in der Entstehung des Verbundwerkstoffes Stahlbeton dargestellt. Auch die in den jeweiligen Epochen gültigen Normen werden erwähnt, sie stellen den jeweiligen Stand der Technik dar und zeigen wie der steigende Wissenstand um den Werkstoff Stahlbeton in der Praxis umgesetzt wurde.

### 1.2.1. Beton

Bei den ersten in Österreich hergestellten Zementen handelte es sich um sogenannte Romanzemente. Diese Natur-Portlandzemente wurden aus Kalkmergel erstmals 1842 in Kufstein durch den Straßenmeister *Franz Kink* hergestellt. Der eigentliche Portlandzement entsteht durch die künstliche Mischung von Ton und Kalkstein, diese wird bis zur Sinterung gebrannt. 1856 wurde in Kirchbichl in Tirol Portlandzement zum ersten Mal industriell durch *Alois Kraft* erzeugt, auf demselben Werksgelände wurde später die Kalk- und Portlandzementfabrik AG Perlmoos gegründet.

Die ersten normativen Regelungen, die „Bestimmungen für die einheitliche Lieferung und Prüfung von Portlandzement“ wurde 1878 vom Österreichischen Ingenieur- und Architektenverein herausgegeben.

Mit der Entdeckung von Hochofenschlacke für die Zementherstellung um die Jahrhundertwende war ein weiterer Schritt getan. Je nach Anteil im Beton konnte damit die entstehende Wärme bei der Hydratation verringert werden, wodurch er sich besonders für massige Bauteile eignete [1]. Des Weiteren hat dies zur Folge, dass Hüttenzemente eine geringere Frühfestigkeit bei jedoch gleicher Endfestigkeit wie Portlandzemente aufweisen.

Die damals getroffene Unterscheidung in Produktgruppen (Tab. 1.1) hat bis heute Gültigkeit [5].

**Tab. 1.1: Zementgruppen**

Anteil Hochofenschlacke	Bezeichnung
< 2 %	Portlandzement
bis 30 %	Eisenportlandzement
bis 50 %	Hochofenzement

Bis zur Jahrhundertwende wurde als Zuschlagstoff Kies, darunter sind Körnungen von 5 – 45 mm zu verstehen, je nach Verfügbarkeit verwendet. Sehr schnell wurde jedoch erkannt, dass eine gewisse Ungleichförmigkeit der Zuschläge notwendig ist, um ein dichtes Gefüge und damit eine gleichmäßige Festigkeiten zu erhalten. So wurde 1907 bereits als Zuschlagstoff Steinmaterial von ungleicher Korngröße vorgeschrieben.

Zu der Zeit war die Angabe der Mischrezeptur für Beton über das Raumverhältnis üblich (siehe Abb. 1.7), auch die Zementmenge wurde so festgelegt. Wasser wurde nach „Gefühl“ zugegeben, wobei die Menge von der angestrebten Konsistenz abhing.

**Bemerkungen:**

1. Zur Herstellung des Stampfbetons ist Portlandzement, reiner rascher Fluß- oder Grubensand und erdfreier Schotter in der Maximalgröße von 4 cm zu verwenden.
2. Das Mischungsverhältnis für den Stampfbeton ist 280 Kg. Portlandzement zu 1 m<sup>3</sup> Sand und Schotter (Volumen-Mischungsverhältnis 1:6)

**Abb. 1.7: Planauszug einer Mischrezeptur aus dem Jahr 1902 der k. k. österr. Staatsbahnen**

Um den Rostschutz der Bewehrung zu gewährleisten ging man dazu über, den Zementgehalt pro Raummeter in Gewichtsanteilen anzugeben. Üblich waren 280 kg/m<sup>3</sup> als geringster Wert bis zu 470 kg/m<sup>3</sup> für hochwertigen Beton.

Bezüglich der Wasserzugabe hieß es in einem Erlass des k. k. Ministeriums für öffentliche Arbeiten aus dem Jahr 1911 zur Herstellung von Stampfbeton und Eisenbeton, das nur plastischer Beton zu verwenden ist, „der Wasserzusatz jedoch so zu bemessen ist, dass der Beton noch gestampft werden kann und dabei weich wird. Unter der Wirkung der Schwere darf sich der Mörtel nicht vom Steinmaterial lösen“ [6].

Die Verwendung von Gussbeton war zu diesem Zeitpunkt im europäischen Raum weniger üblich als im anglikanischen. Laut einem Erlass des *Bundesministeriums für Handel und Gewerbe, Industrie und Bauten* aus 1920 ist die Verwendung von „Flüssiger Betonmasse“ nur

dann zulässig, wenn durch die Bewehrung oder Schalungsform ein Stampfen nicht mehr möglich ist. Als Größtkorn für die Zuschläge darf 20 mm nicht überschritten werden.

Die nächsten wichtigen Schritte in der Vereinheitlichung und Normierung geschehen mit der Einführung von der ÖNORM B 2302 aus dem Jahr 1927. In dieser wird Beton in den drei Konsistenzklassen erdfeuchter, weicher und flüssiger Beton unterschieden [6]:

*Erdfeuchter Beton:* enthält soviel Wasser, dass gegen Ende des Stampfens seine Oberfläche deutlich feucht wird.

*Weicher Beton:* eignet sich besonders für Eisenbeton. Er enthält soviel Wasser, dass die Masse teigartig wird.

*Flüssiger Beton:* darf nur bei ausgesuchter Zusammensetzung der Zuschläge und besonders guten Einrichtungen für das Mischen und Einbringen verwendet werden. Er enthält soviel Wasser, dass er breiig fließt.

Des Weiteren werden zum ersten Mal Anforderungen für frühhochfesten Portlandzement angegeben. Die Baupraxis machte dies erforderlich, da der Faktor Zeit im Bau wie auch heute eine große Rolle spielte.

Mit dem Anschluss an Deutschland wurden 1938 auch in Österreich die entsprechenden deutschen Normen gültig. Dies hatte jedoch zunächst nur wenig Einfluss, da die österreichischen und deutschen Vorschriften ähnlich waren.

In der nun gültigen DIN 1045 aus dem Jahr 1943 finden sich erstmals die Betonklassenbezeichnungen wie sie für die zweite Hälfte des 20. Jh. bestehen bleiben sollten. Statt der bisherigen Unterscheidung in Beton, hochwertigem Beton bzw. frühesten Beton, werden die Klassenbezeichnungen B 120 bis B 300 eingeführt. Bei diesen entspricht die Klassenbezeichnung der jeweiligen Würfeldruckfestigkeit ( $B 300 = 300 \text{ kg/cm}^2$ ).

In der ÖNORM B 4200 aus 1953 werden diese Bezeichnungen übernommen und um die Klasse B 400 erweitert. Des Weiteren wird zum ersten Mal das Traglastverfahren anstatt des bisher angewandten Gebrauchslastverfahrens zur Anwendung zugelassen.

Eine Zusammenstellung der Betondruckfestigkeiten ist in Tab. 1.2 enthalten. Sie zeigt, wie sich die möglichen Druckfestigkeiten im Verlauf des Jahrhunderts gesteigert haben.

Im Verlauf der Gültigkeit der B 4200 wurden die Festigkeitsklassen bis zu B 600 erweitert.

Die 1995 eingeführte B 4700 hat den Übergang zu den heute gültigen Eurocodes gebildet. Bisher wurde die Druckfestigkeit an Probekörpern mit 20 cm Kantenlänge bestimmt. Der Wechsel auf Probekörper mit 15 cm Kantenlänge wurde durch eine andere Lagerung der Probekörper vor der Prüfung ausgeglichen, wodurch die Analogie der alten Bezeichnungen zu

den neuen erhalten bleibt (B 300 = B 30 = C 25/30). Mit dem Eurocode 2 steigen die in der Norm aufgelisteten Festigkeiten bis Klasse C 100/115.

Die Herstellung von hochfesten Betonen, diese haben eine Druckfestigkeit von über 60 N/mm<sup>2</sup>, ist jedoch nicht erst seit der Jahrtausendwende möglich sondern gelang bereits in den 50iger Jahren. Die damals erreichte Festigkeit von 75 N/mm<sup>2</sup> konnte in den 60iger Jahren sogar auf 140 N/mm<sup>2</sup> (unter Laborbedingungen) gesteigert werden.

Den Durchbruch für die Herstellung von hochfestem Ort beton brachte aber erst die Entdeckung der Silika als Betonzusatzstoff und die Entwicklung von Hochleistungsverflüssigern in den 70iger Jahren. Die Eigenschaften und Anwendungen Ultrahochfestem Beton (UHPC) werden in Abschnitt 1.3 beschrieben.

Tab. 1.2: Betondruckfestigkeit und E- Modul aus [5]

Bauphase, Bezeichnung	$f_{cwm}$ N/mm <sup>2</sup>	$f_{ck}$ N/mm <sup>2</sup>	$E_{cm}$ 10 <sup>3</sup> N/mm <sup>2</sup>
<b>Bestimmungen 1907 bis 1920</b>			
280 kg PZ (1:5)	13	-	14
350 kg PZ (1:4)	15	-	14
470 kg PZ (1:3)	17	-	14
<b>ÖNIG B 2302: 1927</b>			
PZ	≥ 10	-	-
Frühhochf. PZ	≥ 13	-	-
<b>ÖNORM B 2302: 1931</b>			
PZ	≥ 13	-	-
Frühhochf. PZ	≥ 16	-	-
<b>ÖNORM B 2302: 1936</b>			
PZ	≥ 13	-	-
Frühhochf. PZ	≥ 18	-	-
<b>Dt. Ausschuss f. Eisenbeton: 1938</b>			
Handelszement	12	-	-
Hochw. Zement	16	-	-
<b>ÖNORM B4200-3: 1950</b>			
B 50	5	-	-
B 80	8	-	-
B 120	12	-	21
B 160	16	-	25
B 225	22,5	11,9	29
B 300	30	18,3	33
<b>ÖNORM B4200-4, 1953</b>			
B 120	-	-	21
B 160	16	-	25
B 225	22,5	11,9	29
B 300	30	18,3	33
B 400	40	26,9	37
<b>ÖNORM B4200-3: 1959</b>			
B 50	5	-	10
B 80	8	-	12
B 120	12	-	14
B 160	16	-	16
B 225	22,5	11,9	17
B 300	30	18,3	22,5
B 400	40	26,9	30

Ein weiterer Zugang zur Entwicklung des Stahlbetonbaus ergibt sich aus dem Sicherheitsniveau das für die statischen Berechnungen vorgeschrieben war. Im Stahlbetonbau wurde über 100 Jahre lang ein deterministisches Sicherheitssystem mit einem globalen Sicherheitsbeiwert angewandt. Vereinfacht kann dieser als Quotient von nomineller Festigkeit und zulässiger Spannung dargestellt werden. Abb. 1.8 zeigt die Entwicklung des Sicherheitsniveaus in Deutschland von 1904 bis 2002 [7]. In Österreich entwickelten sich die Bemessungsvorschriften in einer zeitlich ähnlichen Abfolge. Pauser stellt in [4] die Entwicklung der zulässigen Biegedruckspannungen nach den jeweils in Österreich gültigen Normen dar (Abb. 1.9).

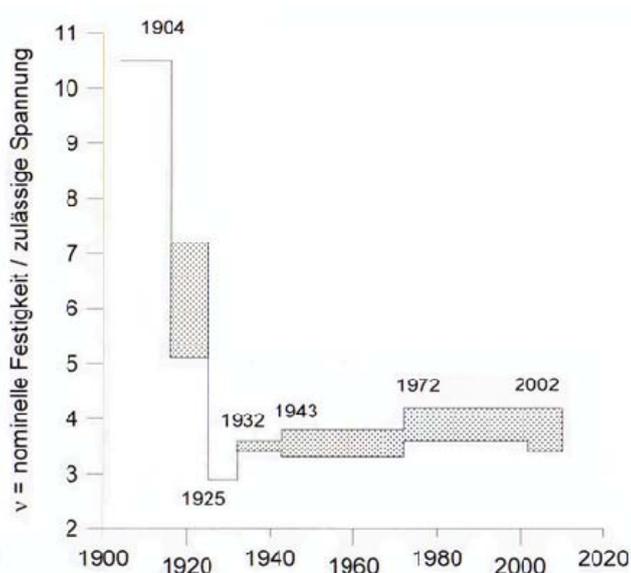


Abb. 1.8: Entwicklung des Sicherheitsniveaus für statische Berechnungen in Deutschland

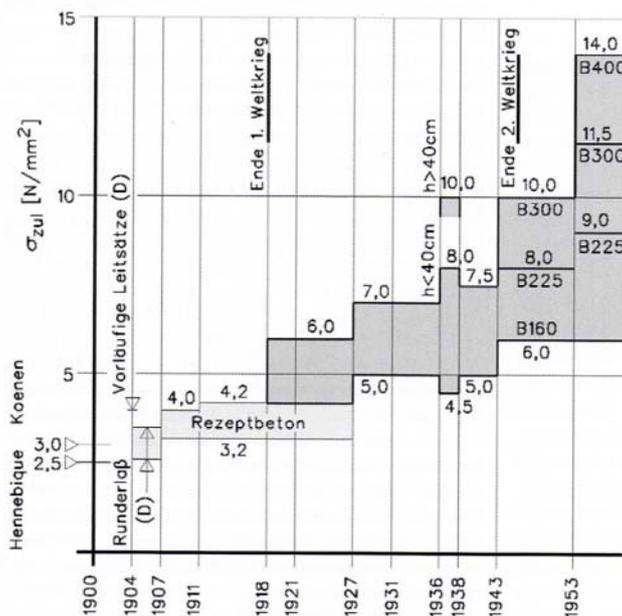


Abb. 1.9: Entwicklung der zulässigen Biegedruckspannungen in der 1. Hälfte des 19. Jh. aus [4]

Der hohe Sicherheitsfaktor bzw. die niederen zulässigen Spannungen in den ersten Vorschriften weisen auf das anfängliche Misstrauen gegenüber dem neuen Werkstoff Eisenbeton hin. Dies legte sich jedoch nach den ersten Jahren des Stahlbetonbrückenbaus.

Seim schreibt in [7], dass in Deutschland bereits 1932 ein ähnliches Sicherheitsniveau wie zum Ende des 20. Jh. definiert war. Die stufenweise Erhöhung des Sicherheitsniveaus in der Grafik ergibt sich aus der Einbeziehung von Betonen höherer Festigkeit.

Die Betrachtung der von Pauser erstellten Grafik zeigt eine ähnliche Entwicklung. Ein großer Schritt in der Erhöhung der zulässigen Biegedruckspannungen bei gleicher Festigkeit geschah mit der ÖNORM B 2302 aus 1927. Grund war die Einführung von frühhochfestem Zement. Ein weiterer Schritt gelang durch die B 4200 aus dem Jahr 1953. Ab diesem Zeitpunkt war auch das

Traglastverfahren als Berechnungsmethode zulässig [4]. In den folgenden Jahrzehnten führten Betone höherer Festigkeit zu höheren zulässigen Biegedruckspannungen.

Im Zuge der europäischen Vereinheitlichung wurde auch das Nachweiskonzept vom deterministischen zum semiprobabilistischen Nachweissystem umgestellt. Die erste Umsetzung erfolgte in ÖNORM B 4700. Dies hatte jedoch keinen Einfluss auf das mittlere Sicherheitsniveau. Durch die Verwendung von Teilsicherheitswerten können Gegebenheiten jedoch besser berücksichtigt werden [8].

### **1.2.2. Bewehrungsstahl**

Wie bereits zuvor erwähnt geht die Erfindung der Stahlbewehrung auf den Gärtner *Monier* zurück. Er verwendete Eisendraht in Kombination mit Rundeisen, zunächst um seine Betonblumenkübel widerstandsfähiger zu machen. In den frühen Jahren des Betonbaus sprach man daher von Monier-Eisen.

Als Bewehrung wurde in der Anfangszeit des Betonbaus hauptsächlich Profileisen verwendet. Dies zeigt sich beispielsweise bei den Walzeisenträgerbrücken. Mit dem Patent des „beton armé“ von *Francoise Hennebique* im Jahr 1892 begann sich jedoch auch das Rundeisen als Bewehrung zu verbreiten.

Bei der verwendeten Bewehrung handelte es sich zu Beginn um Flusseisen, Schweißisen und Flusstahl. Diese hatten eine zulässige Spannung von 90 bis 120 N/mm<sup>2</sup>, was in etwa der Stahlsorte St 37 (S 235) entspricht.

Um die Druckfestigkeit des Betons bei biegebeanspruchten Bauteilen jedoch besser ausnützen zu können, waren Stähle mit höherer Festigkeit notwendig. Da die Eisen produzierende Industrie in der Produktion von Bewehrung nur eine Nebensparte sah, dauerte es, bis spezielle Bewehrungsstähle hergestellt wurden.

Mit der ÖNORM B 2302 von 1927 wurde ausnahmslos Stahl als Material für die Bewehrung vorgeschrieben, dieser zeichnete sich durch einen höheren Kohlenstoffgehalt aus.

Schon vor 1900 hatte sich *Johann Bauschinger* über die Haftfestigkeit zwischen dem Beton und der Bewehrung Gedanken gemacht. Basierend auf Versuchen gingen 4,5 N/mm<sup>2</sup> als zulässiger Wert für Haftspannungen in die Vorschriften ein. Mit der höheren Zugfestigkeit der Bewehrungsstähle bekamen deren Verbundeigenschaften immer größere Bedeutung. Daher ging mit der Entwicklung von Stählen höherer Festigkeit die Optimierung der Oberflächenform

einher [7]. Folge dessen kam es zur Entwicklung von Eisenstäben verschiedenster Form (Abb. 1.10), in Europa hatte jedoch nur das verdrehte Quadrateisen Bedeutung.

Nicht nur durch die Oberflächenform wurde versucht die Zugkräfte der Bewehrung im Beton zu verankern, sondern auch durch die besondere Ausbildung der Stabenden. So wurden diese als Haken oder Bogen ausgeführt, um den Auszieh Widerstand zu erhöhen.

Die Produktion von höher zugfesten Stählen durch Legierung mit anderen Metallen war im frühen 20. Jh. kostspielig. Durch Kaltverformung konnten jedoch ab dem Jahr 1928 Stähle mit einer etwa 50 % höheren Streckgrenze erzeugt werden [4]. Der erste kaltverformte Bewehrungsstahl war die ISTEK Bewehrung, zwei miteinander verdrehte Rundeisen der Güte St 37. Bei dieser Bewehrungsform ist zu beachten, dass sie nicht auf Druck beansprucht werden darf [10]. In weiterer Folge gab es eine Vielzahl unterschiedlicher Formen von Bewehrungsstäben wie z.B. den Drillwulststahl.

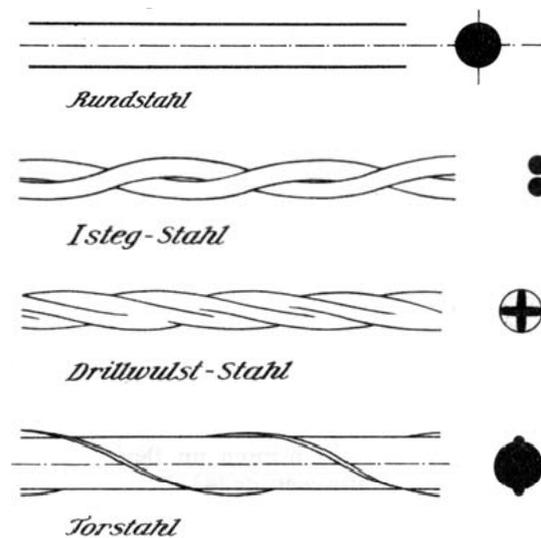


Abb. 1.10: Aussehen der alten Bewehrungsstäbe aus [9]

Mit der Erfindung von Torstahl im Jahr 1934 wurde die für viele Jahrzehnte dominierende Form der Bewehrung gefunden. *Rudolf Schmid* tordierte dazu Rundeisen der Güte St 37 um die eigene Achse. Diese Kaltverformung zeigte sich optisch in zwei spiralförmig verlaufenden Rippen welche die Haftfähigkeit verbesserten. Des Weiteren konnte dadurch eine höhere Streck- und Stauchgrenze bei gleichbleibender Kaltbiegefähigkeit erreicht werden [4].

Durch die unterschiedlichen Oberflächenformen lassen sich noch heute die früher verbauten Bewehrungsstäbe voneinander unterscheiden, insbesondere wenn das Baujahr bekannt ist.

Eine Zusammenstellung der in Österreich verwendeten Stahlsorten ist in Tab. 1.3 gegeben. Je nach Verfügbarkeit in der Literatur sind das Einführungsjahr, Oberflächenform, Streckgrenze, Zugfestigkeit und E-Modul angegeben. Für Deutschland hat *Blum* in [11] die zur Verwendung kommenden Bewehrungsstäbe ausführlich dokumentiert.

Tab. 1.3: In Österreich verwendete Bewehrungsstähle bis 1953 aus [5], [6], [7]

Bezeichnung (Einführung)	Stahlgruppe	Oberflächenform	Streckgrenze N/mm <sup>2</sup>	Zugfestigkeit N/mm <sup>2</sup>	E-Modul 10 <sup>6</sup> N/mm <sup>3</sup>
<b>Vor 1938</b>					
Flusseisen, Schweißeisen, Flusstahl (1911)	Entspricht St 37	Glatt, zahlreiche Sonderformen	203 - 296	370	210
Kohlenstoffstahl (1927)	St 37, St 48	Glatt mit Walzzeichen	264 - 464	480 - 580	
<b>1938</b>					
Gewöhnlicher Handelstahl	St 37		-	370	210
Hochwertiger Betonstahl	I, II a	Glatt, glatt mit aufgewalztem Strich	340 - 360	500 - 640	
Drillwulststahl	III b	Stahl mit kreuzf. Querschnitt, tordiert	360	500	
Torstahl (1934)	III b	Glatter Rundstahl tordiert, 2 Längsrippen	360 - 400	-	
ISTEG Stahl (1928)	Ausgangsmaterial St 37	Zwei Einzeldrähte miteinander verdreht	340 - 360	500 - 640	
Mattenstahl			500 - 550	600 - 650	
<b>1945</b>					
	Bst I Bst II Bst III Bst IV		220 340 400 500	340 500 >500 -	210
<b>1953, B 4200 - 4</b>					
St 37	I		~200	370	210
St 52	II		~330	520	
Torstahl 40	III		400	440	
Baustahlgitter	IV		500	600	
Torstahl 60	V		600	660	

Abb. 1.11 zeigt die Arbeitslinie von Fluss- und Schweißeisen im Vergleich mit jener des ISTEG- und Torstahls sowie St V lt. ÖNORM B 4200 Teil 4 [6].

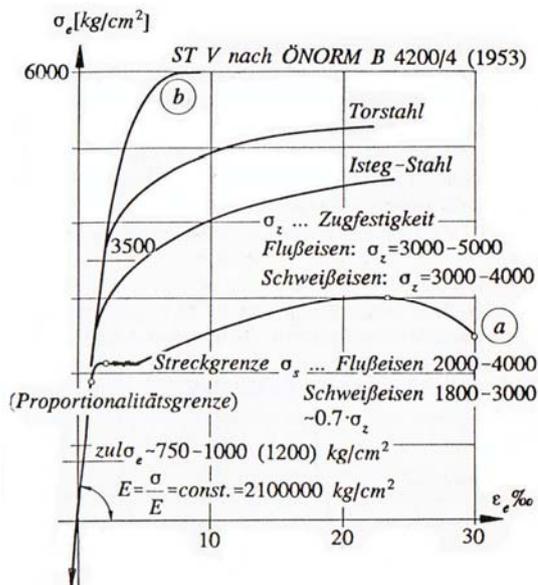


Abb. 1.11: Arbeitslinie verschiedener Stahlsorten aus [6]

In Abb. 1.12 sind die nach österreichischen Vorschriften bis 1953 zulässigen Eisen bzw. Stahlspannungen dargestellt [4]

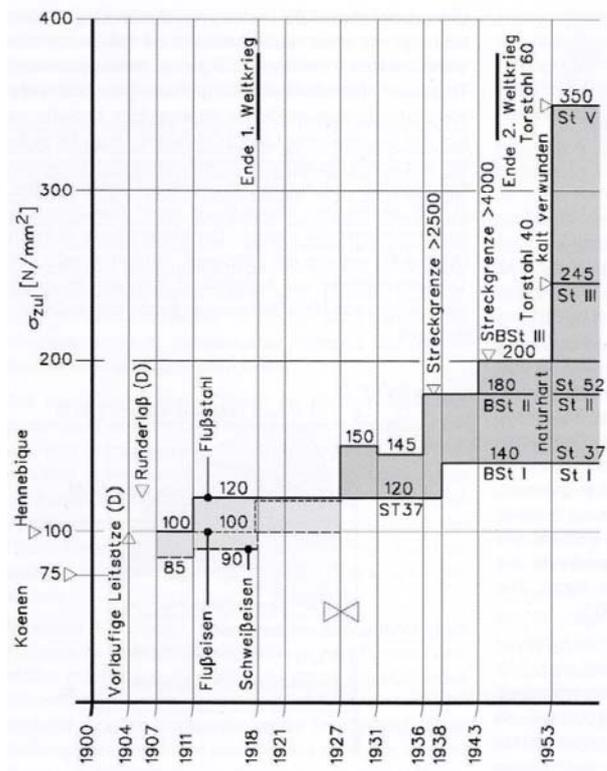


Abb. 1.12: Zul. Stahlspannungen in der 1. Hälfte des 19 Jh. nach österr. Vorschriften aus [4]

Aus Gründen der Wirtschaftlichkeit wurden ab den 70iger Jahren immer mehr naturharte Stähle eingesetzt. Es war günstiger die Festigkeitseigenschaften durch Legierung zu erreichen, als die Bewehrungsstäbe zu tordieren. Um trotzdem am Anteil der Legierungselemente sparen zu können, wurde das Tempcore Verfahren entwickelt. Bei diesem wird der noch heiße Bewehrungsstab nach dem letzten Walzstich abgeschreckt, sodass es zu einer Erhärtung der Oberfläche kommt. Durch die verbleibende Restwärme im Inneren wird diese äußere Schicht wieder angelassen. Man spricht auch vom warmgewalzten aus der Walzhitze vergüteten Bewehrungsstahl.

In der im Jahr 1987 erschienenen und noch gültigen Fassung der ÖNORM B 4200-7 werden die Bewehrungsstähle wie in Tab. 1.4 eingeteilt. Der Vergleich der Eigenschaften mit den Werten der Norm aus 1953 (Tab. 1.3) zeigt eine nur geringe Veränderung dieser.

Tab. 1.4: Mechanische Eigenschaften der Bewehrungsstahlgruppen

Erzeugnis	Stäbe					Matten	
	Rundstahl	Rippenstahl				Glatt, profiliert od. gerippt	
Form							
Kurzname	BSt 220	BSt 420	BSt 500	BSt 550	BSt 600	M 500	M 550
Gruppe	I	III	IV	BSt 550	V	M IV	M 550
Streckgrenze N/mm <sup>2</sup>	220	420	500	550	600	500	550
Zugfestigkeit N/mm <sup>2</sup>	360	460	560	620	670	560	620

Üblicherweise werden in Österreich heute Stähle der Gruppen BSt 550 und M 550 sowie Produkte mit gesonderter behördlicher Zulassung verwendet. Stähle mit wesentlich höherer Festigkeit als nach ÖNORM B 4200, 7. Teil werden als Spannstähle im Spannbetonbau verwendet [12].

### **Ermüdungsverhalten alter Bewehrungsstähle**

Für die Dauerhaftigkeit, insbesondere im Hinblick auf die Tragfähigkeit von Bauwerken, ist die Ermüdungsfestigkeit der Werkstoffe aus denen sie bestehen von großer Bedeutung. Dies trifft bei Brücken aus Stahlbeton besonders auf die Bewehrung zu.

Auf die Ermüdungsfestigkeit der Bewehrung haben mehrere Faktoren Einfluss. Wie bereits dargestellt hat es im Verlauf des Eisenbetonbaus verschiedene Arten von Bewehrungen und damit Oberflächengestaltungen gegeben.

Die zunächst glatte Oberfläche der Rundeisen zu Beginn des Eisenbetonbaus hat keinen negativen Einfluss auf die Ermüdungsfestigkeit der Bewehrung. Auch beim häufig verwendeten Torstahl wirkt sich die Oberflächenform (Längsrippen) nicht negativ auf die Ermüdungsfestigkeit aus. Anders sieht dies bei den heute verwendeten Rippenstählen aus. Bei diesen bestimmt die von den Rippen ausgehende Kerbwirkung maßgebend die Ermüdungsfestigkeit [13].

Durch die auftretende Querschnittsminderung hat die Korrosion der Bewehrungslagen Einfluss auf die Ermüdungsfestigkeit. Hier ist jedoch zwischen flächiger Korrosion (durch Karbonatisierung) und Lochfraßkorrosion (Chlorid induziert) zu unterscheiden. Letztere führt zu einem bedeutend stärkeren Abfall der Ermüdungsfestigkeit auf Grund der Spannungsspitzen in der Wurzel des Korrosionskraters.

Als weitere einflussnehmende Faktoren auf die Ermüdungsfestigkeit sind der Stabdurchmesser, die Stabkrümmung, das vorherrschende Spannungsniveau und das Alter zu nennen. Über die Bedeutung der beiden letztgenannten liegen unterschiedliche Meinungen vor bzw. ist deren Bedeutung noch unklar.

In [13] wurden Dauerschwingversuche mit  $5 \times 10^6$  Lastwechselspielen an alten Betonstählen durchgeführt. Dabei wird die Ermüdungsfestigkeit von Torstahl 40 und BOX Stahl aus den 50iger Jahren mit modernen Stählen (Bst 500, naturhart) verglichen. Als Ergebnis der Untersuchungen wurde in groben Zügen Folgendes festgestellt:

- Mit einigen wenigen Ausnahmen hatten alle Brüche ihren Ursprung im Bereich der Rippe bzw. an der Rippenwurzel, von wo aus sich der Riss fortpflanzte;
- Die Resultate des Boxstahls stimmen mit dem der neuen Stähle sehr gut überein, Torstahl 40 hat im Vergleich zu den neuen Stählen eine 25 - 35 % höhere Ermüdungsfestigkeit;
- Das Alter einer Stahlbetonkonstruktion wirkt sich nicht auf die Ermüdungsfestigkeit aus;
- Bei Betonstahl mit gutmütiger Rippengeometrie (Glatteisen oder Torstahl) sind die Rechenwerte der Ermüdungsfestigkeit in der schweizer Norm SIA 262 als konservativ zu betrachten;

Das gute Abschneiden des Torstahls bei diesen Untersuchungen zeigt, dass die Instandsetzbarkeit von Eisenbahnbrücken bei denen dieser Stahl eingesetzt wurde, nicht durch das Ermüdungsverhalten der Bewehrung beeinträchtigt ist.

### *1.2.3. Korrosionsschutz der Bewehrung: Betondeckung & Zementgehalt*

Die Anfangszeit des Stahlbetonbaus war von einem gewissen Misstrauen gegenüber diesem neuem Werkstoff gekennzeichnet. Dies beruhte mitunter auf der Fragestellung, ob das Eisen im Beton gegenüber Korrosion geschützt ist. Bei den bislang im Eisenbahnbau vornehmlich angewandten Stahlkonstruktionen wurde der Korrosionsschutz durch einen Anstrich gewährleistet. Es bestand Zweifel, ob der Beton alleine die Bewehrung dauerhaft zu schützen vermag. Bei den bereits beschriebenen Walzträger in Beton Konstruktionen wurden die freiliegenden Flächen der Träger mit Kalkmilch gestrichen. Dies ersetzte den im Stahlbau üblichen Anstrich. Um aber auch die innen liegende Bewehrung von Bogen- und Balkenkonstruktionen ausreichend zu schützen mussten Konstruktionsvorschriften getroffen werden.

Mit fortschreitendem Verständnis des Werkstoffs wurde die passivierende Wirkung durch die Alkalität des Betons auf die Bewehrung erkannt. Ein ausreichender Korrosionsschutz konnte jedoch nur erreicht werden, wenn der Beton einen gewissen Mindestanteil von Zement enthält. Bei den ersten Stampfbeton Bogenbrücken betrug dieser nur etwa  $80 \text{ kg/m}^3$ . Für Eisenbetonkonstruktionen wurde daher 1907 ein Mindestzementgehalt von  $280 \text{ kg/m}^3$  vorgeschrieben.

Es zeigte sich jedoch, dass mit einem Mindestzementgehalt alleinig noch kein ausreichender Korrosionsschutz der Bewehrung erreicht werden konnte. Die schützende Schichte muss auch

eine gewisse Dicke aufweisen. Diese Erkenntnis wurde 1911 in einem Erlass des k. k. Ministeriums für Öffentliche Arbeit umgesetzt. Erstmals wurde eine erforderliche Betondeckung vorgeschrieben, wobei in die Bauteile Platten und Tragwerk unterschieden wurde. Bei den in Tab. 1.5 angegebenen Betondeckungen handelt es sich um Planmaße.

Im Jahr 1927 wurde die Mindestzementmenge für Außenbauteile auf  $300 \text{ kg/m}^3$  erhöht. Dieser Zementgehalt entspricht in etwa den heute üblichen Mischverhältnissen für Normalbeton.

Mit der ÖNORM B 2302 aus 1936 fand auch der Umstand Berücksichtigung, dass Außenbauteile anderen Witterungseinflüssen ausgesetzt sind, als solche im geschützten Bereich. Es wurde daher die in Abb. 1.13 dargestellten Mindestbetonüberdeckungen vorgeschrieben.

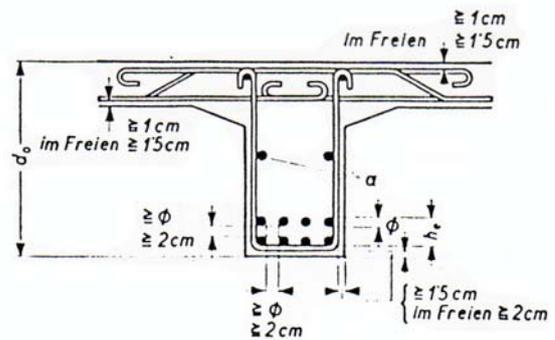


Abb. 1.13: Betondeckung nach ÖNORM B2302 aus 1936 [6]

Da die Bedeutung der Betondeckung für den Korrosionsschutz immer offensichtlicher wurde, kam es mit der ÖNORM B 4200/10 abermals zu einer Erhöhung der Betondeckung auf nun mehr 25 mm bei Brücken.

Dieser Wert wurde in der ÖNORM B 4700 für Bauwerke mit einer Lebensdauer von 50 Jahren auf 30 mm erhöht. Da Eisenbahnbrücken nach ÖNORM EN 1990 „Grundlagen der Tragwerksplanung“ auf eine Lebensdauer von 100 Jahre ausgelegt sind, gilt für diese nach ÖNORM B 4700 eine um 5 mm erhöhte Betondeckung von 35 mm.

Damit wurde die heute gültige Mindestdeckung für Brückenbauten nach Eurocode 2 definiert.

Tab. 1.5: Entwicklung der Betondeckung

Bauteil	Betondeckung
<b>1911</b>	
Platte	10 mm
Tragwerk	20 mm bzw. Gleich dem Stab $\phi$
<b>1936</b>	
Platte	15 mm im Freien
Tragwerk	20 mm im Freien
<b>1953</b>	
Brücken	25 mm
<b>1995</b>	
Brücken	35 mm

## 1.3. Ausblick

### 1.3.1. UHPC

Eine Vielzahl von Forschungsprojekten beschäftigt sich derzeit mit den Möglichkeiten der Anwendung von UHPC und dessen Eigenschaften. In diesem Werkstoff wird großes Potential für die Anwendung im Brückenbau gesehen. Dieses besteht nicht nur in der hohen Druckfestigkeit, in der Praxis werden  $150 - 250 \text{ N/mm}^2$  erreicht, sondern auch in seiner Widerstandsfähigkeit gegenüber Umwelteinflüssen.

Die hohe Leistungsfähigkeit von UHPC ist in erster Linie auf

- eine sehr niedrige Porosität der zementgebundenen Matrix,
- auf einen besonders guten Verbund zwischen den reaktiven Bestandteilen und den inerten, feinen und groben Gesteinskörnern und
- auf das sehr homogene Gefüge zurückzuführen.

Diese Eigenschaften werden durch einen niedrigen W/B- Wert von etwa 0.20, den Einsatz von Fließmitteln und die Zugabe von reaktiven Feinstoffen erreicht [14].

Durch seine geringe Porosität ist er praktisch dicht gegenüber dem Eindringen von Chloridionen und weist auch einen sehr hohen Karbonatisierungswiderstand auf. Dies führt zu einem erhöhten Schutz der Bewehrung gegenüber Korrosion. Auch bezüglich des Frost-Taumittelangriffs hat hochfester Beton gute Eigenschaften, auch wenn in der Literatur unterschiedliche Meinungen vertreten sind [14], bzw. diese Eigenschaft noch untersucht wird.

„Die Dauerhaftigkeit (von UHPC) ist mit der des natürlichen Granitgesteins vergleichbar. Die Nutzungsdauer von Tragwerken aus UHPC wird etwa fünf Mal so hoch eingeschätzt wie die von Tragwerken aus Normalbeton unter denselben Umwelteinflüssen (z.B. Einwirkung von Frost/Tausalz oder Meerwasser)“ [15].

Die Herstellung von Brückentragwerken aus UHPC ist gegenüber Normalbeton vergleichsweise teuer. Dies relativiert sich jedoch, wenn man die Kosten der Bauwerke über ihre gesamte Lebensdauer betrachtet. Hier kommt die hohe Dauerhaftigkeit zu tragen, wodurch sich ein großes Einsparungspotenzial bei den Wartungs- und Instandhaltungskosten ergibt [16].

Konstruktionen aus UHPC können aus Fertigteilen oder in Ortbetonbauweise hergestellt werden. Bei letztgenannter Bauweise sind die hohen Anforderungen bei der Herstellung von UHPC zu berücksichtigen, welche eines professionell geschulten Personals bedürfen.

Durch die hohen Druckfestigkeiten ist es möglich filigrane Bauteile zu konstruieren, welche nach der Produktion im Fertigteilwerk auf die Baustelle transportiert werden. Da die

Erneuerung von Eisenbahnbrücken meist unter Betrieb der Strecke erfolgen muss, eignen sich UHPC Fertigteile besonders gut dafür. Sie können parallel zum alten Tragwerk montiert und anschließen eingeschoben werden.

### Anwendung

Im Straßenbau werden bereits Brücken erprobt, bei denen auf die Abdichtung des Tragwerks verzichtet wird. Durch die Dichtigkeit von UHPC kann diese, über die Lebensdauer eines Bauwerks betrachtet sehr schadensanfällige Schicht, entfallen [17]. Dadurch ist eine Einsparung bei den Instandhaltungskosten zu erwarten, da viele Schäden durch eine defekte Abdichtung bedingt sind. Auch im Eisenbahnbrückenbau ist dies denkbar, insbesondere da zumeist keine Chloride an der Tragwerksoberseite eingebracht werden.

Für den Bereich des Straßenbrückenbaus wurden dazu bereits Wirtschaftlichkeitsuntersuchungen durchgeführt, diese ergaben bei einer Betrachtung über die Lebensdauer geringere Gesamtkosten als in konventioneller Bauweise [18].

An der TU Graz wird seit dem Jahr 2000 intensiv im Bereich des UHPC geforscht. Im Zuge dessen wurden auch Eisenbahnhilfsbrücken aus UHPFRC entwickelt. Diese bestehen aus einem faserverstärkten UHPC und sind in Segmentbauweise konzipiert (Abb. 1.14).

„Die Herausforderung bestand darin, die Vorgaben der ÖBB Infrastruktur Bau (Lichtraumprofil, Bauhöhe, Tragwerksbreite und variable Spannweite) und die technischen sowie statischen Möglichkeiten zu vereinen“ [19]. Als Einsatzgebiet ist die temporäre Überbrückung von Baustellen vorgesehen.

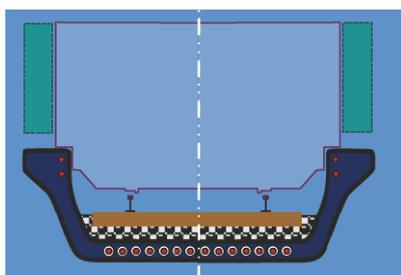


Abb. 1.14: Querschnitt und Längsschnitt der Eisenbahnbehelfsbrücke aus UHPFRC [39]



### 1.3.2. *Integrale Brücken*

Integrale Brücken zeichnen sich nicht unbedingt durch spezielle Eigenschaften der eingesetzten Betone aus. Auf Grund ihrer konstruktionsbedingt guten Eigenschaften bezüglich der Dauerhaftigkeit sollen sie dennoch nicht unerwähnt bleiben.

Diverse Forschungsprojekte und die Schaffung einer Richtlinie für den Bau von Integralen Brücken spiegeln das derzeit steigende Interesse an diesem Brückentyp wieder. Dabei ist interessant, dass eine einfache Form dieses Konstruktionstyps, das Rahmentragwerk, schon seit Jahrzehnten im Eisenbahnbrückenbau angewandt wird. Mehrere der im Zuge des praktischen Teils dieser Arbeit untersuchten Brücken, siehe Abschnitt 3, sind vom Konstruktionsprinzip Rahmentragwerke.

Als wesentliche Charakteristika der integralen Brücken sind folgende Punkte zu nennen [20]:

- Bei vollintegraler Bauweise sind keine Lager und Übergangskonstruktionen notwendig
- Bei semiintegraler Bauweise werden zwar Lager ausgebildet jedoch können die Übergangskonstruktionen entfallen
- Durch die lager- und fugenlose Bauweise und der damit verbundenen Einspannung weisen integrale Brücken eine hochgradige statische Unbestimmtheit auf
- Dies ermöglicht eine schlanke Bauweise durch die Einspannung, statische Systemreserven sind durch die Rahmenwirkung vorhanden
- Es ist eine Kostenersparnis in der Höhe von etwa 10 % in der Bauwerkserhaltung- und herstellung durch den Wegfall der oben genannten Konstruktionselemente möglich

Durch das Wegfallen der Lager, Fugen und Übergangskonstruktionen im Vergleich zu Betonbrücken konventioneller Bauweise ergibt sich nicht nur durch das Einsparen dieser Bauteile selbst eine Ersparnis, sondern v.a. bei den Unterhaltskosten. Sehr häufig sind es gerade diese Bauteile, die Anlass für Instandsetzungsarbeiten sind und somit einen wesentlichen Kostenfaktor bei der Bauwerkserhaltung darstellen. Als positiver Nebeneffekt können Verkehrsbehinderungen vermieden werden, ein wesentlicher Punkt im Bahnbetrieb.

In der Praxis hat sich gezeigt, dass die integrale Bauweise, vor allem für Brücken bis etwa 50 m Spannweite, die wirtschaftlichste und technisch sinnvollste Lösung darstellt. Gerade im Eisenbahnbrückenbau gilt es häufig nur kurze Distanzen zu überbrücken, wie beispielsweise bei Bachdurchlässen und Straßenüberführungen, insofern eignet sich dieser Bauwerkstyp besonders für die Anwendung in diesem Bereich. Aber auch Brücken mit Längen von bis zu 200 m sind bei besonders sorgfältiger Ausbildung der Details möglich.

## 2. Zustandsparameter der Dauerhaftigkeit und deren Messung

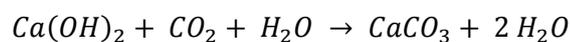
### 2.1. Karbonatisierung

Schon in den Anfängen des Betonbaus war bekannt, dass eine ausreichende Betondeckung die Bewehrung vor Korrosion zu schützen vermag. Im Jahr 1908 wurde erkannt, dass allein die alkalische Umgebung, welche durch den Zement gegeben war, das Eisen vor Korrosion schützt. Als Schluss daraus wurde ab 1911 eine Mindestbetondeckung vorgeschrieben. Da es jedoch trotz intakter Betondeckung häufig zu Korrosionserscheinungen der Bewehrung kam, wurde ab den 1950iger Jahren verstärkt mit der Erforschung der Karbonatisierung begonnen [21].

#### 2.1.1. Allgemeiner Prozess

Die Karbonatisierung hat einen großen Einfluss auf die Dauerhaftigkeit von Brückenbauwerken, insbesondere, wenn die Betonüberdeckung der Bewehrung gering ist. Einer der wichtigsten Faktoren, für das gute Zusammenspiel der Werkstoffe Stahl und Beton im „Verbundwerkstoff“ Stahlbeton ist, dass der alkalische Beton die Stahleinlagen vor Korrosion schützt. Durch den pH- Wert von 12,6 bildet sich an der Stahloberfläche eine Passivschicht aus, die Korrosion verhindert. Diese passivierende Deckschicht ist ein Oxidfilm von ca. 50 nm Dicke aus Eisenoxiden und –hydroxiden.

Chemisch stellt sich der Vorgang der Karbonatisierung in etwa folgendermaßen dar [22]:



Wobei diese Reaktion in drei Phasen unterschieden werden kann:

- Diffusion von  $\text{CO}_2$  durch die Kapillarporen
- Reaktion bzw. Lösen des  $\text{CO}_2$  im Feuchtfilm an den Porenwänden
- Neutralisation von  $\text{Ca(OH)}_2$  durch  $\text{H}_2\text{CO}_3$

Dabei kommt es zu einer Volumszunahme von 11 % durch das neu gebildete Kalziumkarbonat. Dies hat eine Erhöhung der Betonfestigkeit von 20 bis 50 %, abhängig von der Zementsorte, zur Folge, da die Poren im Beton teilweise verfüllt werden. Als positiver Nebeneffekt ergibt sich eine erhöhte Dichtigkeit um 20 bis 28 % gegenüber Wasser- und Gasdiffusion [21]. Des Weiteren wird durch die Verdichtung des Porengefüges eine Reduktion der Karbonatisierungsgeschwindigkeit erreicht [23].

Kohlendioxid ist in der Luft zu einem Prozentsatz von etwa 0,036 % enthalten, unter speziellen Umgebungsbedingungen wie beispielsweise in Innenräumen oder industriell belasteter Atmosphäre kann dieser Wert bis zu 1,0 Vol.- % betragen. Mit dem Lauf der Zeit kann  $\text{CO}_2$  in das Porensystem des Betons diffundieren. Dafür ist ein Porendurchmesser von  $> 10 \text{ nm}$

erforderlich, wodurch der  $\text{CO}_2$  Transport nur über die Kapillarporen und Verdichtungsporen erfolgen kann. Bei letztgenannten nur dann, wenn sie zusammenhängende Cluster bilden.

Als Folge der Kalkbildung kommt es zu einer Absenkung des pH-Wertes. Dieses Eindringen geschieht entlang einer gut messbaren Front, dazu mehr bei der Karbonatisierungsprüfung. Wird ein pH-Wert von 9,4 unterschritten, kann es zur Korrosion kommen, sofern Wasser und Sauerstoff vorhanden ist. Die Korrosionsgeschwindigkeit ist stark vom pH-Wert und vom Feuchtigkeitsangebot abhängig, wie in nachstehender Abb. 2.1 dargestellt.

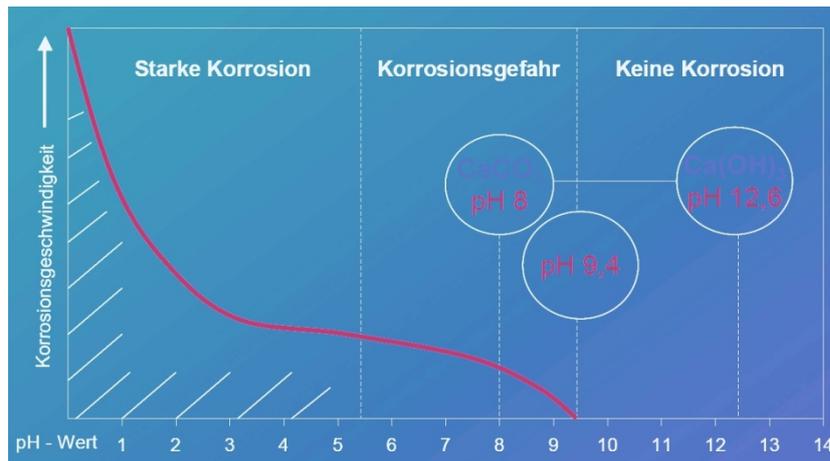


Abb. 2.1: Abhängigkeit der Korrosionsgeschwindigkeit vom pH- Wert aus [24]

Die Eindringtiefe und die Geschwindigkeit der Karbonatisierung sind von mehreren Faktoren abhängig:

- Feuchteangebot
- Betonzusammensetzung (W/B Wert, Sieblinie, Zuschläge, ...)
- Nachbehandlung (Verdichtung, Porengefüge, Einschalzeit, ...)
- Zeitdauer und Konzentration der  $\text{CO}_2$  Einwirkung

Die Feuchte stellt einerseits einen wesentlichen Reaktionspartner für die Karbonatisierung dar, andererseits wirken hohe Feuchtigkeitsgehalte in den Poren stark hemmend auf die Karbonatisierung. Der Grund dafür liegt in der Diffusionsgeschwindigkeit von  $\text{CO}_2$  in Wasser. Diese beträgt in etwa nur ein 1/10000 von der Geschwindigkeit im Gasraum.

Die Karbonatisierung schreitet bei einer rel. Luftfeuchtigkeit zwischen 50 und 70 % am schnellsten voran, also jener Luftfeuchtigkeit die am häufigsten im gemäßigten Klima Mitteleuropas vorhanden ist.

Hohe W/B Werte (> 0,40) haben zur Folge, dass bei der Erhärtung des Betons nicht das gesamte Wasser chemisch gebunden werden kann. Das verbleibende Wasser kann verdampfen und führt zu einer Erhöhung des Kapillarporenraumes. Dies wirkt sich negativ auf

den Transport von CO<sub>2</sub> und anderen Schadstoffen aus. Bei einem W/B Wert von 0,4 geht die Karbonatisierung praktisch gegen Null.

Bei der Einteilung der Betonsorten nach Expositionsklassen in ÖNORM B 4710 wird dieser Umstand durch die Begrenzung des W/B- Wertes berücksichtigt, siehe Tab. 2.1.

Tab. 2.1: Zusammensetzung der Expositionsklassen XC

Expositionsklasse	X 0	XC 1	XC 2	XC 3	XC 4
Max. W/B		0,75	0,75	0,65	0,60
Mindestfestigkeitskl.	C8/10	C16/20	C16/20	C20/25	C25/30
Min. Zementgehalt		240	240	260	280

Bei Betonen aus Zementsorten mit höherem Klinkeranteil (CEM I) schreitet die Karbonatisierung langsamer voran als bei Zementsorten mit geringerem Klinkeranteil (Cem II, III), da mehr CO<sub>2</sub> chemisch durch die Klinkerphasen gebunden werden kann.

Die Betonrandzone hat wesentlichen Einfluss auf den Karbonatisierungsfortschritt und damit die Dauerhaftigkeit einer Konstruktion. Die Qualität der Randzone ist sehr stark von der Nachbehandlung abhängig. Wird die Nachbehandlung unzureichend ausgeführt, ist nicht gewährleistet, dass der Beton vollständig hydratisieren kann. Dies führt zu einer erhöhten Porosität und damit einem geringeren Diffusionswiderstand.

### 2.1.2. Karbonatisierungsmodelle, Nutzungsdauer zufolge Karbonatisierung

Der Vorgang der Karbonatisierung kann in mathematischen Modellen beschrieben werden. Das einfachste Gesetz, mit dem der Fortschritt der Karbonatisierung beschrieben werden kann, ist unter dem Namen  $\sqrt{\tau}$ - Gesetz bekannt und basiert auf dem 1. Fick'schen Gesetz. Dabei wird angenommen, dass das 1. Fick'sche Gesetz auch für den bereits karbonatisierten Bereich gilt. Es lautet:

$$y = k * \sqrt{\tau}$$

Dabei ist y die Karbonisierungstiefe, k ein Betonspezifischer Karbonisierungskoeffizient und  $\tau$  das Betonalter.

In der Praxis zeigte sich, dass der tatsächliche Karbonatisierungsfortschritt vom theoretischen  $\sqrt{\tau}$ - Gesetz abweicht. Daraufhin wurde dieses weiterentwickelt, um bisher nicht berücksichtigte Parameter mit einzubeziehen.

Schießl [25] führt die Abweichung auf die Rückdiffusion karbonatisierbarer Bestandteile aus dem Betoninnern in Richtung Karbonatisierungsfront sowie die zunehmende Dichtigkeit mit der Tiefe (größerer Hydrationsgrad, größere Feuchte) zurück.

Das von der *TU Eindhoven* [26] erstellte Karbonatisierungsgesetz berücksichtigt den Einfluss von Schlagregen. Während eines Schlagregenereignisses sowie der nachfolgenden Austrocknungsphase kann praktisch keine Karbonatisierung erfolgen, da das Porensystem verschlossen ist. Somit kann die Karbonatisierung nur in den Trockenperioden fortschreiten, wobei zu berücksichtigen ist, dass diese mit zunehmender Tiefe kürzer werden.

Auch das Karbonatisierungsgesetz von *Hergenröder* [27] berücksichtigt die Betonfeuchte als wesentlichen Einflussfaktor. Bei von ihm durchgeführten Versuchen sind die praktisch gemessenen Karbonatisierungstiefen geringer als die theoretischen errechneten. Dies wird wie bei *Schießl* auf die Rückdiffusion karbonatisierbarer Bestandteile zurückgeführt.

Vor allem das  $\sqrt{\tau}$ -Gesetz ist auf Grund seiner Einfachheit von baupraktischer Bedeutung: „Es wird auch für Außenbauteile angewendet, obwohl hierfür die Voraussetzungen nicht gegeben sind. Einerseits ist die Veränderlichkeit der Betondichtigkeit infolge wechselnder Witterung zu berücksichtigen. Andererseits kommt es auf Grund von Schlagregen immer wieder zur Unterbrechung der  $\text{CO}_2$ -Diffusion

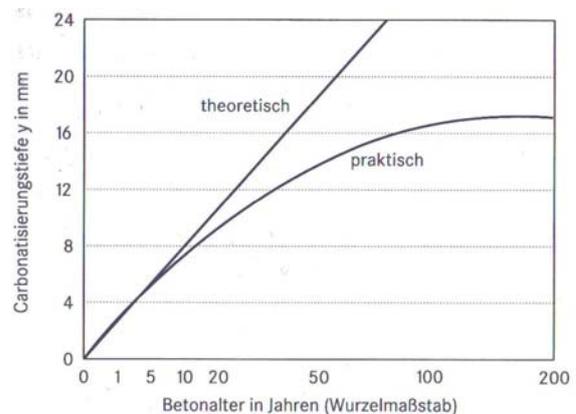


Abb. 2.2: Einfluss der Luft- u. Schlagregenfeuchtigkeit auf die Karbonatisierung [21]

in den Beton“ [28]. Trotzdem liefert es eine gute Annäherung für die Abschätzung des Karbonatisierungsprozesses. In der Praxis ergeben sich Karbonatisierungstiefen, die unter den nach den mittels  $\sqrt{\tau}$ -Gesetz berechneten liegen, siehe Abb. 2.2.

In dieser Arbeit kommt das  $\sqrt{\tau}$ -Gesetz für die Bestimmung der Nutzungsdauer zur Anwendung. Es liegt jedenfalls auf der sicheren Seite bei der Beurteilung des Fortschritts der Karbonatisierung [29].

Unter der Nutzungsdauer ist jene Zeitspanne zu verstehen, die die Karbonatisierungsfront braucht, bis sie die Bewehrungseinlagen erreicht hat. Die Berechnung dieser Zeitspanne erfolgt nach dem  $\sqrt{\tau}$ -Gesetz wie im Folgenden gezeigt.

Der Wert  $y$  im  $\sqrt{\tau}$ -Gesetz lässt sich einfach mittels Karbonatisierungsprüfung ermitteln, das Betonalter kann aus den Bauunterlagen herausgelesen werden. Somit kann man  $k$  bestimmen und erhält, in dem man bei der Berechnung statt  $y$  die Betonüberdeckung einsetzt, die Nutzungsdauer der Konstruktion.

Beispiel:

Gegeben sei ein 10 Jahre altes Bauwerk aus einem Beton der Güteklasse C 25/30. An diesem wird eine Karbonatisierungstiefe von 9,5 mm gemessen, die Betondeckung der Bewehrung beträgt 25 mm.

Zunächst wird der Karbonatisierungskoeffizient berechnet:

$$k = \frac{y}{\sqrt{\tau}} = \frac{9,5}{\sqrt{10}} = 3,0 \frac{\text{mm}}{\sqrt{a}}$$

Mit diesem kann dann die Nutzungsdauer errechnet werden, in dem man für y die Betondeckung der Bewehrung einsetzt:

$$\tau = \frac{y^2}{k^2} = \frac{25^2}{3^2} = 69,4 a$$

Die Karbonatisierungsfrent hat also theoretisch nach 69 Jahren die Stahloberfläche erreicht.

Wie oben bereits erwähnt, werden bei der Berechnung der Nutzungsdauer mittels  $\sqrt{\tau}$ -Gesetz jedoch Einflussgrößen wie die Witterung und Schlagregenhäufigkeit nicht berücksichtigt. Diese hemmen mit zunehmendem Alter eines Betons jedoch verstärkt den Zutritt von CO<sub>2</sub> (siehe Abb. 2.2). Zur Veranschaulichung des Fehlers bei der Nutzungsdauerbestimmung von jungen Betonen im Vergleich zu alten soll folgendes Beispiel dienen.

Beispiel:

Gegeben sei ein Bauwerk mit einer Betonüberdeckung der Bewehrung von 25 mm. Bei einer Karbonatisierungsprüfung im Alter von 20 Jahren wird eine Karbonatisierungstiefe von 9 mm festgestellt. Somit ergibt sich nach dem  $\sqrt{\tau}$ -Gesetz ein Karbonatisierungskoeffizient von  $k_1 = 2,01$ . Bei einer weiteren Karbonatisierungsprüfung im Alter von 50 Jahren wird eine Karbonatisierungstiefe von 12 mm gemessen, dies entspricht einem Karbonatisierungskoeffizient von  $k_2 = 1,70$ .

Berechnet man nun mit den beiden erhaltenen Karbonatisierungskoeffizienten der beiden Zeitpunkte die Nutzungsdauer, ergeben sich folgende Werte:

$$25 \text{ mm} = 2,01 * \sqrt{\tau} \rightarrow \tau_1 = 154,7 a$$

$$25 \text{ mm} = 1,69 * \sqrt{\tau} \rightarrow \tau_2 = 218,8 a$$

Es zeigt sich ein Unterschied von mehr als 60 Jahren in der zu erwartenden Nutzungsdauer, je nach dem Messzeitpunkt.

### 2.1.3. Definition des Grenzzustandes der Nutzungsdauer zufolge Karbonatisierung

Karbonatisierung muss nicht zwingend zur Bewehrungskorrosion führen. Dazu müssen die entsprechenden chemischen Verhältnisse gegeben sein, insbesondere müssen Sauerstoff und Feuchtigkeit in ausreichendem Maß zur Verfügung stehen. Die Degradation von Stahlbeton- oder Spannbetonbauteilen lässt sich in zwei Zeitperioden einteilen, die Einleitungsphase und Schädigungsphase, siehe Abb. 2.3 [30].

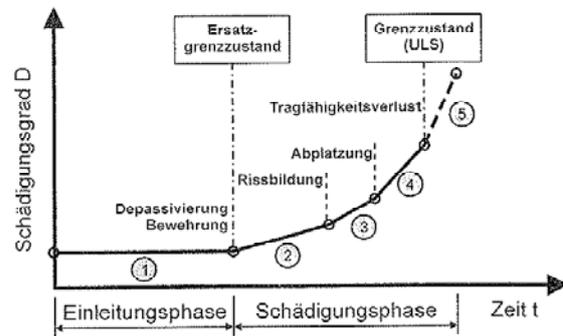


Abb. 2.3: Zeitliche Entwicklung des Schädigungsgrades von Beton aus [30]

Die Schädigungsphase wiederum kann nach verschiedenen, karbonatisierungsbedingten Schadensmechanismen unterteilt werden. Durch die Korrosion der Bewehrung kommt es zu einer Volumszunahme durch den Übergang von Eisen zu Eisenoxid. Diese bewirkt einen Sprengdruck und führt in weiterer Folge zu Rissbildungen, Abplatzungen und schließlich zum Tragfähigkeitsverlust durch Querschnittsminderung.

In den derzeit gültigen Normen wird unter der Betonüberdeckung jene aller eingebauten Bewehrungsarten verstanden. Dies inkludiert die Bewehrung in Tragwerk Längs- und Querrichtung, die Bügelbewehrung aber auch die Abstandhalter und sonstige konstruktive Bewehrung. Eine Beurteilung der im folgenden Kapitel untersuchten Bauwerke nach den Kriterien der aktuellen Normen ist in den, dieser Arbeit zu Grunde liegenden, Prüfberichten der einzelnen Objekte erfolgt. Diese Betrachtung, ohne eine Differenzierung in verschiedene Bewehrungsarten liefert aber nur bedingt eine Aussage über die Nutzungsdauer eines Objektes. Erfahrungsgemäß kommt es v.a. bei der Bügelbewehrung und bei Abstandhaltern zu einer eher geringen Betonüberdeckung. Dies hat aber nur bedingt einen Einfluss auf die absolute Nutzungsdauer, da derartige Mängel, meist relativ einfach, im Zuge von lokalen Betoninstandsetzungsarbeiten behoben werden können. Hat jedoch die Karbonatisierungsfront die Tiefe der Bewehrung in Hauptlastabtragsrichtung erreicht, ist der Instandsetzungsaufwand weit umfangreicher und je nach Ausmaß unter Umständen unwirtschaftlich.

Daher wird in dieser Ermittlung als Betonüberdeckung jene der Bewehrung in Haupttragrichtung, damit ist jene zwischen den beiden Widerlagern gemeint, herangezogen.

Bei der Berechnung der Nutzungsdauer wird die mittlere Betondeckung mit der mittleren Karbonisierungstiefe gegenübergestellt. Sollte die mittlere Betondeckung nicht in den Prüfberichten angegeben sein, wird das geometrische Mittel aus maximaler und minimaler Betondeckung zum Vergleich herangezogen.

Als Restnutzungsdauer wird jener Zeitraum bezeichnet, der bis zur Depassivierung der Bewehrung nach dem zuvor beschriebenen Grenzzustand noch vergehen muss und das Bauwerk sich somit in der Schädigungsphase befindet.

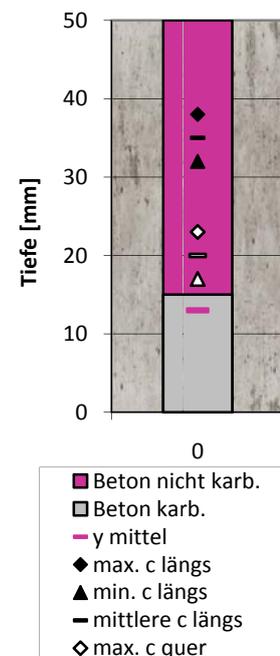
Örtliche Schädigungen vor dem Erreichen der Nutzungs- bzw. Restnutzungsdauer durch Karbonisierung werden dabei in Kauf genommen, da diese im Zuge von örtlichen Maßnahmen instandgesetzt werden können. Somit ist mit der Restnutzungsdauer nicht nur eine technische Restnutzungsdauer sondern v.a. eine wirtschaftliche Nutzungsdauer gemeint.

#### 2.1.4. Karbonisierungsprüfung

Bei der Karbonisierungsprüfung ist es wichtig eine frische Bruchfläche am Bauteil zu schaffen. Nur an einer solchen lässt sich die Karbonisierung feststellen. Um das Messergebnis nicht zu verfälschen, muss die Prüfstelle vor der Prüfung von Betonstaub befreit werden. Die Prüfung erfolgt durch Aufsprühen einer 0,1 % Phenolphthaleinlösung. Diese reagiert mit dem Beton und zeigt in alkalischen Bereichen einen violetten bis roten Farbumschlag. In bereits karbonisiertem Beton kommt es zu keiner Verfärbung. Die Karbonisierungstiefe lässt sich dann als Abstand zwischen gedachter Bauteiloberfläche und Tiefe der Front des Farbumschlags messen.

Zur Visualisierung der Messergebnisse werden je Prüfstelle die Betondeckung und die Karbonisierungstiefe in einem Diagramm gegenübergestellt, als Beispiel soll Grafik 2.1 dienen. Die Darstellung ist als Schnitt durch die geprüften Betonflächen zu betrachten.

Der Nullpunkt der Ordinate liegt in der Bauteiloberfläche. Karbonisierter Beton, darunter ist die maximal gemessene Karbonisierungstiefe zu verstehen, ist grau dargestellt und nicht karbonisierter Beton entsprechend dem Farbumschlag bei der Prüfung mit Phenolphthalein rotviolett. Die mittlere Karbonisierungstiefe ist mit einem Querbalken in rotviolett markiert. Die Bewehrungslagen mit minimaler und maximaler Betondeckung sind symbolisch mit einem Dreieck bzw. Rechteck eingezeichnet, die mittlere Betondeckung ist mit einem schwarzen Querbalken dargestellt.



**Grafik 2.1:**  
Gegenüberstellung der  
Karbonisierungs- und der  
Bewehrungstiefe

## 2.2. Chloridkorrosion

Auf Grund der klimatischen Verhältnisse ist in Österreich, zur Gewährleistung der Verkehrssicherheit, die Verwendung von Tausalzen im Straßenbetrieb notwendig. Über mehrere Monate hinweg im Jahr sind damit Bauwerke, die im näheren Einflussgebiet von Straßen stehen, an denen Salz gestreut wird, einer Chloridbelastung ausgesetzt. V.a. betrifft das Bauwerke die unmittelbar dem Straßenverkehr dienen, wie z.B. Brücken und Tunnels, bei diesen geht das Tausalz an der Bauwerksoberfläche in Lösung. Durch Sprühnebelbildung werden aber auch Bauwerke im näheren Umfeld mit Chloriden belastet. Dies trifft auch auf Eisenbahnbrücken zu, wenn beispielsweise eine Straße unter einem Gleis durchgeführt wird.

Das in Österreich verwendete Tausalz besteht zu 98 % aus Natriumchlorid ( $\text{NaCl}$ ), kann aber auch Kalziumchlorid ( $\text{CaCl}_2$ ) oder Magnesiumchlorid ( $\text{MgCl}_2$ ) enthalten [31]. Es geht an der Bauteiloberfläche während des Auftauprozesses in Lösung, sodass in weiterer Folge Chloridionen ( $\text{Cl}^-$ ) über das Porensystem des Betons zur Bewehrung vordringen können. Je nach Alkalität der Porenlösung des Betons kann es dann zur Korrosion kommen, Grenzwerte dazu werden in Abschnitt 2.2.2 dargestellt.

### 2.2.1. Allgemeiner Prozess

Im Unterschied zur Karbonatisierung erfolgt der Eintrag von Chloridionen über die Porenlösung und bedarf daher ein feuchtes Milieu.

Dabei kommen v.a. zwei Mechanismen zum Tragen [21] [32]:

- Ursprünglich wurde die Diffusion von Chloridionen als Haupttransportmechanismus angesehen. Dies würde bedeuten, dass die Eindringtiefe unbegrenzt ist. In der Praxis zeigt sich jedoch, dass die Eindringtiefe einem Grenzwert entgegen strebt. Somit kann der Chlorideintrag nur durch die Kombination mehrerer Transportmechanismen zustande kommen.
- Der zweite Transportmechanismus ist die Konvektion, bei der die Chloridionen im Wasser transportiert werden. Dabei unterscheidet man zwischen dem kapillarem Saugen und dem Hydrationsog des Zements. Wie bei anderen porösen Werkstoffen kann auch im Beton Salzlösung kapillar aufsteigen. Die dabei erreichten Eindringtiefen der Chloridionen betragen etwa 40 bis 80 % der Wassereindringtiefe. Durch die Hydratation des Zements wird ein inneres Schrumpfen bewirkt, was wiederum zum Nachsaugen von Wasser führt. Die dabei erreichten Eindringtiefen steigen mit der Bauteildicke.

Wie auch bei der Karbonatisierung kann der Schädigungsvorgang durch Chloride in die Einleitungsphase, es kommt zum Eintrag der Chloridionen und die Schädigungsphase, die Bewehrung beginnt zu korrodieren, unterschieden werden.

„Bei der Karbonatisierung des Betons wird eine zumeist sehr deutliche Alkalitätsgrenze, die Karbonatisierungsfront beobachtet. Im Gegensatz dazu ergibt sich beim Eindringen von Chloriden immer ein Chloridkonzentrationsprofil. Der Zementstein ist in der Lage eine gewisse Menge an Chlorid chemisch und physikalisch zu binden. Die chemischen Produkte sind vorwiegend Friedel'sches Salz. Die in der Zementmatrix gebundenen Chloride sind bezüglich der Bewehrungskorrosion unkritisch, nur die freien Chloridionen in der Porenlösung können Korrosion an der Bewehrung auslösen“ [23].

Chloridinduzierte Korrosion basiert auf dem Potentialdifferenzen an der Stahloberfläche. Diese Potentialdifferenzen, sie müssen nur wenige 100 mV betragen, sind praktisch immer vorhanden und führen zur Ausbildung eines Makroelements mit Anode und Kathode, in dem es zur Korrosion kommt. Die Chloridionen haben dabei die Funktion ähnlich eines Katalysators, sie werden kaum

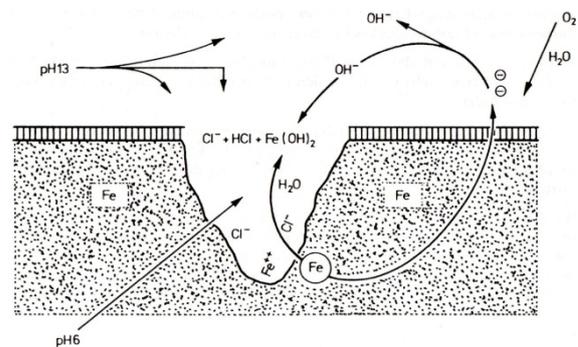


Abb. 2.4: Chemische Vorgänge im Makroelement eines Bewehrungsstahls nach [22]

verbraucht und halten den im Makroelement entstehenden Krater aktiv (siehe Abb. 2.4) [22].

Das Erscheinungsbild dieser Korrosion wird Lochfraßkorrosion genannt. Während die Korrosion durch Karbonatisierung flächig ist, kommt es bei der chloridinduzierten Korrosion zu einer rasch in die Tiefe fortschreitenden Materialumwandlung.

Auf den Fortschritt des Korrosionsprozesses haben folgende Parameter Einfluss:

- Betonzusammensetzung (Zementart, Zementgehalt, W/B Wert, Zuschläge, ...)
- Nachbehandlung (Verdichtung, Porengefüge, Einschalzeit, ...)
- Bauteilzustand (Risse: wasserführend / nicht wasserführend, Rissbreite, Verlauf)
- Dicke, Dichtigkeit und Feuchtegehalt der Betondeckung
- Chloridgehalt

Betone auf der Basis von Hochofen- oder Flugaschenzement (Cem II, III) weisen gegenüber jenen auf Basis von Portlandzement einen höheren Diffusionswiderstand auf. In Abb. 2.5 ist der Einfluss der Zementart auf die Eindringtiefe dargestellt. Die Proben wurden zuvor ein Jahr in 3 molarer NaCl- Lösung gelagert.

Ein hoher Zementgehalt, dieser soll über  $350 \text{ kg/m}^3$  liegen, wirkt sich bei gleichmäßigem W/B Wert positiv auf das Diffusionsverhalten von Beton aus. Der W/B Wert sollte dabei unter 0,50 besser 0,45 liegen. Mit der Größe der Zuschläge nimmt auch die Eindringtiefe der Chloride zu [21].

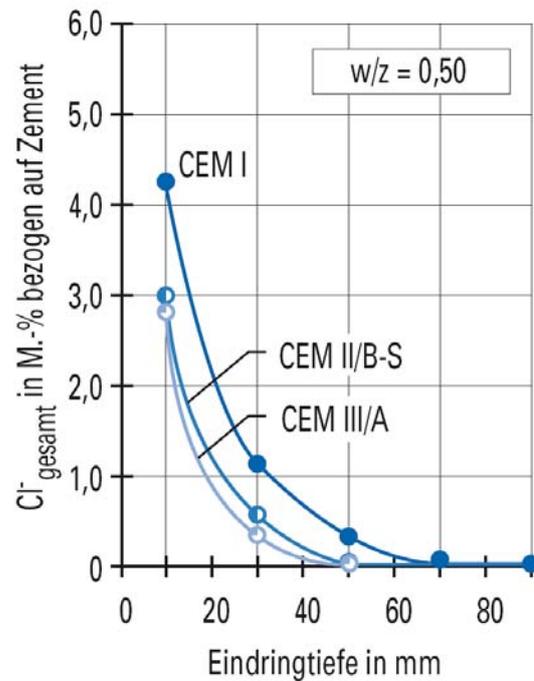


Abb. 2.5: Einfluss der Zementart auf das Eindringen von Chlorid in Beton [29]

Wie auch bei der Karbonatisierung wirkt sich die Erhöhung der Dauer der Nachbehandlung positiv auf die Hemmung des Zutritts von Schadstoffen aus, da der Beton vollständig hydratisieren kann und eine intakte Randzone ausgebildet werden kann.

Starken Einfluss auf den Korrosionsfortschritt hat auch das Vorhandensein von Sauerstoff und Wasser im Korrosionskrater. In diesem Zusammenhang ist auf die Bedeutung von Rissen im Beton hinzuweisen. Während *Schießl* in [25] keine Beeinträchtigung der Dauerhaftigkeit durch die üblichen Rissbreiten von 0,4 mm im Stahlbetonbau sieht, Grund dafür ist der mangelhafte Zutritt von Sauerstoff und Wasser, zeigt *Hartl/Lukas* in [33] durch experimentelle Untersuchungen, dass die Konzentration der Chloride in der Risswurzel mit der Rissbreite steigt. Durch eine fachgerecht ausgeführte Bewehrung und der dadurch bewirkten gleichmäßigen Verteilung der Risse ist also eine ausreichende Hemmung des Zutritts der für die Chloridkorrosion notwendigen Stoffe gegeben.

In der Literatur bestehen unterschiedliche Meinungen bezüglich der Bedeutung der Karbonatisierung für den Transport von Chloridionen. In [21] wird der Karbonatisierung ein beschleunigender Einfluss auf den Transport von Chloridionen zugesprochen, da es bei der Karbonatisierung zum Zerfall chloridhaltiger Hydratphasen kommt. In anderen Quellen, beispielsweise [22] und [34], wird die Karbonatisierung als diffusionshemmend angesehen, da sie eine Volumsvergrößerung von 11 % durch die Entstehung von  $\text{CaCO}_3$  bewirkt und somit das Porenvolumen verringert.

## 2.2.2. Korrosionsauslösende Grenzwerte

Elektrochemische Untersuchungen von Bewehrungsstahl haben gezeigt, dass der korrosionsauslösende kritische Chloridgehalt stark vom pH-Wert im Beton abhängt. Eine umfangreiche Literaturlauswertung von Breit [36] ergab, dass ein unterer kritischer korrosionsauslösender Gesamtchloridgehalt bei etwa 0,2 M. %, bezogen auf den Zementgehalt (M. % v. Z), liegt. Es wurden jedoch auch korrosionsauslösende Gesamtchloridgehalte von 1,5 M. % v. Z. ermittelt. Damit der Korrosionsprozess ablaufen kann, muss natürlich auch genügend Wasser und Sauerstoff vorhanden sein. Somit ist auch die Lage des Bauteils und dessen Betonqualität von Bedeutung (siehe Abb. 2.6).

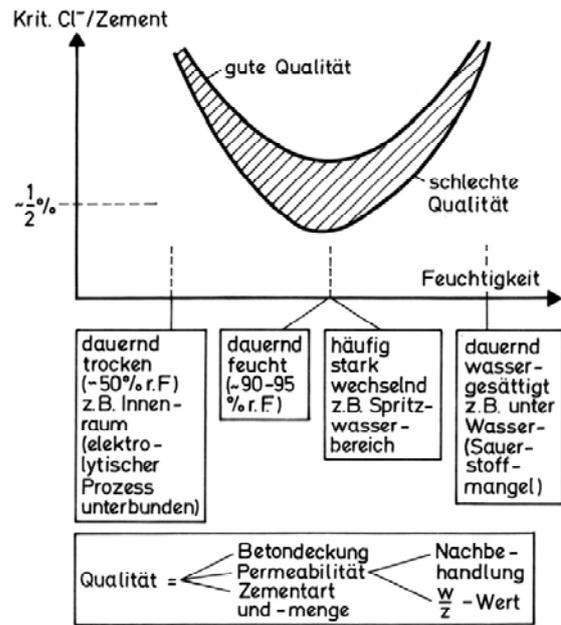


Abb. 2.6: Einfluss der Umgebungsbedingungen auf den kritischen  $\text{Cl}^-$  - Gehalt aus [35]

In der ÖNORM B 4706 werden verschiedene kritische Grenzwerte für chloridinduzierte Korrosion angeführt. Dabei ist neben der Höhe des Chloridgehalts v.a. die Karbonatisierung von großer Bedeutung, die wiederum auf einen geringen pH-Wert hindeutet.

Bei nicht karbonatisiertem Beton sind bis zu einem Chloridgehalt von 0,6 M. % v. Z. keine Instandsetzungsmaßnahmen notwendig, wenn die Bewehrung keine Korrosionserscheinungen zeigt. Es sollte jedoch ein weiterer Zutritt chloridhaltiger Lösung verhindert werden. Für Chloridwerte zwischen 0,6 und 1,0 M. % v. Z. gilt selbiges, jedoch ist in einem Intervall von 1-3 Jahren die Bewehrung zu kontrollieren. Ab 1,0 M. % v. Z. ist verstärkt zu kontrollieren, mindestens 1 x jährlich. Wenn die Bewehrung im karbonatisierten Bereich liegt, gelten die Maßnahmen für über 1,0 M. % v. Z. schon ab 0,2 M. % v. Z.. Dies spiegelt die Abhängigkeit der Chloridkorrosion vom pH- Wert in der Norm wider.

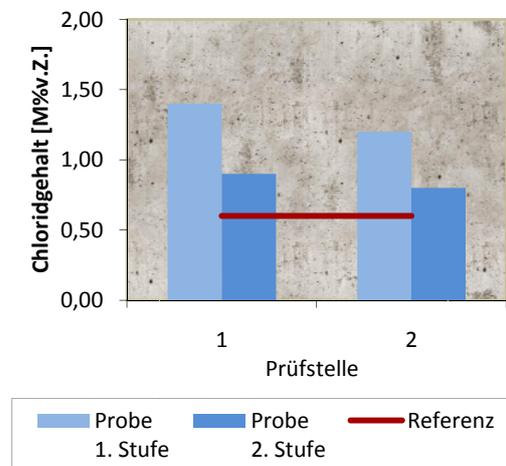
## 2.2.3. Messung der Chlorideindringung

Für die Messung der Chlorideindringung werden zunächst Bohrmehlproben in mehreren Tiefenstufen am Bauwerk entnommen. Dies kann beispielsweise mittels eines normalen Bohrers erfolgen, bei dem das an der Bauteiloberfläche austretende Bohrmehl aufgefangen wird oder aber mit einem Bohrer mit Spitzenabsaugung. Alternativ kann die Probengewinnung auch von auch entnommen Bohrkernen geschehen. Die Tiefe der einzelnen Stufen richtet sich nach der Genauigkeit, mit der man eine Aussage über die Verteilung der Chloride im Bauteil

erhalten möchte. Bei den untersuchten Brücken wurden in einer oder zwei Tiefenstufen Bohrmehlproben entnommen. An Brücken, an denen auf Grund starken Verkehrs mit einer erhöhten Chloridbelastung zu rechnen war, wurden zwei Proben in einer Tiefe 5 – 15 mm und 15 – 30 mm entnommen, um eine Aussage über die Verteilung in die Tiefe zu erhalten. Die ersten 5 mm wurden verworfen, da sie das Ergebnis verfälschen würden. An Brücken mit geringem Verkehrsaufkommen wurde nur die erste Tiefenstufe entnommen, bei Brücken die an keine Straße angrenzen wurde auf die Probenahme verzichtet.

Die Bestimmung des Chloridgehalts erfolgte im Labor mittels Ionenchromatographie. Hierzu nutzt man die Eigenschaft der Ionen, an polaren festen Adsorbentien je nach Art und Größe verschieden stark gebunden zu werden. Die Adsorbentien sind neutrale Harze, die mit einer mobilen Trennphase versehen sind. Die Probelösung wird mit hohem Druck (ca. 9 MPa) über die Chromatographiesäule geleitet. Je nach Ionenaustauscher können so Anionen, Kationen oder Ionenpaare adsorbiert werden. Für die Elution der Ionen verwendet man unterschiedliche Elektrolyte, wobei die Retentionszeiten der einzelnen Ionen durch deren Affinität zur stationären Phase bestimmt werden. Eine Suppressorsäule reduziert die hohe Hintergrundleitfähigkeit des Eluenten. Der Nachweis der Ionen erfolgt über die Leitfähigkeit oder die Lichtabsorption im sichtbaren oder ultravioletten Bereich [37].

Die grafische Darstellung der Messwerte erfolgt beispielhaft in Grafik 2.2. Dabei werden den gemessenen Chloridwerten dem entsprechende Grenzwert nach ÖNORM B 4706 „Betonbau – Instandsetzung, Umbau und Verstärkung“ gegenübergestellt.



Grafik 2.2: Grafische Darstellung Chloridgehalt

## 2.3. Betondruckfestigkeit

### 2.3.1. Aussagen der Betondruckfestigkeit über die Dauerhaftigkeit

Die Betondruckfestigkeit macht aus zwei Gründen eine Aussage über die Dauerhaftigkeit eines Bauwerkes:

1. Die Tragfähigkeit eines Bauwerkes ist direkt abhängig von den Eigenschaften, unter anderem der Festigkeit, der Materialien aus denen es errichtet worden ist. Bei der Planung wurden gewisse Materialqualitäten vorgeschrieben, anhand deren die statische Bemessung durchgeführt wurde. Werden gewisse Anforderungen an diese Eigenschaften, z.B. die Betondruckfestigkeit nicht mehr erfüllt, so besteht eine akute Gefahr des Dauerhaftigkeitsverlustes auf Grund der Tragfähigkeit. Dies kann zum Einsturz eines Bauwerkes führen, bzw. ist nachzurechnen, ob die vorhandenen Betondruckfestigkeiten den statischen Anforderungen noch genügt, da genügend Tragfähigkeitsreserven vorhanden sind.
2. Eine zweite Aussage über die Dauerhaftigkeit lässt sich wie folgt indirekt aus der Betondruckfestigkeit ableiten. Die Betondruckfestigkeit ist einerseits von der Druckfestigkeit der Gesteinskörnung selbst, andererseits von der Matrix, in der die Gesteinskörnungen verbunden sind, abhängig. Großen Einfluss auf die Matrix haben Faktoren wie der W/B-Wert, die Zementart, der Hydrationsgrad und das Porenvolumen, insbesondere der Anteil an Kapillar- und Verdichtungsporen, da nur in diesen Transportvorgänge (CO<sub>2</sub>, Feuchtigkeit, Chloride) stattfinden können. Mit steigendem Porenvolumen nimmt die Betondruckfestigkeit tendenziell ab. Daher haben Betone mit einer höheren Druckfestigkeit tendenziell weniger Porenvolumen als solche mit einer niederen. Der Transport von Chloriden, CO<sub>2</sub> und Schadstoffen generell erfolgt über das Porensystem. Somit ist der Schluss zulässig, dass Betone mit höherer Festigkeit bessere Eigenschaften bezüglich der Dauerhaftigkeit haben als solche mit geringerer, da auf Grund der höheren Dichtigkeit der Transport von Schadstoffen in ihnen gehemmt wird.

### 2.3.2. Messung der Betondruckfestigkeit

Im Zuge der Prüfarbeiten wurde die Druckfestigkeit des Betons auf zwei Arten bestimmt. Einerseits wurden an einem Objekt Bohrkern entnommen, diese sollten zur Kalibrierung dienen, andererseits wurde an allen Bauwerken die Druckfestigkeit mit dem Schmid'schen Hammer gemessen.

### Bestimmung der Druckfestigkeit an Bohrkernen – Betondruckfestigkeit

Die entnommenen Bohrkern im Durchmesser von 51 mm wurden im Labor nass geschnitten und die Druckflächen geschliffen. Nach einer normgemäßen Lagerung von 3 Tagen im Wasserbad wurden sie in einer Druckprüfmaschine bis zum Bruch belastet, wobei dabei die Last konstant um 0,2 MPa/s erhöht wurde. Die erreichte Höchstlast wurde aufgezeichnet und die Druckfestigkeit berechnet.

Danach erfolgte gemäß EN 12504-1: 2009, Anhang A (informativ) eine Umrechnung von Bohrkerndurchmesser 51 mm auf 100 mm. Es wurde von einem GK 32 ausgegangen, und daher ein interpolierter Prozentsatz von 12,8 % angenommen.

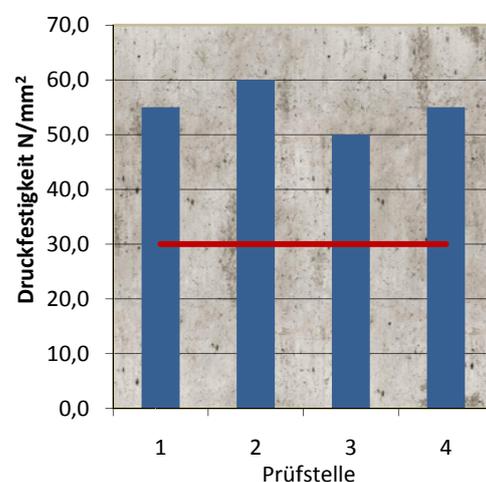
### Bestimmung der Druckfestigkeit mittels Rückprallhammer - Bauwerksfestigkeit

Die Bestimmung der Betondruckfestigkeit ( $\beta D$ ) erfolgte in Anlehnung an ÖNORM B 3303: 2002 mit einem Rückprallhammer nach *E. Schmidt*, Modell N der Firma Proceq.

Bohrkerne zur Erstellung einer Kalibrierkurve wurden nur am Objekt Streckennummer 2057, km 110,084 entnommen. Die Umrechnung von den gemessenen Rückprallwerten auf die Betondruckfestigkeit erfolgte nach den vom Messgerätehersteller angegebenen Kalibrierkurven.

Vor der Messung wurde die Bauteiloberfläche mittels eines Seitenschleifers mit Topfscheibe angeschliffen, um jene von verwittertem Beton und sonstigen Verunreinigungen zu befreien.

In Abschnitt 3.2 werden objektweise die gemessenen Betondruckfestigkeiten bzw. Bauwerksfestigkeiten in Form von Grafik 2.3 dargestellt. Es erfolgt ebenso eine Gegenüberstellung mit den geplanten Werten aus den Bauunterlagen, diese sind als roter Balken dargestellt, woraus erkennbar ist, ob die Druckfestigkeiten noch den Anforderungen der Statik zur Bauzeit genügt.



Grafik 2.3: Grafische Darstellung der Betondruckfestigkeit

## 2.4. Betondeckung

### 2.4.1. Bedeutung der Betondeckung für die Dauerhaftigkeit

Sinn und Zweck der Betondeckung ist neben der kraftschlüssigen Verbindung von Beton und Bewehrung auch der Schutz letzterer gegenüber Umwelteinflüssen. Diese können chemischer Natur sein, wie dies bei der Karbonatisierung und der Chlorideindringung der Fall ist, aber auch mechanischer wie z.B. beim Aufprall oder im Brandfall. In beiden Fällen steigt mit der Dicke der Betonüberdeckung der Widerstand gegen diese unerwünschten Einflüsse. Somit ist die Betondeckung schon beim Entwurf eines Bauwerks aber auch bei einer Zustandsbeurteilung zu einem späteren Zeitpunkt von großer Bedeutung.

In dieser Arbeit wird die gemessene Betondeckung, wie in Grafik 2.1 dargestellt, der Karbonatisierung gegenüber gestellt. Bei der Beurteilung der Chlorideindringung ist die Tiefe der Bewehrung ebenfalls von Interesse, da erst der Vergleich der Bewehrungstiefe aussagt, welche Tiefenstufen der Proben für diese zutrifft.

### 2.4.2. Messung der Betondeckung

Zur Aufnahme der Betondeckung wurde ein magnetinduktives Überdeckungsmessgerät vom Typ Hilti ferroskan mit computergestützter Messwerterfassung eingesetzt. Die Messwertaufnahme erfolgte in Form von Flächenscans oder Längsscans (Quickscan). In diesen ist unterteilt in Längs- und Querbewehrung die minimale, maximale sowie mittlere Betondeckung in [mm] angegeben bzw. je nachdem welche Werte ermittelt wurden.

## 2.5. Art und Zustand der Bewehrung

Wie bereits in Kapitel 1.2.2 behandelt kamen seit der Erfindung von Eisen- bzw. Stahlbeton verschiedene Arten von Bewehrung zum Einsatz. Somit ist es von Interesse, welche Stahlsorte in welchem Objekt zum Einsatz kam, da sie alle unterschiedliche Eigenschaften mit sich bringen. Aussagen über die Ermüdungsfestigkeit alter Bewehrungsstähle wurden bereits in Kapitel 1.2.2 gemacht.

Der Zustand der Bewehrung, ist diese korrodiert oder nicht bzw. zu welchem Grad, gibt zusammen mit der Karbonatisierungstiefe bzw. dem Chloridgehalt einen Hinweis auf die chemischen Verhältnisse in der Bewehrungstiefe. So muss ein hoher Chloridgehalt nicht unbedingt zur Korrosion der Bewehrung führen, wenn die chemischen Verhältnisse dafür nicht vorhanden sind. Auch ist der Zustand der Bewehrung für die Tragfähigkeit von großer Bedeutung, da korrodierte Bewehrungseisen zum Einsturz eines Bauwerkes führen können.

## 2.6. Zustandsbewertungsschema der ÖBB

Die Brücken der ÖBB werden gemäß dem Instandhaltungsplan überprüft. Im Zuge der Brückenprüfung wird die Zustandsklasse durch den Brückenprüfer festgelegt. Die Zustandsbeurteilung ist eine Kennzahl für das gesamte Objekt, also Tragwerk, Lager, Widerlager und Fundament. Seit dem Jahr 2006 werden die Objekte in 5 Klassen eingeteilt, vorher wurde die Beurteilung in 4 Klassen vorgenommen. Die Beurteilung nach den Zustandsklassen erfolgt nach folgenden Kriterien:

- **Klasse 1**  
Sehr guter Erhaltungszustand, keinerlei Einschränkungen.
- **Klasse 2**  
Guter Erhaltungszustand, keinerlei Einschränkungen. Das Objekt weist kleine Schäden auf, die längerfristig (>12 Jahre) eine Instandsetzung erfordern.
- **Klasse 3**  
Schlechter Erhaltungszustand, keinerlei Einschränkungen. Das Objekt weist gröbere Schäden auf, die mittelfristig (5-12 Jahre) eine Instandsetzung erfordern.
- **Klasse 4**  
Sehr schlechter Erhaltungszustand, keinerlei Einschränkungen. Das Objekt weist gröbere Substanzschädigungen auf, die aus technischen / wirtschaftlichen Gründen nicht mehr behoben werden oder das Objekt entspricht nicht mehr dem technischen Ausbaustandard der Strecke – Eingabe zur Erneuerung.
- **Klasse 5**  
Sehr schlechter Erhaltungszustand, bereits Einschränkungen. Das Objekt weist gröbere Substanzschädigungen auf, die aus technischen / wirtschaftlichen Gründen nicht mehr behoben werden oder das Objekt entspricht nicht mehr dem technischen Ausbaustandard der Strecke – Eingabe zur Erneuerung.
- **Zusatz S**  
Für alle Sicherheitsrelevanten, auf Einzelkomponenten bezogene Schäden oder Zustände die zu Sofortmaßnahmen oder zur Behebung mit Fristen führen. Der Zusatz kann für jede Bewertungsklasse angegeben werden.

In der Objektbeschreibung in Abschnitt 3.2 ist für jedes Objekt die Bewertung durch die ÖBB nach obigem Schema festgehalten. Bei Objekten die noch nach dem alten Beurteilungsschema (4 Klassen) beurteilt sind, ist die Zustandszahl mit einem Stern (\*) markiert. In Abschnitt 3.3.5 werden die Zustände der Bauwerke nach dem Schema der ÖBB mit den Ergebnissen der Messungen verglichen, um festzustellen, ob eine Übereinstimmung der beiden Bewertungsvarianten gegeben ist.

## **3. Untersuchungen zur Dauerhaftigkeit von Eisenbahnbrücken**

### **3.1. Auswahl der Objekte**

Als Grundlage für den praktischen Teil der Diplomarbeit wurden an 12 Brückenobjekten Zustandsfeststellungen durchgeführt. Von einer weiteren Brücke waren noch aktuelle Prüfungsunterlagen vorhanden. Nach Möglichkeit wurden pro ¼ Jahrhundert bzw. für jeden Zeitraum in dem es wichtige technologische Fortschritte gab, mindestens 2 Brücken aus dem Bestand der ÖBB untersucht. Weitere wichtige Parameter für die Auswahl waren der Zustand nach dem Bewertungschema der ÖBB, um eine Gegenüberstellung von gutem und schlechtem Erhaltungszustand zu ermöglichen, der Konstruktionstyp sowie die allgemeine Verfügbarkeit von planlichen Unterlagen bzw. der jeweiligen Statik.

Es wurden folgende Parameter untersucht:

- Betondruckfestigkeit mit dem Rückprallhammer nach Schmidt
- Teilweise Druckfestigkeit an Bohrkernen zum Vergleich mit dem Rückprallhammer
- Karbonatisierungstiefe
- Chloridgehalt bei Brücken mit angrenzendem Straßenverkehr
- Zustand der Bewehrung

### **3.2. Objektbeschreibung und Auswertung der Messergebnisse**

Im Folgenden werden zunächst die wichtigsten Eckdaten der Brückenobjekte aufgelistet. Zur besseren Vorstellung ist jedes Objekt auch grafisch abgebildet. Dann werden die Prüfergebnisse in Diagrammen dargestellt, mit den Grenz- bzw. Referenzwerten verglichen und interpretiert. Diese objektweisen Betrachtungen dienen dann als Grundlage für die Vergleiche des gesamten untersuchten Bestandes in Abschnitt 3.3.

### 3.2.1. Objekt Streckennr. 1165, km 31,06 –Durchfahrt Münchensthalstrasse

Baujahr: 1955  
Art: Straßendurchfahrt  
Zustand: 2 (21.04.2009)  
Prüfstellen: 1 Karbonatisierung  
1 Betondeckung  
1 Druckfestigkeit  
1 Chloridgehalt



Abb. 3.1: Tragwerksansicht Objekt 1165, km 31,06

Lage der Prüfstellen:

Es wurde nur eine Stelle beprobt, da das Bauwerk beschichtet ist und daher eine Unterscheidung in einen optisch guten und schlechten Bereich nicht möglich war.

#### Art und Zustand der Bewehrung

Am Objekt wurden keine Fehlstellen in Form von Betonabplatzungen oder freiliegender Bewehrung vorgefunden. Bei der im Zuge der Karbonatisierungsprüfung freigelegten Bewehrung handelt es sich um Rippenstahl. Es konnte keine fortgeschrittene Korrosion festgestellt werden. Das Objekt ist aus optischen Gründen mit einem Anstrich überzogen. In der Tragwerksmitte ist ein oberflächlicher Anfahrschaden durch einen LKW vorhanden.

#### Korrosionsgefährdung durch Karbonatisierung

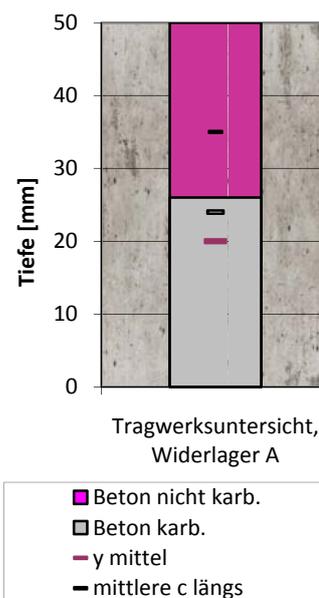
Im Zuge der Prüfarbeiten wurde an einer Stelle eine Karbonatisierungsprüfung durchgeführt. Das Messergebnis ist in nebenstehender Grafik dargestellt.

Die Betonüberdeckung lag bei der Querbewehrung im Mittel bei 24 mm, bei der Längsbewehrung bei 35 mm.

Der Maximalwert der Karbonatisierung hat bereits die Querbewehrung erreicht, die Längsbewehrung liegt im nicht karbonatisierten Bereich.

#### Nutzungsdauer zufolge Karbonatisierung:

Für die Berechnung der Nutzungsdauer wurde an der Platte die mittlere Betondeckung der Längsbewehrung sowie der Mittelwert der Karbonatisierung herangezogen.



Grafik 3.1: Betondeckung und Karbonisierungstiefe Objekt 1165, km 31,06

Tab. 3.1: Ermittlung der Nutzungsdauer Objekt 1165, km 31,06

Prüfstelle	Betonalter [a]	y mittel [mm]	k	c mittel [mm]	Nutzungsdauer [a]
Tragwerksuntersicht, Widerlager A	54	20	2,72	35	165

Anhand der Berechnungen ergibt sich eine **Restnutzungsdauer von ca. 110 Jahren**, bis die Karbonatisierungsfront die Längsbewehrung erreicht hat. Da keine Betonabplatzungen oder freiliegende Bewehrungsseisen vorhanden sind, kann man annehmen, dass die chemischen Bedingungen derzeit nicht zur Korrosion der Bewehrung führen, obwohl die Querbewehrung teilweise im karbonatisierten Bereich liegt.

### Beurteilung der Betondruckfestigkeit

Im Zuge der Prüfarbeiten wurde an einer Stelle eine Druckfestigkeitsprüfung mittels Schmidhammer durchgeführt. Dabei wurde eine Prellhärte von 55 gemessen.

Erfahrungsgemäß liegen die Werte der geknickten Referenzlinie ab einen Rückprallwert von über 55 jedoch zu hoch und ergeben mindestens eine Druckfestigkeitsklasse unter dem Ergebnis.

Bei der Prüfstelle kann man daher gesichert davon ausgehen, dass der Beton der **Druckfestigkeitsklasse C 40/50** entspricht.

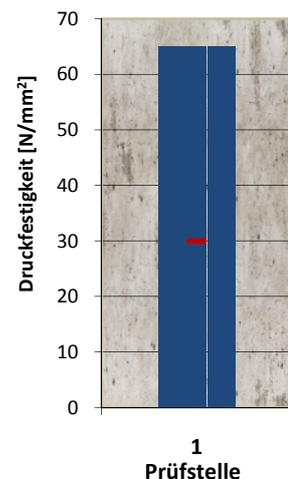
In den vorhandenen Planunterlagen wird eine Betonklasse B 300 gefordert, was der aktuellen Betonklasse C 25/30 entspricht. Somit erfüllt die gemessene Bauwerksfestigkeit die statischen Anforderungen.

### Korrosionsgefährdung durch Chlorideindringung

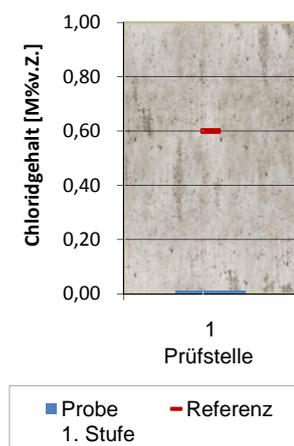
Der Chloridgehalt wurde in einer Tiefenstufe von 5 – 15 mm gemessen. Die Messung an diesem Objekt sollte in erster Linie zeigen, ob überhaupt Chlorid vorhanden ist, und nicht die Verteilung über die Tiefe.

Es wurde ein Chloridgehalt von 0,01 M % v. Z. gemessen. Dieser Wert liegt im Bereich der Messtoleranz bzw. auf dem Niveau des natürlichen Chloridgehalts des Betons. In der ÖNORM B 4706 wird als kritischer Wert bei nicht karbonatisiertem Beton ein Chloridgehalt von 0,6 M % v. Z. angeführt. Davon ist der Chloridgehalt derzeit weit entfernt.

Somit besteht derzeit keine Korrosionsgefährdung für die Bewehrung durch Chloride.



Grafik 3.2: Bauwerksfestigkeit Objekt 1165, km 31,06



Grafik 3.3: Chloridgehalt Objekt 1165, km 31,06

### 3.2.2. Objekt Streckennr. 1672, km 20,819

Baujahr: 1909  
 Art: Feldwegunterführung  
 Zustand: 3 (30.11.2009)  
 Prüfstellen: 4 Karbonatisierung  
 4 Betondeckung  
 4 Druckfestigkeit



Lage der Prüfstellen:

Jeweils 2 Prüfstellen auf Unterzug und Platte, je eine in einem optisch gutem und eine in einem optisch schlechtem Bereich.

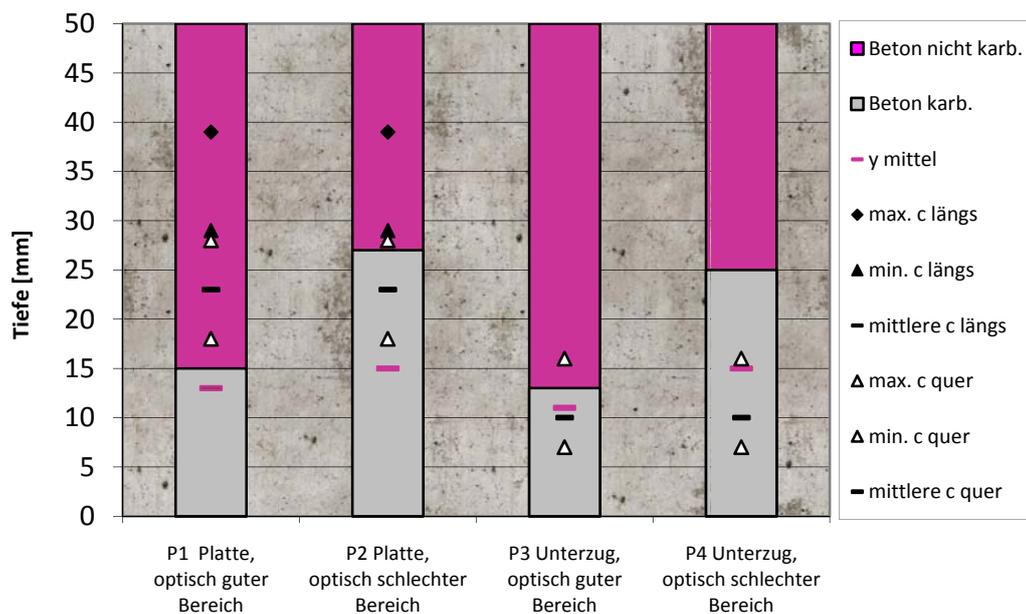
Abb. 3.2: Tragwerksuntersicht Objekt 1672, km 20,819

#### Art und Zustand der Bewehrung

Bei der am Objekt vorgefunden Bewehrung handelt es sich um Rundeseisen. Rundeseisen waren an mehreren Stellen bereits frei sichtbar. In diesen Bereichen konnte bereits fortgeschrittene Korrosion der Bewehrung sowie eine Reduzierung des Querschnitts der Querbewehrung festgestellt werden. Bei den im Zuge der Bewehrungssuche für die Bestimmung der Karbonisierungstiefe georteten Rundeseisen konnte derzeit keine auffällig fortgeschrittene Korrosion und daher keine Reduzierung des Querschnittes festgestellt werden.

#### Korrosionsgefährdung durch Karbonatisierung

Im Zuge der Prüfarbeiten wurden an 4 Stellen Karbonatisierungsprüfungen durchgeführt. Die Messergebnisse sind in folgender Grafik dargestellt.



Grafik 3.4: Betondeckung und Karbonisierungstiefe Objekt 1672, km 20,819

Am geprüften Objekt korreliert die Karbonatisierungstiefe gut mit dem augenscheinlich erkennbaren Bauwerkszustand.

Beim überprüften Unterzug erreicht die Karbonatisierungstiefe im optisch guten Bereich die Bügelbewehrung, im optisch schlechten Bereich reicht die Karbonatisierungstiefe bereits hinter die Bügelbewehrung. Es wurde eine Betonüberdeckung der Bügelbewehrung von 10 mm im Mittel festgestellt.

Bei den Prüfstellen auf der Tragwerksplattenunterseite liegt die Karbonatisierungstiefe im optisch guten Bereich vor die Bewehrung in Tragwerksquerrichtung, im optisch schlechten Bereich liegt die Karbonatisierungstiefe im Mittel vor, beim Extremwert bereits hinter die Bewehrung in Tragwerksquerrichtung. Es wurde eine Betonüberdeckung der Bewehrung in Tragwerksquerrichtung von 23 mm festgestellt.

Optisch als schlecht eingestufte Bereiche weisen tendenziell eine größere Karbonatisierungstiefe auf.

Nutzungsdauer zufolge Karbonatisierung:

Für die Berechnung der Nutzungsdauer wurde an der Platte die mittlere Betondeckung der Längsbewehrung herangezogen. Bei den Prüfstellen am Unterzug die maximale Betondeckung der Bügelbewehrung, da die Längsbewehrung jedenfalls tiefer liegen muss und die Tiefe der Längsbewehrung in diesen Bereichen nicht gemessen wurde.

**Tab. 3.2: Berechnung der Nutzungsdauer Objekt 1672, km 20,819**

Prüfstelle	Betalter [a]	dK mittel [mm]	k	y mittel [mm]	Nutzungsdauer [a]
P1 Platte, optisch guter Bereich	100	13	1,30	34	684
P2 Platte, optisch schlechter Bereich	100	15	1,50	34	514
P3 Unterzug, optisch guter Bereich	100	11	1,10	16	212
P4 Unterzug, optisch schlechter Bereich	100	15	1,50	16	114

Bei P4 hat die Karbonatisierung die Längsbewehrung beinahe erreicht, jedoch ist noch keine auffällige Korrosion festzustellen.

Die berechneten Nutzungsdauern unterscheiden sich vor allem zwischen den Prüfstellen an der Platte und am Unterzug. Die Nutzungsdauer an der Platte ist in etwa doppelt so hoch, da die Betondeckung entsprechend höher ist. Das Tragwerk der Brücke ist als Plattenbalken ausgeführt, daher treten die größten Kräfte in der Bewehrung im Unterzug auf. Aus diesem Grund und der geringeren Nutzungsdauer ist der Unterzug maßgebend für die Tragfähigkeit der Brücke. Als Nutzungsdauer des Bauwerks werden daher die errechneten Werte für den Unterzug angenommen. Derzeit ist keine auffällige Korrosion an der Bewehrung festzustellen,

soweit diese nicht freiliegt. Geht man davon aus, dass örtliche Bereiche (z.B. P 4) mit zu geringer Betondeckung bzw. Betonabplatzungen konventionell instandgesetzt werden, ergibt sich eine wirtschaftliche Nutzungsdauer entsprechend dem Mittel aus P 3 und P 4 von 163 Jahren.

Dies entspricht einer **Restnutzungsdauer von ca. 63 Jahren**.

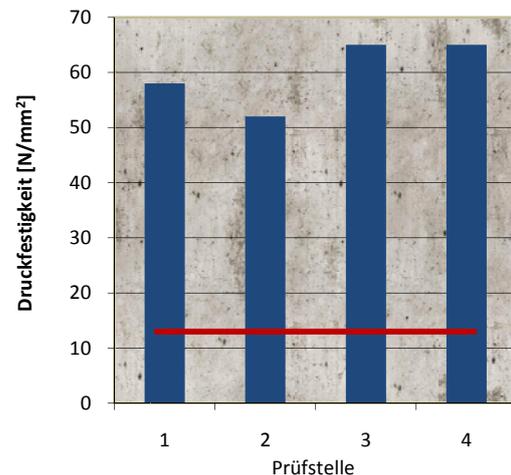
### *Beurteilung der Betondruckfestigkeit*

Im Zuge der Prüfarbeiten wurden an 4 Stellen Druckfestigkeitsprüfungen mittels Schmidhammer durchgeführt. Bei den Prüfstellen P1 und P2 lag die Prellhärte bei etwa 50, bei P3 und P4 über 55. Erfahrungsgemäß liegen die Werte der geknickten Referenzlinie ab einem Rückprallwert von über 55 jedoch zu hoch und ergeben mindestens eine Druckfestigkeitsklasse unter dem Ergebnis.

Bei allen Prüfstellen kann man daher gesichert davon ausgehend, dass die **Druckfestigkeitsklasse C 40/50** erreicht wurde.

Die Brücke ist auf Grund des Baualters nach den Regelplänen der k. & k. Eisenbahndirektion ausgeführt worden. Diese sehen einen Beton mit einem Portlandzementanteil von  $280 \text{ kg/m}^3$  vor, wobei eine Druckfestigkeit von mindestens  $130 \text{ kg/cm}^2$  nach 6 Wochen erreicht werden muss.

Somit erfüllt die gemessene Bauwerksfestigkeit die statischen Anforderungen.



Grafik 3.5: Bauwerksfestigkeit Objekt 1672, km 20,819

### 3.2.3. Objekt Streckennr. 1951, km 37,639

Baujahr: 1934  
 Art: Bachdurchlass  
 Zustand: 3 (4.11.2008)  
 Prüfstellen: 2 Karbonatisierung  
 2 Betondeckung  
 2 Druckfestigkeit



Abb. 3.3: Ansicht des Objektes 1951, km 37,639

Lage der Prüfstellen:  
 Jeweils eine Prüfstelle in einem optisch guten und eine in einem optisch schlechten Bereich.

#### Art und Zustand der Bewehrung

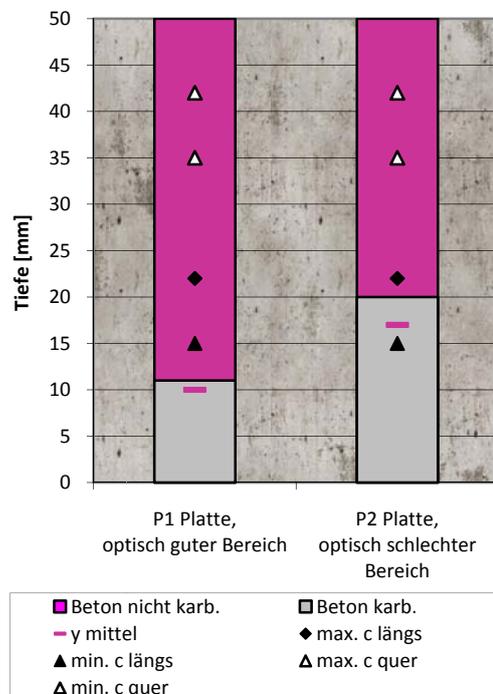
Bei der am Objekt vorgefundenen Bewehrung handelt es sich um Rundeseisen. Im Bereich von Widerlager E liegt die Längsbewehrung örtlich frei, es ist bereits eine Querschnittsminderung der Längsbewehrung festzustellen. Bei den im Zuge der Bestimmung der Karbonatisierungstiefe freigelegten Rundeseisen auf der Tragwerksunterseite, Bereich Tragwerksmitte, konnte keine fortgeschrittene Korrosion festgestellt werden.

#### Korrosionsgefährdung durch Karbonatisierung

Im Zuge der Prüfarbeiten wurden an 2 Stellen Karbonatisierungsprüfungen durchgeführt. Die Messergebnisse sind in nebenstehender Grafik dargestellt.

Bei der Prüfstelle im optisch guten Bereich liegt die Karbonatisierungsfront vor der Längsbewehrung, im optisch schlechten Bereich liegt die Karbonatisierungstiefe in etwa auf gleicher Höhe wie die Längsbewehrung. In diesen Bereichen konnte keine auffällige Korrosion der Bewehrung festgestellt werden.

Der optisch als schlecht eingestufte Bereich weist eine größere Karbonatisierungstiefe auf als der optisch Gute.



Grafik 3.6: Betondeckung und Karbonatisierungstiefe Objekt 1951, km 37,639

### Nutzungsdauer zufolge Karbonatisierung:

Für die Berechnung der Nutzungsdauer wurden die mittlere Betondeckung der Längsbewehrung und die mittlere Karbonatisierungstiefe herangezogen.

Tab. 3.3: Ermittlung der Lebensdauer Objekt 1951, km 37,639

Prüfstelle	Betonalter [a]	dK mittel [mm]	k	y min [mm]	Nutzungsdauer [a]
P1 Platte, optisch guter Bereich	75	10	1,15	15	169
P2 Platte, optisch schlechter Bereich	75	17	1,96	15	58

An der optisch schlechten Stelle hat der Extremwert der Karbonatisierung vor etwa 20 Jahren die Längsbewehrung erreicht. Die Bewehrung zeigt jedoch keine fortgeschrittene Korrosion.

Wie bereits beschrieben, wurde an einer Stelle freiliegende Längsbewehrung vorgefunden. Wenn man davon ausgeht, dass derartige, örtliche Fehlstellen instandgesetzt werden, kann man erwarten, dass eine wirtschaftliche Nutzungsdauer entsprechend dem Mittelwert der beiden Prüfstellen von ca. 170 Jahren erreicht wird. Voraussetzung dafür ist eine wiederkehrende Kontrolle der Bewehrung, ob es zu weiteren Korrosionserscheinungen (Rostfahnen, Abplatzungen, ...) gekommen ist.

Somit ergibt sich eine **Restnutzungsdauer von ca. 95 Jahren**.

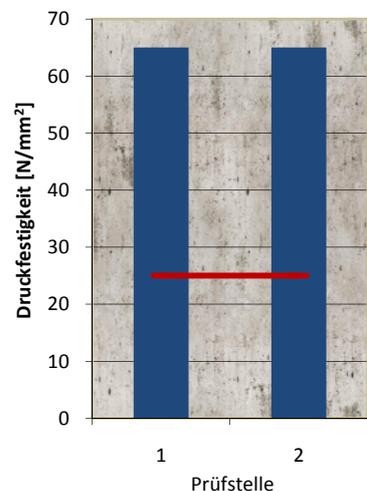
### **Beurteilung der Betondruckfestigkeit**

Im Zuge der Prüfarbeiten wurden an zwei Stellen Druckfestigkeitsprüfungen mittels Schmidhammer durchgeführt. Dabei wurden Prellhärten von 58 (P1) und 59 (P2) gemessen.

Erfahrungsgemäß liegen die Werte der geknickten Referenzlinie ab einem Rückprallwert von über 55 jedoch zu hoch und ergeben mindestens eine Druckfestigkeitsklasse unter dem Ergebnis.

Bei den Prüfstellen kann man daher gesichert davon ausgehend, dass die **Druckfestigkeitsklasse C 40/50** erreicht wurde.

In den vorhandenen Planunterlagen wird eine Druckfestigkeit nach 28 Tagen von  $250 \text{ kg/cm}^2$  gefordert. Ein Beton C 40/50 hat eine 28 Tage Festigkeit von  $500 \text{ kg/cm}^2$ . Somit erfüllt die gemessene Bauwerksfestigkeit die statischen Anforderungen.



Grafik 3.7: Bauwerksfestigkeit Objekt 1951, km 37,639

### 3.2.4. Objekt Streckennr. 2012, km 4,278 – Eisenbahnbrücke Guldengasse

Baujahr: 1985  
 Art: Straßendurchfahrt  
 Zustand: 3 (5.10.2006)  
 Prüfstellen: 4 Karbonatisierung  
 4 Betondeckung  
 4 Druckfestigkeit  
 2 Chloridgehalt



Abb. 3.4: Ansicht Objekt 2012, km 4,278

Lage der Prüfstellen:

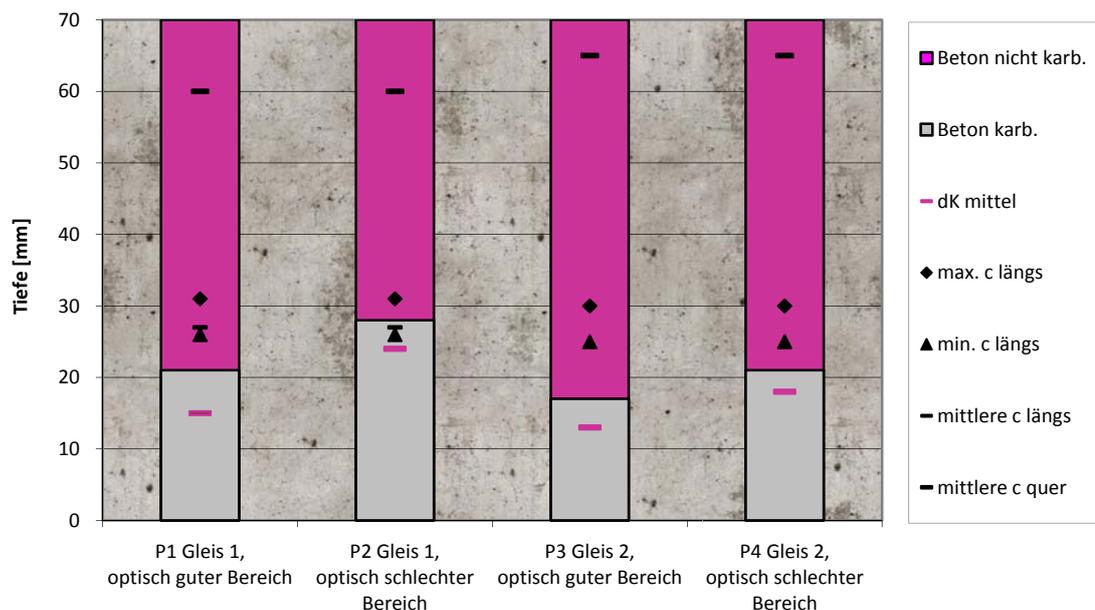
Jeweils 2 Prüfstellen pro Gleis, je eine in optisch gutem und eine in optisch schlechtem Bereich. Chloridgehalt nur an 2 Prüfstellen bei Gleis 1.

#### Art und Zustand der Bewehrung

Bei der am Objekt vorgefunden Bewehrung handelt es sich um Torstahl. Es wurden keine Betonabplatzungen oder freiliegende Bewehrung festgestellt. Bei den im Zuge der Bestimmung der Karbonatisierungstiefe freigelegten Bewehrungsstäben konnte keine fortgeschrittene Korrosion festgestellt werden.

#### Korrosionsgefährdung durch Karbonatisierung

Im Zuge der Prüfarbeiten wurden an 4 Stellen Karbonatisierungsprüfungen durchgeführt. Die Messergebnisse sind in folgender Grafik dargestellt.



Grafik 3.8: Betondeckung und Karbonatisierungstiefe Objekt 2012, km 4,278

Bei den Prüfstellen an der Tragwerksplattenunterseite liegt die Tiefe der Karbonatisierung sowohl im optisch guten als auch im optisch schlechten Bereich vor der Bewehrung. Bei P2 hat der Extremwert der Karbonatisierung die Bewehrung jedoch schon erreicht.

Tendenziell weisen optisch als schlecht eingestufte Bereiche eine größere Karbonatisierungstiefe auf als optisch gute Bereiche.

Nutzungsdauer zufolge Karbonatisierung:

Für die Berechnung der Nutzungsdauer wurden die mittlere Betondeckung der Längsbewehrung sowie die mittlere Karbonatisierungstiefe herangezogen.

Tab. 3.4: Ermittlung der Nutzungsdauer Objekt 2012, km 4,278

Prüfstelle	Betonalter [a]	dK mittel [mm]	k	y mittel [mm]	Nutzungsdauer [a]
P1 Gleis 1, optisch guter Bereich	24	15	3,06	27	78
P2 Gleis 1, optisch schlechter Bereich	24	24	4,90	27	30
P3 Gleis 2, optisch guter Bereich	24	13	2,65	28	107
P4 Gleis 2, optisch schlechter Bereich	24	18	3,67	28	56

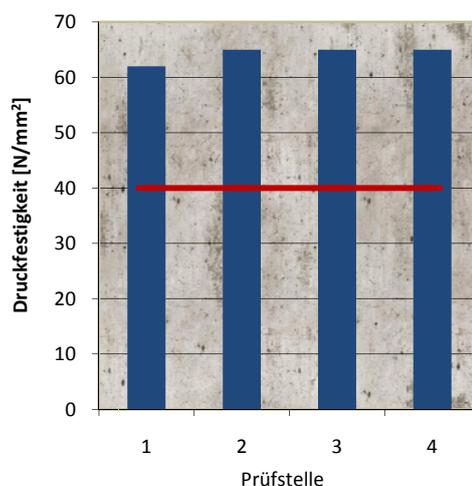
An den optisch schlechten Prüfstellen ergibt sich eine mittlerer Nutzungsdauer von 43 Jahren, an den optisch guten eine mittlere Nutzungsdauer von 93 Jahren. Es sind derzeit keine Schäden an der Bauwerksoberfläche zu erkennen, die freigelegte Bewehrung weist keine fortgeschrittene Korrosion auf. In ca. 6 – 32 Jahren wird die Karbonatisierungsfront an den schlechten Prüfstellen die Längsbewehrung erreicht haben. Ab diesem Zeitpunkt kann es unter Voraussetzung der entsprechenden chemischen Bedingungen zur karbonatisierungs bedingten Korrosion der Bewehrung kommen.

Als mittlere **Restnutzungsdauer** anhand aller Prüfstellen ergeben sich **ca. 45 Jahre**.

**Beurteilung der Betondruckfestigkeit**

Im Zuge der Prüfarbeiten wurden an 4 Stellen Druckfestigkeitsprüfungen mittels Schmidhammer durchgeführt. Dabei wurden Prellhärten von 54 bis 60 gemessen.

Erfahrungsgemäß liegen die Werte der geknickten Referenzlinie ab einen Rückprallwert von über 55 jedoch zu hoch und ergeben mindestens eine Druckfestigkeitsklasse unter dem Ergebnis.



Grafik 3.9: Bauwerksfestigkeit Objekt 2012, km 4,278

Bei den Prüfstellen kann man daher gesichert davon ausgehen, dass die **Druckfestigkeitsklasse C 40/50** erreicht wurde.

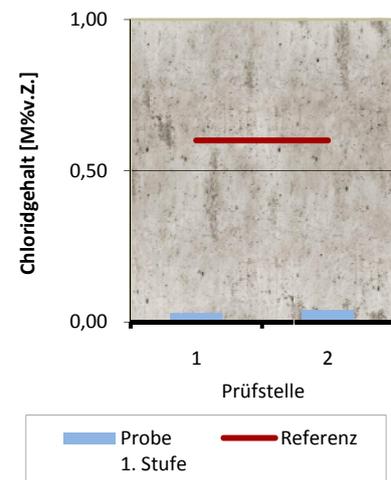
In den vorhandenen Planunterlagen wird eine Betonklasse B 400 für das Tragwerk gefordert. Diese entspricht der Betonklasse C 35/45 nach ÖNORM B 4710. Somit werden die geforderten Festigkeitseigenschaften erreicht bzw. im positiven Sinn überschritten.

### Korrosionsgefährdung durch Chlorideindringung

Der Chloridgehalt wurde an zwei Stellen in einer Tiefenstufe von 5 – 15 mm gemessen. Bei der Messung an diesem Objekt ging es in erster Linie darum festzustellen, ob Chlorid vorhanden ist, und nicht um die Verteilung in die Tiefe.

Es wurde ein Chloridgehalt von 0,03 bzw. 0,04 M % v. Z. gemessen. Werte in dieser Größe liegen im Bereich der Messtoleranz bzw. auf dem Niveau des natürlichen Chloridgehalts des Betons. In der ÖNORM B 4706 wird als kritischer Wert bei nicht karbonatisiertem Beton ein Chloridgehalt von 0,6 M%vZ angeführt. Davon ist der Chloridgehalt derzeit weit entfernt.

Somit besteht derzeit keine Korrosionsgefährdung für die Bewehrung durch Chloride.



Grafik 3.10: Chloridgehalt  
Objekt 2012, km 4,278

### 3.2.5. Objekt Streckennr. 2053, km 24,809

Baujahr: 1976  
 Art: gedeckte Brücke  
 Zustand: 3 (8.4.2008)  
 Prüfstellen: 4 Karbonatisierung  
 4 Betondeckung  
 4 Druckfestigkeit  
 2 Chloridgehalt



Abb. 3.5: Ansicht Tragwerk Objekt 2053, km 24,809

Lage der Prüfstellen:

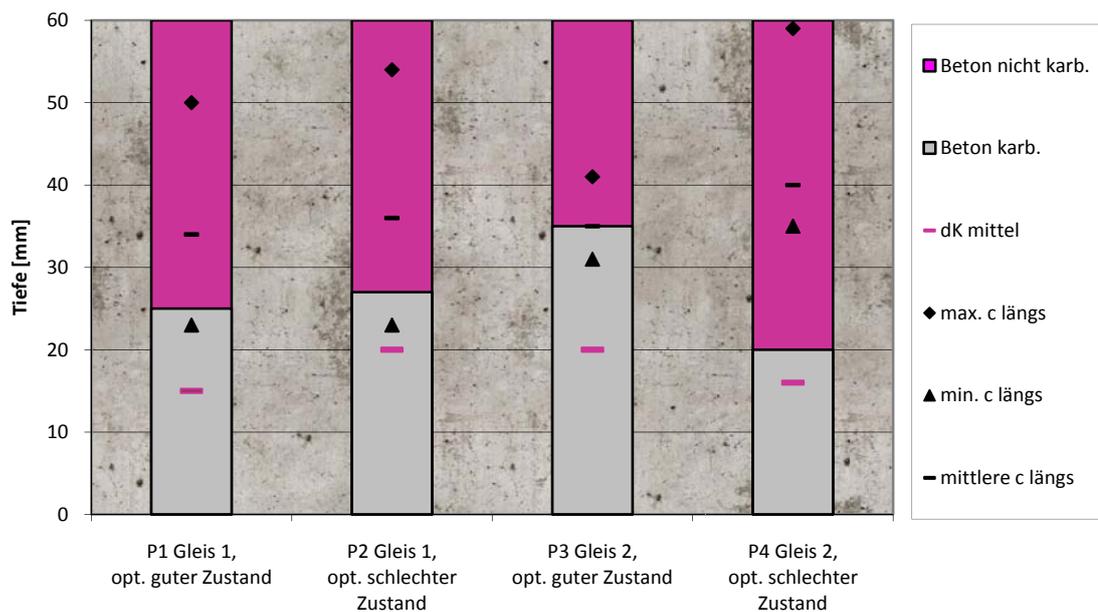
2 Prüfstellen pro Gleis, je eine in einem optisch gutem und eine in einem optisch schlechtem Bereich; Der Chloridgehalt wurde an 2 Stellen in 2 Tiefenstufen gemessen, je eine in optisch gutem und eine in optisch schlechtem Bereich.

#### Art und Zustand der Bewehrung

Es wurde keine freiliegende Bewehrung oder Betonabplatzungen vorgefunden. Bei der im Zuge der Bestimmung der Karbonisierungstiefe georteten Bewehrung handelt es sich um Rippenstahl bei welchem, nach dem Öffnen, keine fortgeschrittene Korrosion festgestellt werden konnte.

#### Korrosionsgefährdung durch Karbonatisierung

Im Zuge der Prüfarbeiten wurden an 4 Stellen Karbonisierungsprüfungen durchgeführt. Die Messergebnisse sind in folgender Grafik dargestellt.



Grafik 3.11: Betondeckung und Karbonisierungstiefe Objekt 2053, km 24,809

Die Extremwerte der Karbonatisierung haben an den Prüfstellen 1 und 2 bereits die minimalen Werte der Betondeckung erreicht, bei Prüfstelle 3 sogar den Mittelwert. Bei Prüfstelle 4 liegt die Karbonatisierungsfrente auf Grund der guten Betondeckung vor der Bewehrung.

Es lässt sich kein Zusammenhang zwischen dem optischen Zustand der Prüfstellen und der Karbonatisierungstiefe feststellen.

Nutzungsdauer zufolge Karbonatisierung:

Für die Berechnung der Nutzungsdauer wurden die mittlere Betondeckung der Längsbewehrung sowie die mittlere Karbonatisierungstiefe herangezogen.

Tab. 3.5: Berechnung der Nutzungsdauer Objekt 2053, km 24,809

Prüfstelle	Betonalter [a]	dK mittel [mm]	k	y mittel [mm]	Nutzungsdauer [a]
P1 Gleis 1, optisch guter Zustand	33	15	2,61	34	170
P2 Gleis 1, optisch schlechter Zustand	33	20	3,48	36	107
P3 Gleis 2, optisch guter Zustand	33	20	3,48	35	101
P4 Gleis 2, optisch schlechter Zustand	33	16	2,79	40	206

Als Mittelwert aller Prüfstellen ergibt sich eine Nutzungsdauer von ca. 146 Jahren.

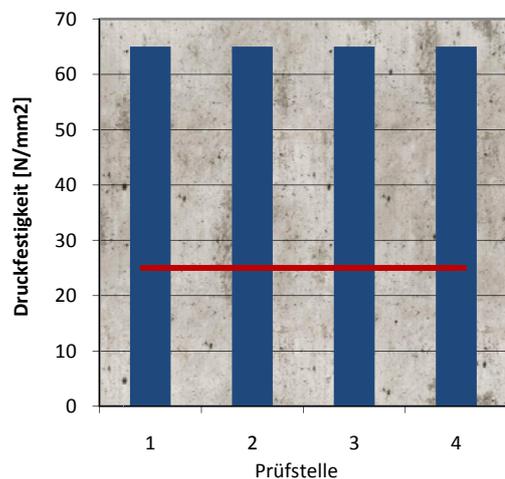
Dies entspricht einer **Restnutzungsdauer von ca. 115 Jahren**, wobei durch Kontrollen sicherzustellen ist, dass die Bewehrung nicht zu Korrodieren beginnt, da sie bereits größtenteils im karbonatisierten Bereich liegt.

**Beurteilung der Betondruckfestigkeit**

Im Zuge der Prüfarbeiten wurden an 4 Stellen Druckfestigkeitsprüfungen mittels Schmidhammer durchgeführt. Dabei wurden Prellhärten von 56 bis 59 gemessen.

Erfahrungsgemäß liegen die Werte der geknickten Referenzlinie ab einen Rückprallwert von über 55 jedoch zu hoch und ergeben mindestens eine Druckfestigkeitsklasse unter dem Ergebnis.

Bei den Prüfstellen kann man daher gesichert davon ausgehend, dass die **Druckfestigkeitsklasse C 40/50** erreicht wurde.



Grafik 3.12: Bauwerksfestigkeit Objekt 2053, km 24,809

In den vorhandenen Planunterlagen wird eine Betonklasse B 300 für das Tragwerk gefordert. Diese entspricht der Betonklasse C 25/30 nach ÖNORM B 4710. Somit werden die geforderten Festigkeitseigenschaften erreicht bzw. im positiven Sinn überschritten.

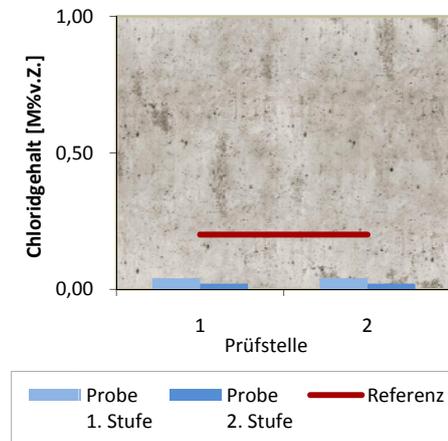
### Korrosionsgefährdung durch Chlorideindringung

Da an diesem Objekt mit einer verstärkten Tausalzbelastung zu rechnen war, wurde der Chloridgehalt an zwei Stellen in jeweils zwei Tiefenstufe von 5 – 15 und 15 – 30 mm gemessen, um auch eine Aussage über die Verteilung in die Tiefe machen zu können.

An beiden Prüfstellen wurde in der ersten Tiefenstufe ein Chloridgehalt von 0,04 M % v. Z. festgestellt, in der zweiten waren es 0,02 M % v. Z. Ein derartiges Chloridprofil entsteht, wenn es im Sommer zu keinen Auswaschungen an der Oberfläche durch chloridarme Spritzwässer kommt, und somit die Konzentration mit der Tiefe abnimmt. Absolut betrachtet liegen Werte jedoch in einem unbedeutenden Bereich.

In der ÖNORM B 4706 wird als kritischer Wert bei karbonatisiertem Beton ein Chloridgehalt von 0,2 M % v. Z. angeführt. Davon ist der Chloridgehalt derzeit weit entfernt.

Somit besteht derzeit keine Korrosionsgefährdung für die Bewehrung durch Chloride.



Grafik 3.13: Chloridgehalt Objekt 2053, km 24,809

### 3.2.6. Objekt Streckennr. 2053, km 25,753 – Badner Viadukt

Baujahr:	1927
Art:	Straßendurchfahrt
Zustand:	2 (10.4.2008)
Prüfstellen:	4 Karbonatisierung
	4 Betondeckung
	4 Druckfestigkeit
	2 Chloridgehalt



Abb. 3.6: Untersicht Objekt 2053, km 25,753

Lage der Prüfstellen:

2 Prüfstellen pro Gleis, jeweils eine in optisch gutem und eine in optisch schlechtem Bereich; Der Chloridgehalt wurde an 2 Stellen in 2 Tiefenstufen gemessen, je eine in optisch gutem und eine in optisch schlechtem Bereich.

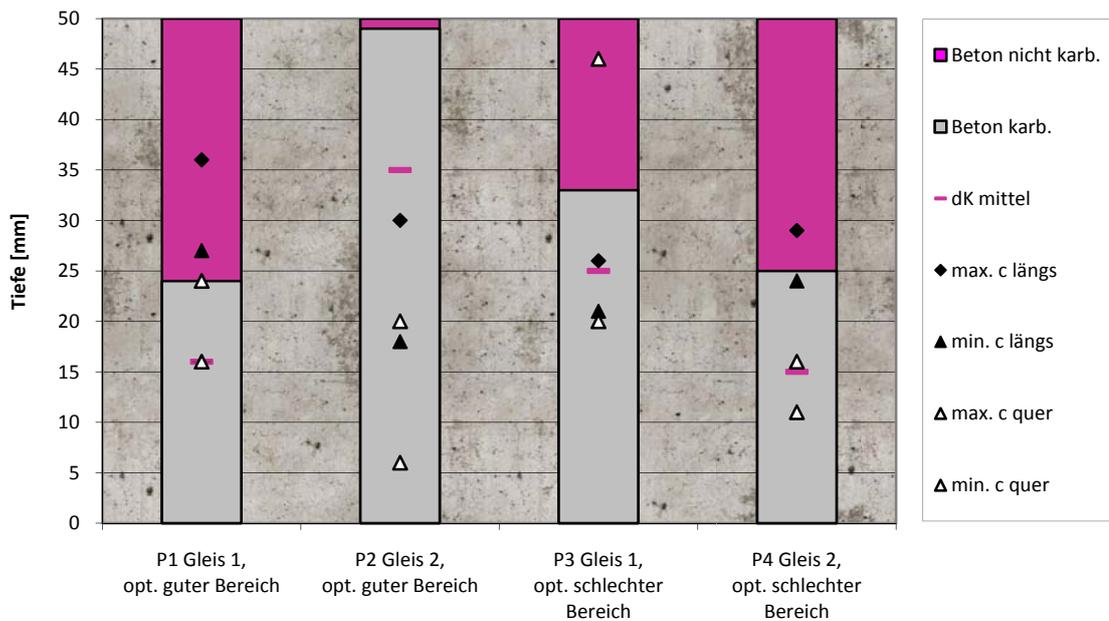
#### **Art und Zustand der Bewehrung**

Am Bauwerk wurden an mehreren Stellen Rostfahnen, Betonabplatzungen und freiliegende Bewehrung festgestellt. Die freiliegende Bewehrung weist bereits eine Querschnittsminderung auf. Die Fehlstellen treten v.a. an der Fuge zwischen den beiden Richtungstragwerken sowie an den Fugen der Betonierabschnitte auf. In diesen Bereichen sind Sinterungen vorhanden.

Bei der im Zuge der Bestimmung der Karbonatisierungstiefe freigelegten Bewehrung handelt es sich um Rundeisen, bei welchen nach dem Öffnen, keine fortgeschrittene Korrosion festgestellt werden konnte.

#### **Korrosionsgefährdung der Bewehrung durch Karbonatisierung**

Im Zuge der Prüfarbeiten wurden an 4 Stellen Karbonatisierungsprüfungen durchgeführt. Die Messergebnisse sind in folgender Grafik dargestellt.



**Grafik 3.14: Betondeckung und Karbonisierungstiefe Objekt 2053, km 25,753**

Die Bügelbewehrung liegt bei allen Prüfstellen im karbonatisierten Bereich. Die Extremwerte der Karbonatisierung haben bei P1 und P4 die Längsbewehrung erreicht, bei P2 und P3 liegt die gesamte Längsbewehrung im karbonatisierten Bereich. Örtlich sind Betonabplatzungen mit freiliegender Bewehrung vorhanden, dies weist auf durch Karbonatisierung induzierte Korrosion hin. Die freigelegte Bewehrung zeigt keine fortgeschrittene Korrosion.

Es ist kein Zusammenhang zwischen dem optischen Erscheinungsbild und der Karbonisierungstiefe festzustellen.

Nutzungsdauer zufolge Karbonatisierung:

Für die Berechnung der Nutzungsdauer wurden die mittlere Betondeckung der Längsbewehrung sowie die mittlere Karbonisierungstiefe herangezogen.

**Tab. 3.6: Berechnung der Nutzungsdauer Objekt 2053, km 25,753**

Prüfstelle	Betonalter [a]	dK mittel [mm]	k	y mittel [mm]	Nutzungsdauer [a]
P1 Gleis 1, optisch guter Bereich	82	16	1,77	32	318
P2 Gleis 2, optisch guter Bereich	82	35	3,87	24	39
P3 Gleis 1, optisch schlechter Bereich	82	25	2,76	24	72
P4 Gleis 2, optisch schlechter Bereich	82	15	1,66	27	256

An Prüfstelle P2 hat die Karbonatisierung vor ca. 40 Jahren die Bewehrung erreicht. In diesem Zeitraum ist es zu keiner nennenswerten Korrosion gekommen. Geht man davon aus, dass die vorhandenen Fehlstellen im Zuge örtlicher Betoninstandsetzung behoben werden, ergibt sich eine durchschnittliche Nutzungsdauer des Bauwerks von ca. 170 Jahren.

Dies entspricht einer **Restnutzungsdauer von ca. 90 Jahren**. Voraussetzung dafür ist eine regelmäßige Kontrolle der Bewehrung.

### Beurteilung der Betondruckfestigkeit

Im Zuge der Prüfarbeiten wurden an 4 Stellen Druckfestigkeitsprüfungen mittels Schmidhammer durchgeführt. Dabei wurden Prellhärten von 54 bis 62 gemessen.

Erfahrungsgemäß liegen die Werte der geknickten Referenzlinie ab einen Rückprallwert von über 55 jedoch zu hoch und ergeben mindestens eine Druckfestigkeitsklasse unter dem Ergebnis.

Bei den Prüfstellen kann man daher gesichert davon ausgehend, dass die **Druckfestigkeitsklasse C 40/50** erreicht wurde.

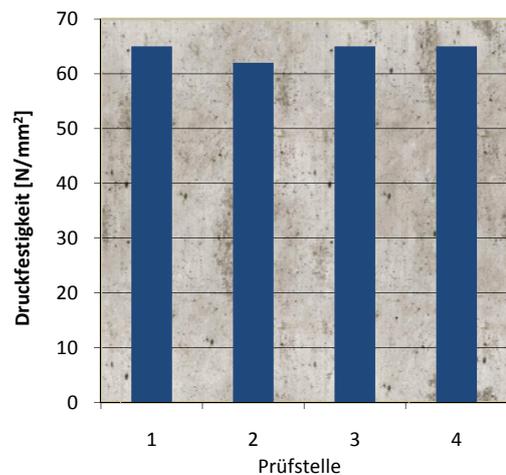
In den vorhandenen Planunterlagen wird eine Druckfestigkeit nach 7 Tagen von  $250 \text{ kg/cm}^2$  gefordert. Ein Beton C 40/50 hat eine 7 Tage Festigkeit von mindestens  $375 \text{ kg/cm}^2$ . Somit erfüllt die gemessene Bauwerksfestigkeit die statischen Anforderungen.

### Korrosionsgefährdung durch Chlorideindringung

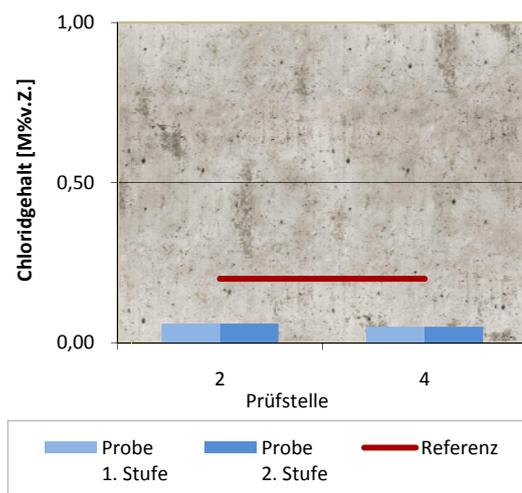
Da an diesem Objekt mit einer verstärkten Tausalzbelastung zu rechnen war, wurde der Chloridgehalt an zwei Stellen in jeweils zwei Tiefenstufe von 5 - 15 und 15 - 30 mm gemessen, um auch eine Aussage über die Verteilung in die Tiefe machen zu können.

An Prüfstelle 2 wurde ein Chloridgehalt von 0,06 M % v. Z. gemessen, an P4 0,05 M % v. Z. In ÖNORM B 4706 wird als kritischer Wert bei karbonatisiertem Beton ein Chloridgehalt von 0,2 M % v. Z. angeführt. Davon ist der Chloridgehalt derzeit weit entfernt.

Somit besteht derzeit keine Korrosionsgefährdung für die Bewehrung durch Chloride.



Grafik 3.15: Bauwerksfestigkeit Objekt 2053, km 25,753



Grafik 3.16: Chloridgehalt Objekt 2053, km 25,753

### 3.2.7. Objekt Streckennr. 2057, km 110,084 – Eisenbahnbrücke

Baujahr: 1892  
 Verstärkung: 1950  
 Zustand: 2 (23.6.2005)\*  
 Abbruch: 2009  
 Art: Feldwegunterführung  
 Prüfstellen: 4 Karbonatisierung  
                   4 Betondeckung  
                   4 Druckfestigkeit  
                   6 Bohrkerne



Abb. 3.7: Ansicht Objekt 2057, km 110,084

Lage der Prüfstellen:

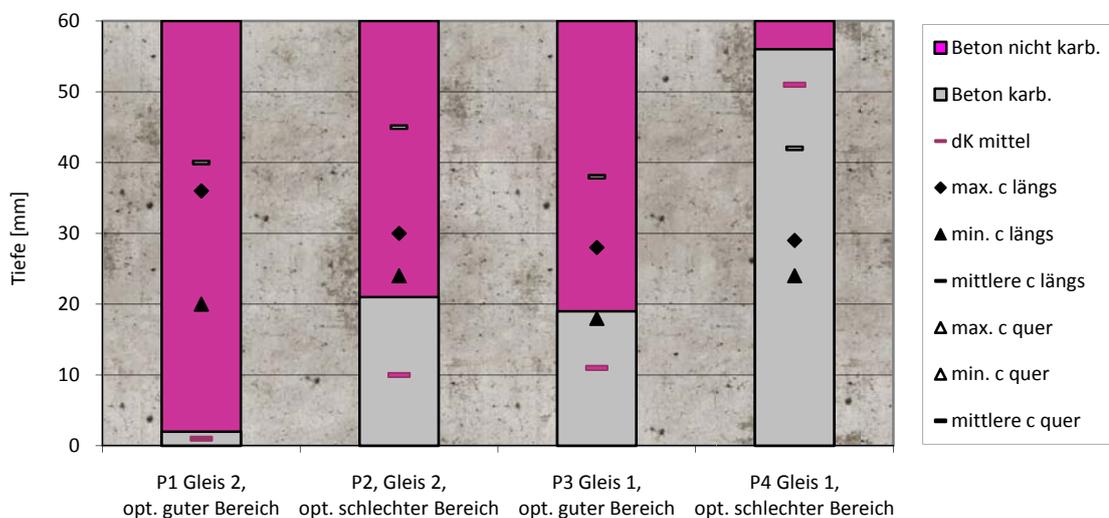
Jeweils 2 Prüfstellen pro Gleis, je eine in optisch gutem und eine in optisch schlechtem Bereich. Es wurden zwei weitere Bohrkerne auf der restlichen Tragwerksunterseite entnommen.

#### Art und Zustand der Bewehrung

Bei der am Objekt vorgefundenen Bewehrung handelt es sich um Rundeseisen. Diese waren an mehreren Stellen bereits frei sichtbar. In diesen Bereichen konnte bereits fortgeschrittene Korrosion der Bewehrung sowie eine Reduzierung des Querschnitts festgestellt werden. Bei den im Zuge der Bestimmung der Karbonatisierungstiefe freigelegten Rundeseisen konnte keine fortgeschrittene Korrosion festgestellt werden.

#### Korrosionsgefährdung der Bewehrung durch Karbonatisierung

Im Zuge der Prüfarbeiten wurden 4 Stellen Karbonatisierungsprüfungen durchgeführt. Die Messergebnisse sind in folgender Graphik dargestellt:



Grafik 3.17: Betondeckung und Karbonatisierungstiefe Objekt 2057, km 110,084

Die Längsbewehrung liegt an einer Prüfstelle im karbonatisierten Bereich, bei einer weiteren hat der Extremwert der Karbonatisierung bereits die minimale Betonüberdeckung der Längsbewehrung erreicht.

Optisch als schlecht eingestufte Bereiche weisen, wenn man diese mit den optisch guten am selben Gleis gegenüberstellt, eine größere Karbonatisierungstiefe auf.

Nutzungsdauer zufolge Karbonatisierung:

Für die Berechnung der Nutzungsdauer wurden die mittlere Betondeckung der Längsbewehrung sowie die mittlere Karbonatisierungstiefe herangezogen.

**Tab. 3.7: Berechnung der Nutzungsdauer Objekt 2057, km 110,084**

Prüfstelle	Betonalter [a]	dK mittel [mm]	k	y mittel [mm]	Nutzungsdauer [a]
P1 Gleis 2, optisch guter Bereich	59	1	0,13	28	46256
P2, Gleis 2, optisch schlechter Bereich	59	10	1,30	27	430
P3 Gleis 1, optisch guter Bereich	59	11	1,43	23	258
P4 Gleis 1, optisch schlechter Bereich	59	51	6,64	27	16

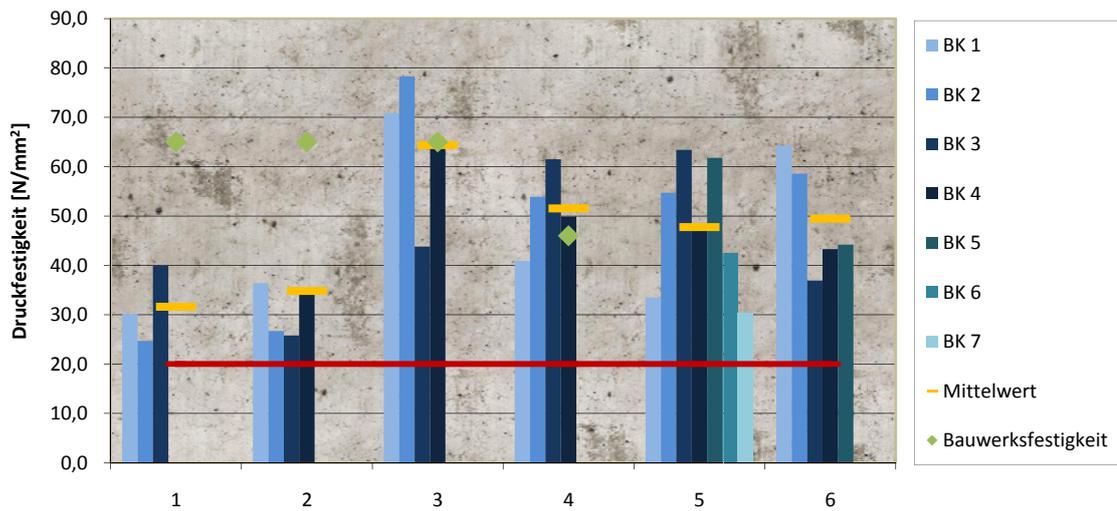
An Prüfstelle 1 war die Karbonatisierung gleich Null, der Zutritt von Kohlendioxid dürfte verhindert gewesen sein. Die errechnete Nutzungsdauer dieser Stelle kann nicht zur Ermittlung der Bauwerksnutzungsdauer herangezogen werden, da der Wert zu weit vom Mittelwert der anderen Prüfstellen entfernt liegt. Bei P4 liegt die Bewehrung seit ca. 45 Jahren im karbonatisierten Bereich. Es ist in dieser Zeit zu keiner nennenswerten Korrosion gekommen. Zur Bestimmung der Nutzungsdauer auf Grund der Karbonatisierung werden daher die Prüfstellen 2-4 herangezogen. Somit ergibt sich eine mittlere Nutzungsdauer von 235 Jahren.

Dies entspricht einer **Restnutzungsdauer von ca. 175 Jahren**. Voraussetzung dafür ist eine regelmäßige Kontrolle der Bewehrung.

**Druckfestigkeit**

Im Zuge der Prüfarbeiten wurden an 6 Stellen Bohrkern entnommen. Um Vergleiche zwischen den Messmethoden anstellen zu können, wurden an 4 Stellen Druckfestigkeitsprüfungen mittels Schmidhammer durchgeführt.

Projektiert war ein Beton mit  $200 \text{ kg/cm}^2 \approx 20 \text{ N/mm}^2$ . Der geringste gemessene Einzelmesswert an einem Bohrkern war  $22,8 \text{ N/mm}^2$ . Somit erfüllt auch der schlechteste Messwert die Anforderungen aus der Bauzeit. Der Mittelwert über alle Prüfstellen beträgt  $43,2 \text{ N/mm}^2$  und hat damit mehr als die zweifache Druckfestigkeit wie projektiert.



**Grafik 3.18: Druckfestigkeit an Bohrkernen und Bauwerksfestigkeit Objekt 2057, km 110,084**

Die Messergebnisse mittels Schmidhammer stimmen nur teilweise mit den Druckfestigkeiten an den Bohrkernen überein. Während sich die Messergebnisse bei den Prüfstellen 3 und 4 auf ähnlichen Höhen bewegen, beträgt die Druckfestigkeit an den Bohrkernen bei den Prüfstellen 1 und 2 gerade einmal die Hälfte des Wertes der Prüfungen nach Schmidt. Aus diesem Grund wurde keine Kalibrierung der Messung mittels Rückprallhammer nach Schmidt durchgeführt.

Die unterschiedlichen Messergebnisse der beiden Prüfmethode können ihre Ursache in mehreren Faktoren haben.

Die Oberfläche der Bauteile wurde mittels Winkelschleifer mit Topfscheibe angeschliffen, wobei eine Abtragtiefe ca. 0,5 cm vorgesehen war. Dies soll angewitterten Beton entfernen, die karbonatisierte Schicht wird jedoch nicht vollständig abgetragen. Somit werden höhere Druckfestigkeiten an der Bauteiloberfläche gemessen, als dies im Bauteilinnern der Fall wäre, da dort der Beton nicht karbonatisiert ist.

Rückprallprüfungen bestehen nach ÖNORM B 3303 aus 20 Einzelmessungen auf einer Fläche von ca. 300 cm<sup>2</sup>. Dies dient der Ausmittlung der veränderlichen Oberflächen- und Betoneigenschaften. Dabei kann es jedoch durchaus vorkommen, dass der Prüfhammer zwei Mal auf der gleichen Stelle angesetzt wird, wodurch der zweite Messwert erfahrungsgemäß höher liegt. Bei Betonen mit großer Zuschlagskörnung, z.B. GK 32 und höher, hat auch diese Einfluss auf das Messergebnis, da sich die Zuschläge durch den Vorgang des Verdichtens an der Schalungsunterseite absetzen. Bei der Messung mit dem Rückprallhammer kann es dadurch vorkommen, dass man die Härte der Zuschläge misst und nicht die Festigkeit des Betons.

Die Messungen mittels Rückprallhammer geben jedoch guten Aufschluss über die Vergleichbarkeit der Festigkeiten am Bauwerk untereinander. Eine Bestimmung der tatsächlichen Festigkeit ist jedoch nur bedingt möglich. In einer konservativen Einschätzung der Messergebnisse kann man diese jedoch in etwa einer Festigkeitsklasse zuordnen.

### 3.2.8. Objekt Streckennr. 2057, km 114,204 – Eisenbahnbrücke

Baujahr: 1968  
Art: Straßendurchfahrt  
Zustand: 2 (22.06.2005)\*  
Prüfstellen: 4 Karbonatisierung  
4 Betondeckung  
4 Druckfestigkeit  
4 Chloridgehalt



Abb. 3.8: Ansicht Objekt 2057, km 114,204

Lage der Prüfstellen:

2 Prüfstellen pro Gleis, jeweils eine in optisch gutem und eine in optisch schlechtem Bereich; Der Chloridgehalt wurde an 4 Stellen in der 1. Tiefenstufen gemessen, jeweils zwei in optisch gutem und optisch schlechtem Bereich.

#### Art und Zustand der Bewehrung

Am Bauwerk wurden keine Rostfahnen, Betonabplatzungen, freiliegende Bewehrung oder dgl. festgestellt. Bei der im Zuge der Bewehrungssuche für die Bestimmung der Karbonisierungstiefe georteten Bewehrung handelt es sich um Rippenstahl, bei welchem, nach dem Öffnen, keine fortgeschrittene Korrosion festgestellt werden konnte. In einer Fuge zwischen Randbalken und Tragwerk sind Sinterungen vorhanden.

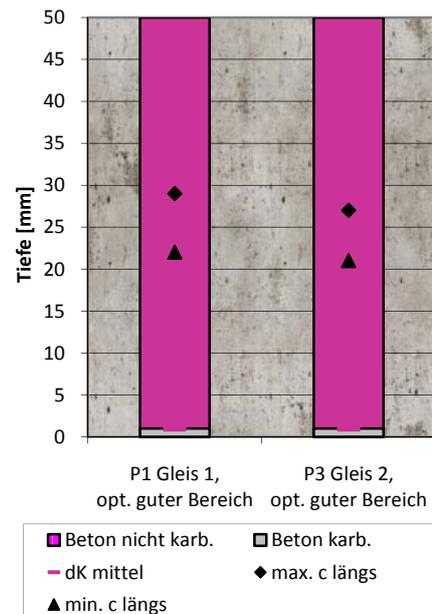
#### Korrosionsgefährdung durch Karbonatisierung

Im Zuge der Prüfarbeiten wurden an 4 Stellen Karbonatisierungsprüfungen durchgeführt. Zwei der Messergebnisse sind in folgender Grafik dargestellt.

An allen Prüfstellen wurde eine Karbonisierungstiefe von 1 mm gemessen. Dies lässt darauf schließen, dass der Zutritt von CO<sub>2</sub> verhindert ist.

#### Nutzungsdauer zufolge Karbonatisierung:

Die gemessenen Karbonisierungstiefen führen zu keiner plausiblen rechnerischen Nutzungsdauer, daher kann keine Aussage darüber gemacht werden.



Grafik 3.19: Betondeckung u. Karbonisierungstiefe Objekt 2057, km 114,204

### Beurteilung der Betondruckfestigkeit

Im Zuge der Prüfarbeiten wurden an 4 Stellen Druckfestigkeitsprüfungen mittels Schmidhammer durchgeführt. Dabei wurden Prellhärten von 63 bis 64 gemessen.

Erfahrungsgemäß liegen die Werte der geknickten Referenzlinie ab einen Rückprallwert von über 55 jedoch zu hoch und ergeben mindestens eine Druckfestigkeitsklasse unter dem Ergebnis.

Bei den Prüfstellen kann man daher gesichert davon ausgehend, dass die **Druckfestigkeitsklasse C 40/50** erreicht wurde.

In den vorhandenen Planunterlagen wird eine Betonklasse B 400 für das Tragwerk gefordert. Diese entspricht der Betonklasse C 35/45 nach ÖNORM B 4710. Somit werden die geforderten Festigkeitseigenschaften erreicht bzw. im positiven Sinn überschritten.

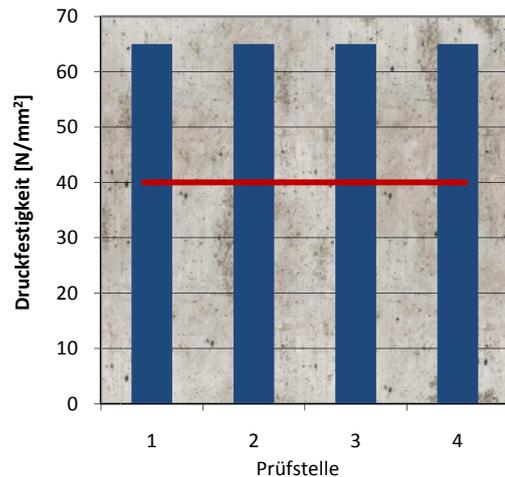
### Korrosionsgefährdung durch Chlorideindringung

Der Chloridgehalt wurde an vier Stellen in einer Tiefenstufe von 5 – 15 mm gemessen. Bei der Messung an diesem Objekt ging es in erster Linie darum festzustellen, ob Chlorid vorhanden ist, und nicht um die Verteilung in die Tiefe.

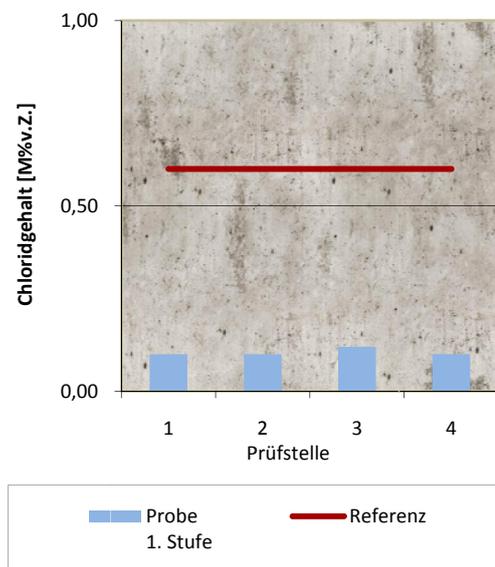
An den Prüfstellen wurden Chloridgehalte von 0,07 bis 0,12 M % v. Z. gemessen.

In der ÖNORM B 4706 wird als kritischer Wert bei nicht karbonatisiertem Beton ein Chloridgehalt von 0,6 M % v. Z. angeführt. Davon ist der Chloridgehalt derzeit weit entfernt.

Somit besteht derzeit keine Korrosionsgefährdung für die Bewehrung durch Chloride.



Grafik 3.20: Bauwerksfestigkeit Objekt 2057, km 114,204



Grafik 3.21: Chloridgehalt Objekt 2057, km 114,204

### 3.2.9. Objekt Streckennr. 2057, km 114,691 – Eisenbahnbrücke Fröschnitzbach

Baujahr:	1927
Verstärkung:	1976
Art:	Straßendurchfahrt
Zustand:	3 (22.06.2005)*
Prüfstellen:	4 Karbonatisierung
	4 Betondeckung
	4 Druckfestigkeit
	2 Chloridgehalt



Abb. 3.9: Ansicht Objekt 2057, km 114,691

Lage der Prüfstellen:

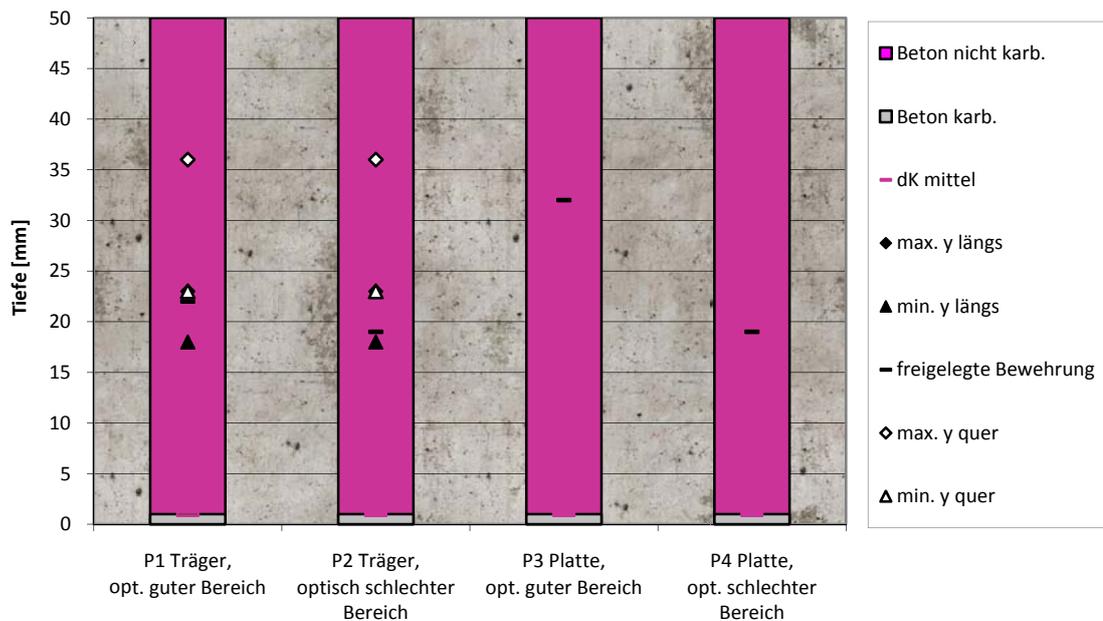
2 Prüfstellen auf Längsträger und Platte, jeweils eine in einem optisch gutem und eine in einem optisch schlechtem Bereich.

#### Art und Zustand der Bewehrung

Bei der im Zuge der Bestimmung der Karbonisierungstiefe freigelegten Bewehrung handelt es sich um Rundeisen bei welchen, nach dem Öffnen, keine fortgeschrittene Korrosion festgestellt werden konnte. Örtlich sind leichte Rostfahnen sowie freiliegende Bewehrung festzustellen. Im Zuge der Verstärkung wurden bereits Betoninstandsetzungsarbeiten durchgeführt. Darauf deuten die am gesamten Tragwerk vorgefundenen rechteckigen Ausbesserungsstellen hin. Der Randbalken wurde augenscheinlich zu einem späteren Zeitpunkt hergestellt als das Tragwerk. An der Fuge zwischen Randbalken und Tragwerk sowie der Fuge zwischen den Richtungstragwerken sind Sinterungen vorhanden.

#### Korrosionsgefährdung durch Karbonatisierung

Im Zuge der Prüfarbeiten wurden an 4 Stellen Karbonisierungsprüfungen durchgeführt. Die Messergebnisse sind in folgender Grafik dargestellt.



Grafik 3.22: Betondeckung und Karbonatisierungstiefe Objekt 2057, km 114,691

An allen Prüfstellen wurde eine Karbonatisierungstiefe von 1 mm gemessen. Dies lässt darauf schließen, dass der Zutritt von CO<sub>2</sub> verhindert ist.

Nutzungsdauer zufolge Karbonatisierung:

Die gemessenen Karbonatisierungstiefen führen zu keiner plausiblen rechnerischen Nutzungsdauer, daher kann keine Aussage darüber gemacht werden.

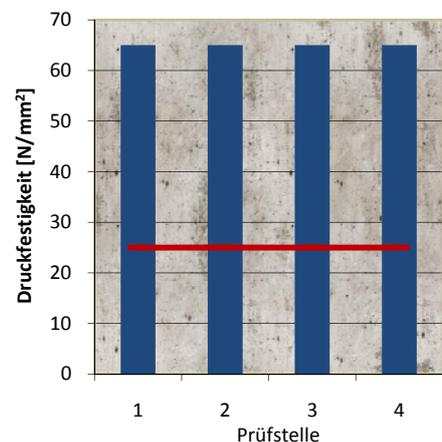
**Beurteilung der Betondruckfestigkeit**

Im Zuge der Prüfarbeiten wurden an 4 Stellen Druckfestigkeitsprüfungen mittels Schmidhammer durchgeführt. Dabei wurden Prellhärten von 60 bis 61 gemessen.

Erfahrungsgemäß liegen die Werte der geknickten Referenzlinie ab einen Rückprallwert von über 55 jedoch zu hoch und ergeben mindestens eine Druckfestigkeitsklasse unter dem Ergebnis.

Bei den Prüfstellen kann man daher gesichert davon ausgehend, dass die **Druckfestigkeitsklasse C 40/50** erreicht wurde.

In den vorhandenen Planunterlagen wird eine Druckfestigkeit nach 7 Tagen von 250 kg/cm<sup>2</sup> gefordert. Ein Beton C 40/50 hat eine 7 Tage Festigkeit von mindestens 375 kg/cm<sup>2</sup>. Somit erfüllt die gemessene Bauwerksfestigkeit die statischen Anforderungen.



Grafik 3.23: Bauwerksfestigkeit Objekt 2057, km 114,691

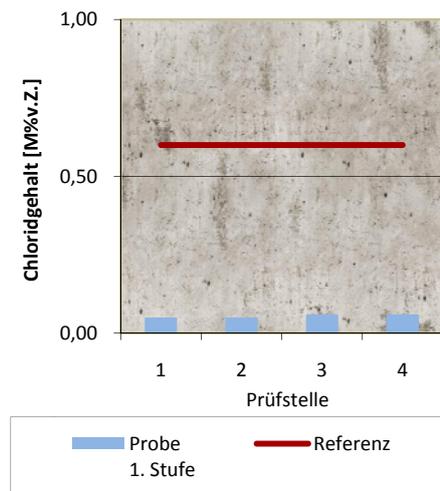
### Korrosionsgefährdung durch Chlorideindringung

Der Chloridgehalt wurde an vier Stellen in einer Tiefenstufe von 5 – 15 mm gemessen. Bei der Messung an diesem Objekt ging es in erster Linie darum festzustellen, ob Chlorid vorhanden ist, und nicht um die Verteilung in die Tiefe.

An den Prüfstellen wurden Chloridgehalte von 0,03 bis 0,06 M % v. Z. gemessen.

In der NORM B 4706 wird als kritischer Wert bei karbonatisiertem Beton ein Chloridgehalt von 0,6 M % v. Z. angeführt. Davon ist der Chloridgehalt derzeit weit entfernt.

Somit besteht derzeit keine Korrosionsgefährdung der Bewehrung durch Chloride.



Grafik 3.24: Chloridgehalt Objekt 2057, km 114,691

**3.2.10. Objekt Streckennr. 2057, km 116,742 - Fußgängertunnel Bhf. Müzzzuschlag**

Baujahr: 1958  
 Art: Personendurchgang  
 Zustand: 1 (22.06.2005)\*  
 Prüfstellen: 6 Karbonatisierung  
 6 Betondeckung  
 6 Druckfestigkeit  
 1 Chloridgehalt



Lage der Prüfstellen:

**Abb. 3.10: Ansicht Objekt 2057, km 116,742**

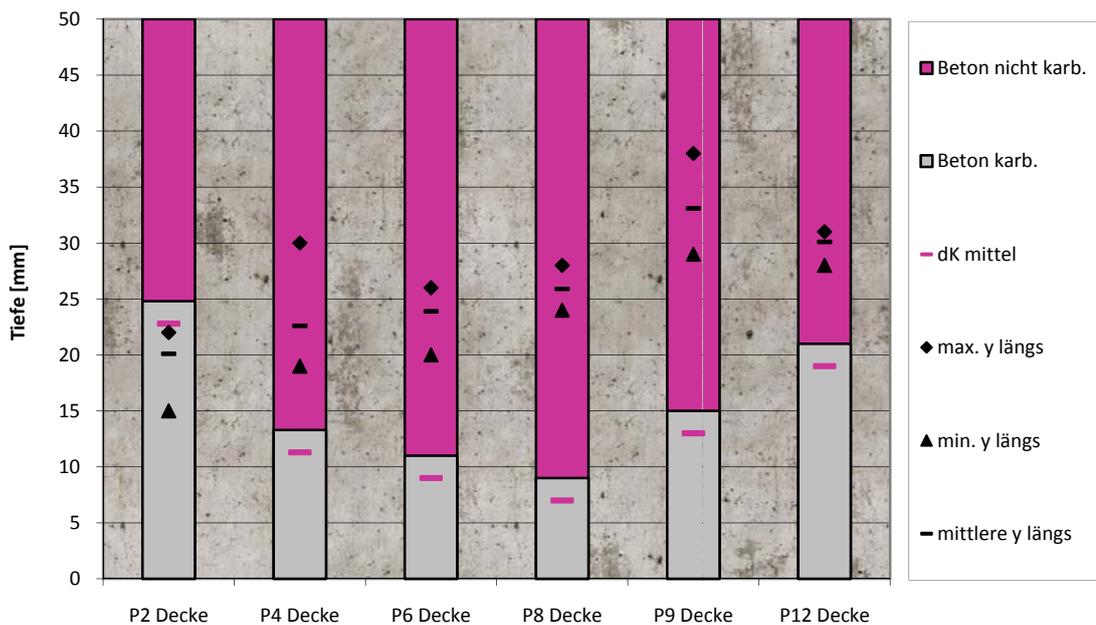
Es wurden 6 Stellen verteilt über die gesamte Länge der Decke/Tragwerk beprobt. An einer Stelle wurde der Chloridgehalt bestimmt.

**Art und Zustand der Bewehrung**

Im Zuge der Prüfarbeiten wurden an 4 Stellen Karbonatisierungsprüfungen durchgeführt. Zwei der Messergebnisse sind in folgender Grafik dargestellt. Es konnten optisch keine nennenswerten Schäden der Decke festgestellt werden, jedoch ist eine Beschichtung vorhanden, wodurch die Betonoberfläche nicht ersichtlich ist.

**Korrosionsgefährdung der Bewehrung durch Karbonatisierung**

Im Zuge der Prüfarbeiten wurden an 6 Stellen Karbonatisierungsprüfungen durchgeführt. Die Messergebnisse sind in folgender Grafik dargestellt.



**Grafik 3.25: Betondeckung und Karbonisierungstiefe Objekt 2057, km 116,742**

Die Karbonatisierung hat an Prüfstelle 2 die Bewehrung erreicht, diese weist jedoch keine fortgeschrittene Korrosion auf.

Nutzungsdauer zufolge Karbonatisierung:

Für die Berechnung der Nutzungsdauer wurde die mittlere Betondeckung der Längsbewehrung sowie die mittlere Karbonatisierungstiefe herangezogen.

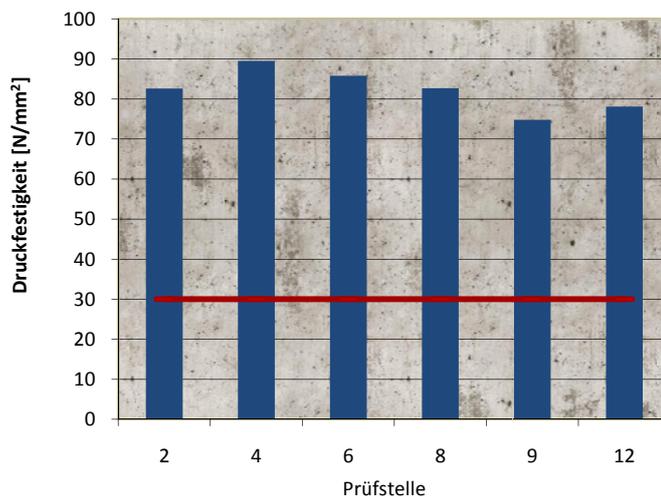
Tab. 3.8: Berechnung der Nutzungsdauer Objekt 2057, km 116,742

Prüfstelle	Betalter [a]	dK mittel [mm]	k	y mittel [mm]	Nutzungsdauer [a]
P2 Decke	50	23	3,22	20	39
P4 Decke	50	11	1,60	23	200
P6 Decke	50	9	1,27	24	353
P8 Decke	50	7	0,99	26	685
P9 Decke	50	13	1,84	33	324
P12 Decke	50	19	2,69	30	125

An Prüfstelle P2 hat die Karbonatisierung vor ca. 10 Jahren die Bewehrung erreicht. In diesem Zeitraum ist es zu keiner nennenswerten Korrosion gekommen. Geht man davon aus, dass zukünftig auftretende Fehlstellen im Zuge örtlicher Betoninstandsetzung behoben werden, ergibt sich eine durchschnittliche Nutzungsdauer des Bauwerks von ca. 290 Jahren.

Dies entspricht einer **Restnutzungsdauer von ca. 240 Jahren**. Voraussetzung dafür ist eine regelmäßige Kontrolle der Bewehrung.

**Beurteilung der Betondruckfestigkeit**



Grafik 3.26: Bauwerksfestigkeit Objekt 2057, km 116,742

Im Zuge der Prüfarbeiten wurden an 6 Stellen Druckfestigkeitsprüfungen mittels Schmidhammer durchgeführt. Dabei wurden Druckfestigkeiten zwischen 74,8 N/mm<sup>2</sup> und 89,5 N/mm<sup>2</sup> gemessen.

Erfahrungsgemäß liegen Prüfergebnisse in dieser Höhe jedoch zu hoch und ergeben mindestens eine Druckfestigkeitsklasse unter dem Ergebnis.

Bei den Prüfstellen kann man daher gesichert davon ausgehend, dass die **Druckfestigkeitsklasse C 40/50** erreicht wurde.

In den vorhandenen Planunterlagen wird eine Betonklasse B 300 für das Tragwerk gefordert. Diese entspricht der Betonklasse C 25/30 nach ÖNORM B 4710. Somit werden die geforderten Festigkeitseigenschaften erreicht bzw. im positiven Sinn überschritten.

### Korrosionsgefährdung der Bewehrung durch Chlorideindringung

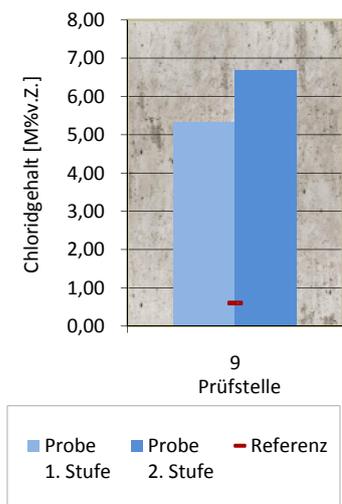
Der Chloridgehalt wurde an einer Stelle in den Tiefenstufen 0 – 20 mm und 20 – 40 mm gemessen.

An der Prüfstelle wurden Chloridgehalte von 5,33 bis 6,69 M % v. Z. gemessen.

In der ÖNORM B 4706 wird als kritischer Wert bei karbonatisiertem Beton ein Chloridgehalt von 0,6 M % v. Z. angeführt. Dieser Wert ist weit überschritten.

An der geprüften Stelle am Tragwerk besteht ein **hohes Korrosionsrisiko** der Bewehrung durch Chloride.

Eine genauere Erörterung der Schädigung durch Chloride an diesem Objekt ist in Abschnitt 3.3.3 gegeben.



**Grafik 3.27:**  
Chloridgehalt Objekt 2057,  
km 116,742

### 3.2.11. Objekt Streckennr. 2143, km 13,305 - Eisenbahnbrücke über die Weingartenallee

Baujahr: 1984  
 Art: Unterführung  
 Zustand: 1 (27.11.2007)  
 Prüfstellen: 4 Karbonatisierung  
 4 Betondeckung  
 4 Druckfestigkeit



Abb. 3.11: Ansicht Objekt 2143, km 13,305

Lage der Prüfstellen:

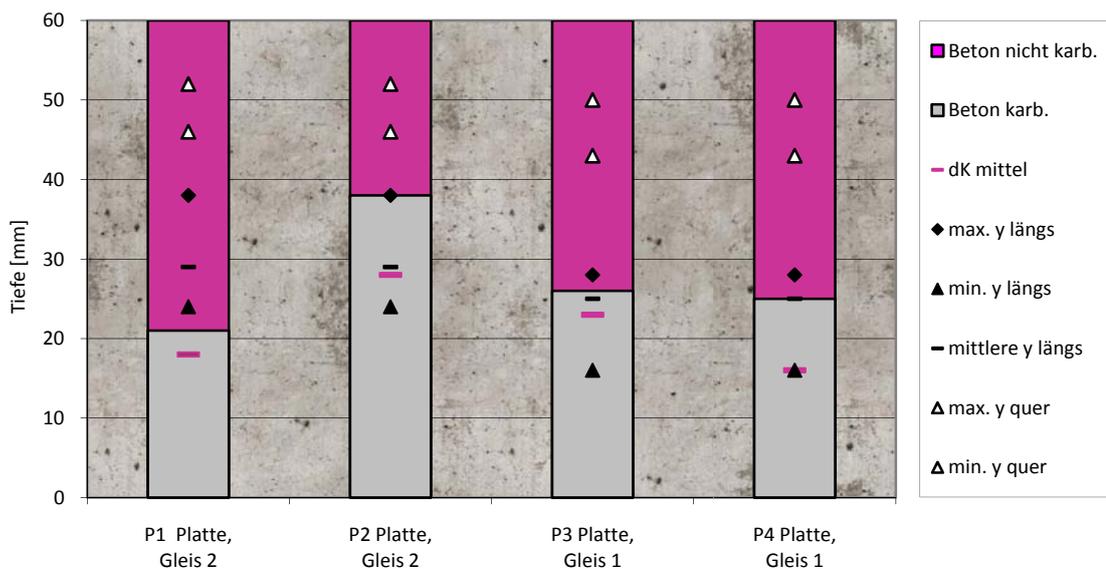
Auf Grund des vorhandenen Anstrichs konnte keine Unterscheidung in optisch gut und schlecht gemacht werden. Daher wurde pro Gleis im Bereich der Widerlager je eine Prüfstelle angeordnet.

#### Art und Zustand der Bewehrung

Bei der am Objekt vorgefundenen Bewehrung handelt es sich um Rippentorstahl. Bei den im Zuge der Bestimmung der Karbonisierungstiefe freigelegten Bewehrungsstäben konnte derzeit keine auffällig fortgeschrittene Korrosion festgestellt werden. Es sind keine Fehlstellen in Form von Rostfahnen, Betonabplatzungen und freiliegender Bewehrung vorhanden.

#### Korrosionsgefährdung der Bewehrung durch Karbonatisierung

Im Zuge der Prüfarbeiten wurden an 4 Stellen Karbonatisierungsprüfungen durchgeführt. Die Messergebnisse sind in folgender Grafik dargestellt.



Grafik 3.28: Betondeckung und Karbonisierungstiefe Objekt 2143, km 13,305

Der Extremwert der Karbonatisierung hat an 3 Prüfstellen die Bewehrung erreicht.

An einer Prüfstelle ist die Passivierung der Bewehrung noch gegeben. Die freigelegte Bewehrung weist keine fortgeschrittene Korrosion auf.

Nutzungsdauer zufolge Karbonatisierung:

Für die Berechnung der Nutzungsdauer wurde die geringste Betondeckung der Längsbewehrung sowie die mittlere Karbonatisierungstiefe herangezogen.

Tab. 3.9: Berechnung der Nutzungsdauer Objekt 2143, km 13,305

Prüfstelle	Betalter [a]	dK mittel [mm]	k	y mittel [mm]	Nutzungsdauer [a]
P1 Platte, Gleis 2	25	18	3,60	30	69
P2 Platte, Gleis 2	25	28	5,60	30	29
P3 Platte, Gleis 1	25	23	4,60	28	37
P4 Platte, Gleis 1	25	16	3,20	28	77

An den Prüfstellen 2-4 haben die Extremwerte der Karbonatisierung in den letzten 10 Jahren die Längsbewehrung erreicht. In diesem Zeitraum ist es zu keiner Korrosion der Bewehrung gekommen, es besteht jedoch am Großteil des Bauwerks die Möglichkeit karbonatisierungsbedingter Korrosion unter der Voraussetzung der entsprechenden chemischen Verhältnisse.

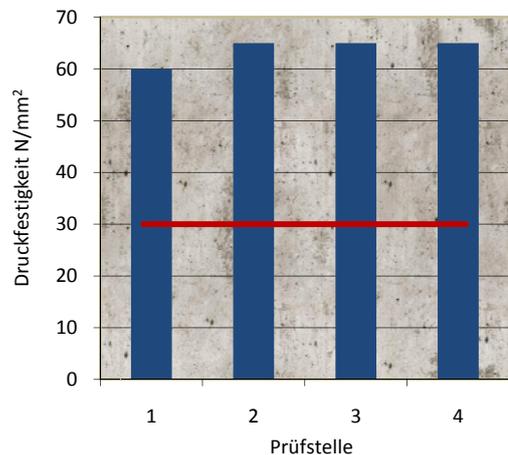
Geht man davon aus, dass eventuell örtlich auftretende Schäden durch örtliche Instandsetzungsmaßnahmen behoben werden, kann man von einer wirtschaftlichen Nutzungsdauer von zumindest ca. 53 Jahren ausgehen. Dies entspricht dem Mittelwert aller Prüfstellen. Somit ergibt sich eine **Restnutzungsdauer von ca. 30 Jahren**.

**Beurteilung der Betondruckfestigkeit**

Im Zuge der Prüfarbeiten wurden an 4 Stellen Druckfestigkeitsprüfungen mittels Schmidthammer durchgeführt. Dabei wurden Prellhärten von 53 bis 57 gemessen.

Erfahrungsgemäß liegen die Werte der geknickten Referenzlinie ab einen Rückprallwert von über 55 jedoch zu hoch und ergeben mindestens eine Druckfestigkeitsklasse unter dem Ergebnis.

Bei den Prüfstellen kann man daher gesichert davon ausgehend, dass die **Druckfestigkeitsklasse C 40/50** erreicht wurde.



Grafik 3.29: Bauwerksfestigkeit Objekt 2143, km 13,305

In den vorhandenen Planunterlagen wird eine Betonklasse B 300 für das Targwerk gefordert. Diese entspricht der Betonklasse C 25/30 nach ÖNORM B 4710. Somit werden die geforderten Festigkeitseigenschaften erreicht bzw. im positiven Sinn überschritten.

### 3.2.12. Objekt Streckennr. 2144, km 60,548

Baujahr: 1979  
 Art: Straßendurchfahrt  
 Zustand: 3 (4.6.2008)  
 Prüfstellen: 4 Karbonatisierung  
                   4 Betondeckung  
                   4 Druckfestigkeit

Lage der Prüfstellen:  
 2 Prüfstellen pro Gleis, jeweils eine in einem optisch gutem und eine in einem optisch schlechten Bereich.



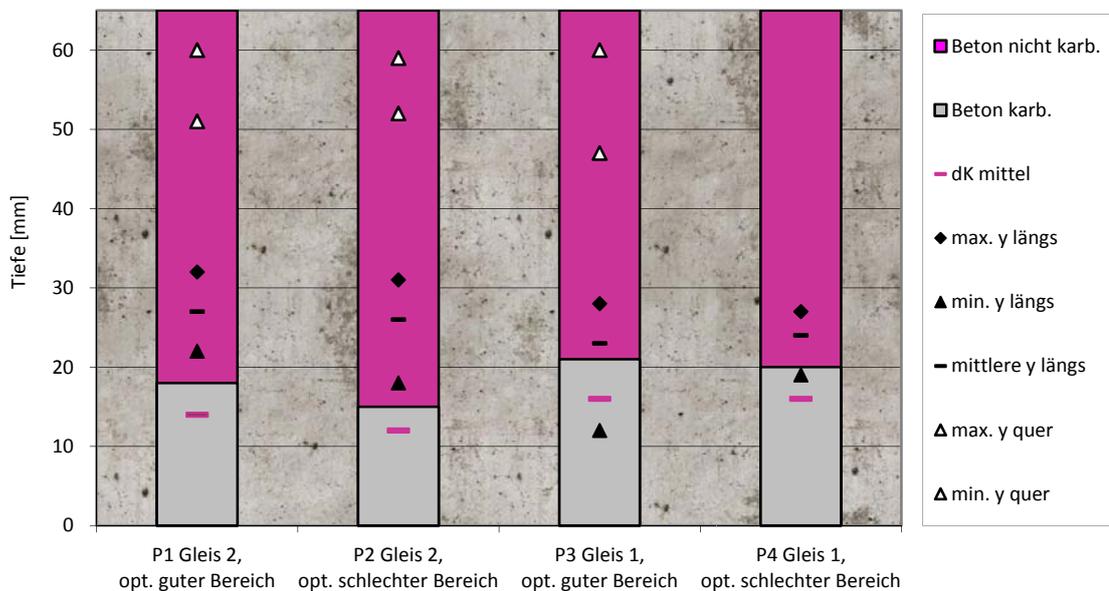
Abb. 3.12: Ansicht Objekt 2144, km 60,548

#### Art und Zustand der Bewehrung

Bei der im Zuge der Bestimmung der Karbonisierungstiefe freigelegten Bewehrung handelt es sich um Torstahl bei welchen, nach dem Öffnen, mitunter beginnende Korrosion festgestellt wurde. An der Tragwerksuntersicht sind keine Betonabplatzungen oder dgl. vorhanden. An einer Kante zur Stirnfläche liegt ein Eisen frei.

#### Korrosionsgefährdung der Bewehrung durch Karbonatisierung

Im Zuge der Prüfarbeiten wurden an 4 Stellen Karbonisierungsprüfungen durchgeführt. Die Messergebnisse sind in folgender Grafik dargestellt.



Grafik 3.30: Betondeckung und Karbonisierungstiefe Objekt 2144, km 60,548

Die Extremwerte der Karbonisierung haben an 2 von 4 Prüfstellen die Bewehrung erreicht. Es ist teilweise Korrosion an der freigelegten Bewehrung festzustellen. An der

Bauwerksoberfläche zeigen sich jedoch noch keine Schäden in Form von Rostfahnen, Betonabplatzungen oder freiliegender Bewehrung.

Nutzungsdauer zufolge Karbonatisierung:

Für die Berechnung der Nutzungsdauer wurde die mittlere Betondeckung der Längsbewehrung sowie die mittlere Karbonatisierungstiefe herangezogen.

Tab. 3.10: Berechnung der Nutzungsdauer Objekt 2144, km 60,548

Prüfstelle	Betonalter [a]	dK mittel [mm]	k	y mittel [mm]	Nutzungsdauer [a]
P1 Gleis 2, optisch guter Bereich	30	14	2,56	27	112
P2 Gleis 2, optisch schlechter Bereich	30	12	2,19	26	141
P3 Gleis 1, optisch guter Bereich	30	16	2,92	23	62
P4 Gleis 1, optisch schlechter Bereich	30	16	2,92	24	68

Es wurde bereits örtlich beginnende Korrosion der Bewehrung festgestellt, diese zeigt sich jedoch noch nicht durch Schäden größeren Ausmaßes wie Betonabplatzungen oder Risse. Geht man davon aus, dass eventuell auftretende Fehlstellen im Zuge örtlicher Betoninstandsetzung behoben werden, kann man eine mittlere Nutzungsdauer von 95 Jahren erwarten. Dies entspricht dem Mittelwert aller Prüfstellen.

Somit ergibt sich eine **Restnutzungsdauer** von ca. 65 Jahren.

**Beurteilung der Betondruckfestigkeit**

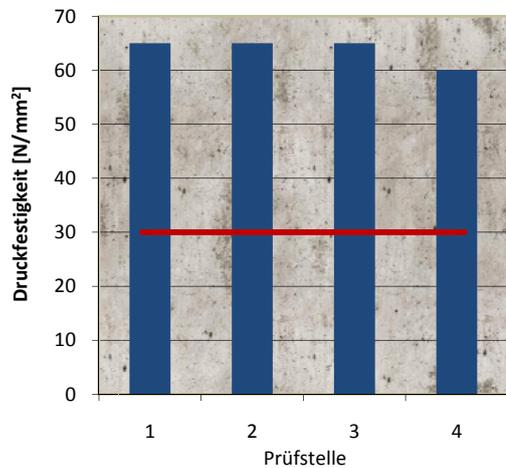
Im Zuge der Prüfarbeiten wurden an 4 Stellen Druckfestigkeitsprüfungen mittels Schmidhammer durchgeführt. Dabei wurden Prellhärten von 53 bis 58 gemessen.

Erfahrungsgemäß liegen die Werte der geknickten Referenzlinie ab einen Rückprallwert von über 55 jedoch zu hoch und ergeben mindestens eine Druckfestigkeitsklasse unter dem Ergebnis.

Bei den Prüfstellen kann man daher gesichert

davon ausgehend, dass die **Druckfestigkeitsklasse C 40/50** erreicht wurde.

In den vorhandenen Planunterlagen wird eine Betonklasse B 300 für das Tragwerk gefordert. Diese entspricht der Betonklasse C 25/30 nach ÖNORM B 4710. Somit werden die geforderten Festigkeitseigenschaften erreicht bzw. im positiven Sinn überschritten.



Grafik 3.31: Bauwerksfestigkeit Objekt 2144, km 60,548

### 3.2.13. Objekt Streckennr. 2184, km 57,411

Baujahr: 1949  
 Art: Feldwegunterführung  
 Zustand: 3 (30.9.2008)  
 Prüfstellen: 4 Karbonatisierung  
 4 Betondeckung  
 4 Druckfestigkeit



Abb. 3.13: Ansicht Objekt 2184, km 57,411

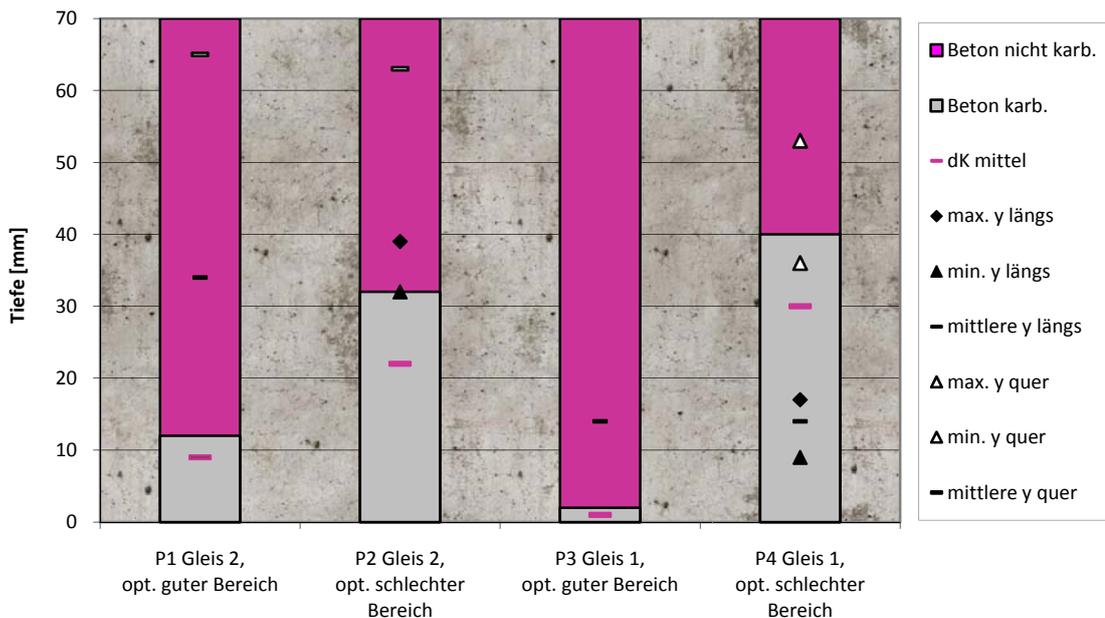
Lage der Prüfstellen:  
 2 Prüfstellen pro Gleis, jeweils eine in einem optisch gutem und eine in einem optisch schlechten Bereich.

#### Art und Zustand der Bewehrung

Bei der am Objekt vorgefundenen Bewehrung handelt es sich um Torstahl. Ein Torstahl war im optisch schlechten Bereich von Gleis 1, links der Bahn, bereits frei sichtbar. In diesem Bereich konnte bei einer Überdeckung von 9 mm bereits eine Rissbildung an der Betonoberfläche über die gesamte Länge festgestellt werden. Dieser Torstahl wies eine fortgeschrittene Korrosion der Bewehrung sowie eine Reduzierung des Querschnittes auf.

#### Korrosionsgefährdung der Bewehrung durch Karbonatisierung

Im Zuge der Prüfarbeiten wurden an 4 Stellen Karbonatisierungsprüfungen durchgeführt. Die Messergebnisse sind in folgender Grafik dargestellt.



Grafik 3.32: Betondeckung und Karbonisierungstiefe Objekt 2184, km 57,411

Bei Gleis 2 liegt die Karbonatisierungstiefe bei beiden Prüfstellen vor der Bewehrung, der Extremwert hat diese jedoch bei P2 schon fast erreicht. Bei Gleis 1 war die Karbonatisierung an einer Prüfstelle gleich null, bei der anderen reicht sie deutlich hinter die Tiefe der Bewehrung. In diesem optisch als schlecht eingestuften Bereich liegt die Längsbewehrung auch bereits frei.

Nutzungsdauer zufolge Karbonatisierung:

Für die Beurteilung der Nutzungsdauer wurde bei P1 und P4 die maximale Karbonatisierungstiefe mit der mittleren Betondeckung gegenübergestellt. Bei P2 die mittlere Karbonatisierungstiefe mit der minimalen Betondeckung. Prüfstelle 3 liefert auf Grund der geringen Karbonatisierung keine vernünftigen Zahlenwerte für die Nutzungsdauer.

Tab. 3.11: Berechnung der Nutzungsdauer Objekt 2184, km 57,411

Prüfstelle	Betonalter [a]	dK [mm]	k	y [mm]	Nutzungsdauer [a]
P1 Gleis 2, optisch guter Bereich	60	9	1,16	34	856
P2 Gleis 2, optisch schlechter Bereich	60	22	2,84	32	127
P3 Gleis 1, optisch guter Bereich	60	1	0,13	14	11760
P4 Gleis 1, optisch schlechter Bereich	60	30	3,87	14	13

An den vier Prüfstellen ergeben sich sehr unterschiedliche Nutzungsdauern. Bei P3 war die Karbonatisierung gleich Null, und liefert daher keinen brauchbaren Wert für die Abschätzung der BauwerksNutzungsdauer. Die geringste Nutzungsdauer ergibt sich bei P4, hier liegt die Bewehrung schon lange im karbonatisierten Bereich und weist auch Korrosion auf. Bei dem vorgefunden Schaden dürfte es sich jedoch um eine örtliche Erscheinung handeln, am restlichen Bauwerk sind optischen keine Schäden festzustellen. Geht man davon aus, dass derartige Mängel, sobald sie sich an der Bauwerksoberfläche abzeichnen, instandgesetzt werden, kann man eine wirtschaftliche Nutzungsdauer von ca. 330 Jahren erwarten. Dies entspricht dem Mittelwert der Prüfstellen 1, 2 und 4.

Somit ergibt sich eine **Restnutzungsdauer** von ca. 270 Jahren.

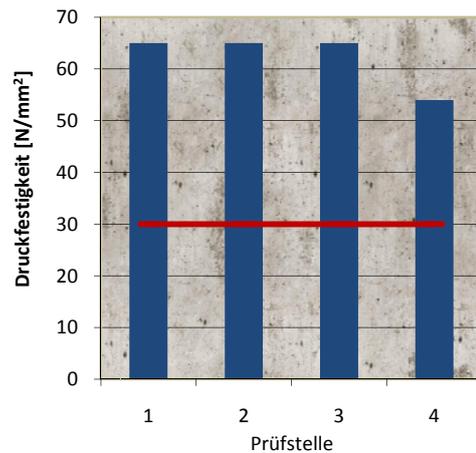
## Beurteilung der Betondruckfestigkeit

Im Zuge der Prüfarbeiten wurden an 4 Stellen Druckfestigkeitsprüfungen mittels Schmidhammer durchgeführt. Dabei wurden Prellhärten von 50 bis 60 gemessen.

Erfahrungsgemäß liegen die Werte der geknickten Referenzlinie ab einem Rückprallwert von über 55 jedoch zu hoch und ergeben mindestens eine Druckfestigkeitsklasse unter dem Ergebnis.

Bei den Prüfstellen kann man daher gesichert davon ausgehend, dass die **Druckfestigkeitsklasse C 40/50** erreicht wurde.

Zum vorliegenden Objekt waren keine planlichen Unterlagen verfügbar. Zur Bauzeit war die Verwendung von Betonen der Klasse B 30 üblich. Dies entspricht der heutigen Betonklasse C 20/30, welche eine Druckfestigkeit von 30 N/mm<sup>2</sup> aufweist. Somit sind die geforderten Festigkeitseigenschaften erreicht bzw. im positiven Sinn überschritten.



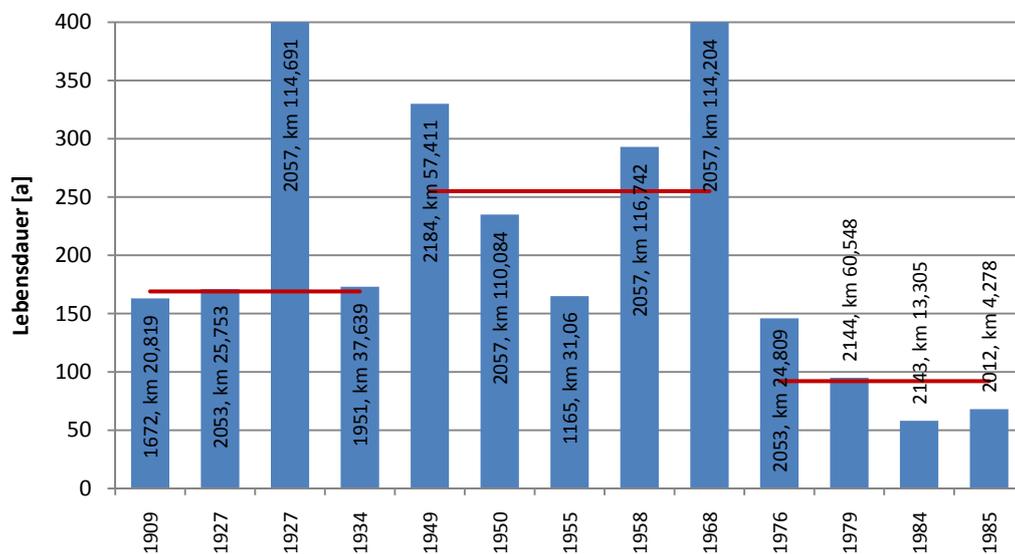
Grafik 3.33: Bauwerksfestigkeit Objekt 2184, km 57,411

### 3.3. Auswertung der Prüfergebnisse – Vergleiche

In den folgenden Abschnitten werden die zuvor dargestellten und interpretierten Messergebnisse erneut betrachtet. Im Vergleich zu der bisher objektbezogenen Beurteilung ist das Ziel dieses Abschnittes jedoch eine Gesamtaussage über die begutachteten Objekte zu erhalten. Es sollen Unterschiede und eventuelle Tendenzen in der Bauqualität und damit in der Dauerhaftigkeit aufgezeigt werden.

#### 3.3.1. Dauerhaftigkeit anhand der Karbonatisierung

Eines der Ziele dieser Arbeit ist es, eventuelle Zusammenhänge zwischen dem Baujahr und dem Zustand bzw. der Nutzungsdauer der Bauwerke festzustellen. Um eine derartige Aussage treffen zu können, sind zunächst die errechneten Nutzungsdauern in Grafik 3.34 zusammengestellt.



Grafik 3.34: Nutzungsdauern auf Grund der Karbonatisierung

Die mittlere rechnerische Nutzungsdauer aller Objekte beträgt etwa 170 Jahre. Die Objekte Streckennr. 2057, km 114,204 und km 114,691 wurden dabei nicht berücksichtigt, da auf Grund der geringen Karbonatisierung keine aussagekräftige Nutzungsdauer ermittelt werden konnte.

Fast man die Objekte in Zeiträumen von etwa 25 Jahren zusammen, stellen die roten Balken die mittlere Nutzungsdauer der jeweiligen Gruppen dar. Diese Betrachtung zeigt einen Anstieg der mittleren Nutzungsdauer bei den Objekten zwischen 1950 und 1970 gegenüber den Älteren. Die niedrigsten Werte der Nutzungsdauer ergeben sich bei den Objekten ab 1970.

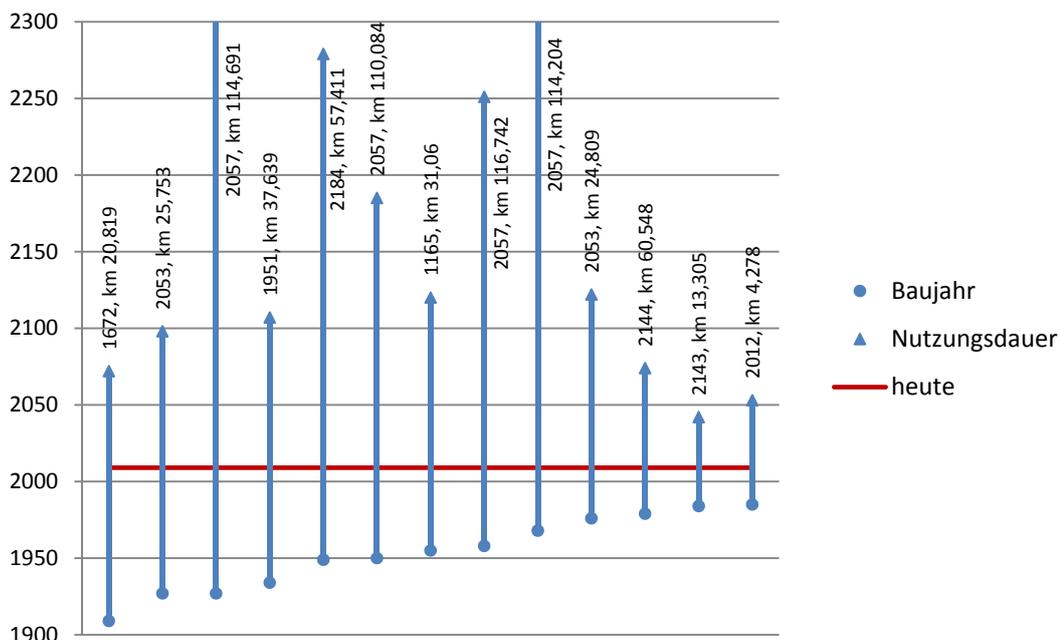
Auffällig ist eine Häufung der Nutzungsdauern mit einer Zeitdauer um ca. 150 Jahre. In EN 1990 „Grundlagen der Tragwerksplanung“ wird als Planungsgröße für die Nutzungsdauer von Brücken 100 Jahre angegeben. Nur 2 der untersuchten Tragwerke unterschreiten diesen Wert wesentlich. Diese Objekte sind die Jüngsten aus der Untersuchungsreihe. Das mag vermuten lassen, dass die Bauqualität im ausklingenden 20. Jh. tendenziell schlechter war als zu Beginn. Dieser Schluss ist jedoch v.a. aus zwei Gründen nicht unbedingt richtig.

1. Bei den noch bestehenden Brücken aus dem frühen 20. Jh. handelt es sich vermutlich um die dauerhaftesten ihrer Zeit. Ohne Zahlen zu nennen, ist davon auszugehen, dass ein guter Teil der nicht mehr bestehenden Stahlbetontragwerke nicht nur im Zuge des Streckenausbaus erneuert wurden. Bei vielen Tragwerken waren die mangelhafte Tragfähigkeit und Dauerhaftigkeit maßgebend für die Erneuerung. Daher wäre es generell falsch zu sagen, die „alten Brücken“ wären von höherer Qualität bezüglich der Dauerhaftigkeit.

2. Als zweiter Grund ist die Methode der Altersbestimmung anzuführen. Wie in Abschnitt 2.1.2 dargestellt, liegt die tatsächliche Endkarbonatisierungstiefe unter der theoretisch errechneten nach dem  $\sqrt{t}$  – Gesetz (siehe Abb. 2.2). Dies wirkt sich besonders bei relativ jungen Betonen aus, wie im Beispiel vorgezeigt wurde.

Im Zusammenhang mit der Karbonatisierungstiefe soll auch die Bedeutung der Nachbehandlung nicht unerwähnt bleiben. Der Bau und v.a. die Auswechslung von Tragwerken im Eisenbahnbereich erfolgt unter starkem zeitlichen Druck, da die Behinderungen des Bahnbetriebes so gering wie möglich gehalten werden müssen. Dadurch bleibt der Beton oftmals nur für die in der Norm vorgesehenen Mindestzeit in der Schalung. Gerade in der Anfangsphase kann jedoch  $\text{CO}_2$  besonders leicht in das Bauteil eindiffundieren. Durch die Erhöhung der Einschalzeit bzw. entsprechende Nachbehandlungsmittel mit  $\text{CO}_2$  bremsender Wirkung könnte diesem Effekt entgegen gewirkt werden.

Für die Planung der Instandsetzung und der Erneuerung von Brückenbauten ist das Wissen um den Zustand und die Lebenserwartung der Bauwerke von großer Bedeutung. Die finanziellen Aufwendungen, v.a. für die Erneuerung, müssen über Jahrzehnte im Vorhinein geplant werden. Die Darstellung in Grafik 3.34 liefert zwar eine Aussage über den allgemeinen Bedarf für eine Erneuerung, die untersuchten Bauwerke haben eine durchschnittliche Nutzungsdauer auf Grund der Karbonatisierung von 170 Jahren, jedoch nicht direkt aus heutiger Sicht. Dazu eignet sich die Darstellung in folgender Grafik, die Nutzungsdauern sind hier auf einer Zeitachse aufgetragen.



**Grafik 3.35: Nutzungsdauern auf Grund der Karbonatisierung aus heutiger Sicht**

Die mittlere rechnerische Restnutzungsdauer aller Objekte beträgt etwa 115 Jahre. Die Objekte Streckennr. 2057, km 114,204 und km 114,691 wurden aus zuvor genannten Gründen dabei nicht berücksichtigt.

In den nächsten 100 Jahren ist aus Gründen der Karbonatisierung mit der Erneuerung von fünf Brücken zu rechnen. Die geringste Restnutzungsdauer tritt bei Objekt 2143, km 13,305 auf, sie beträgt 28 Jahre.

Die ermittelten Nutzungs- und Restnutzungsdauern basieren allein auf der Karbonatisierung. In der Praxis haben eine Vielzahl von Schadensmechanismen wie beispielsweise die Chlorid-eindringung, der Frost-Tausalzwechsel oder die mechanische Beanspruchung Einfluss auf Nutzungsdauer. Somit ergibt nur Berücksichtigung all dieser Umstände eine realitätsnahe Einschätzung. Die Nutzungsdauer zufolge Karbonatisierung stellt nur einen Richtwert für die tatsächliche Nutzungsdauer dar.

### 3.3.2. Vergleich Karbonatisierung mit der optischen Beurteilung

Bei der Planung der Prüfungen war angedacht, an jedem Objekt zumindest einen optisch gut sowie einen schlecht aussehenden Bereich zu prüfen. Als optisch schlecht wurden Bereiche eingestuft, die durch ihr Erscheinungsbild auf eine erhöhte Porosität hindeuten bzw. die Oberfläche Schädigungen aufweist.

Der Vergleich der optisch guten Prüfstellen mit den optisch Schlechten sollte zeigen, ob der optische Eindruck mit den Messwerten übereinstimmt, und man allein durch das optische Erscheinungsbild einen ersten Aufschluss auf die Lage der Karbonatisierungsfront erhält.

An zwei der Objekte konnte auf Grund einer vorhandenen und intakten Beschichtung nicht zwischen guten und schlechten Stellen unterschieden werden. Bei Objekt Streckennr. 2057, km 116,742 wurde die Karbonatisierungstiefe nicht im Zuge dieser Untersuchungen gemessen, daher wurde auch nicht zwischen optisch guten und schlechten Stellen unterschieden. Bei diesen Objekten kann daher kein Vergleich gezogen werden. Bei weiteren zwei Objekten war die Karbonatisierung praktisch Null, daher können diese Objekte ebenfalls nicht berücksichtigt werden.

Somit verbleiben acht Objekte für den Vergleich des optischen Erscheinungsbildes mit der gemessenen Karbonatisierungstiefe.

An fünf Objekten weisen die optisch guten Prüfstellen eine geringe Karbonatisierungstiefe als die optisch Schlechten. An drei Objekten war keine eindeutige Aussage möglich bzw. wiesen sogar die optisch schlechten Prüfstellen eine geringere Karbonatisierungstiefe auf.

Somit zeigt sich zwar eine generelle Tendenz, dass optisch als gut eingestufte Bereiche eine geringere Karbonatisierungstiefe aufweisen als schlechte, auf Grund der Anzahl der Prüfungen hat diese Aussage aber nur eine beschränkte Aussagekraft.

### 3.3.3. Chloridgehalt

Die gemessenen Chloridgehalte bewegten sich mit Ausnahme von Objekt Streckennr. 2057, km 116,742 durchwegs im nicht kritischen Bereich. Auch an Objekten, bei denen der starke angrenzende Verkehr erhöhten Chlorideintrag durch Sprühnebel erwarten ließ, bestätigte sich dieser Verdacht nicht. Die maximal gemessenen Chloridgehalte bewegten sich bei ca. 0,1 M. % v. Z. und sind damit im Vergleich zu den in Abschnitt 2.2.2 angegebenen Grenzwerten als nicht kritisch zu betrachten.



Abb. 3.14: Aussehen Prüfstelle 9, Objekt 2057, km 116,742

Während es sich bei den bisher angesprochenen Bauwerken um Brücken über Straßen handelte, ist Objekt Streckennr. 2057, km 116,742 eine Fußgängerunterführung. An diesem Objekt wurden an der Decke, den Wänden und der Bodenplatte Chloridmessungen durchgeführt. Da sich diese Arbeit jedoch mit dem Tragwerk beschäftigt, ist nur der Chloridgehalt von der Decke in Abb. 3.14 dargestellt. Bei der optischen Befundung hat das Objekt ein sehr gleichmäßiges Aussehen mit einem optischen guten Zustand auf der Decke

aufgewiesen. Nur bei den Abgängen von den Bahnsteigen waren Rostfahnen und Ablätterungen des Anstrichs, siehe Abb. 3.14 festzustellen. Grund dafür ist ablaufendes Wasser vom Bahnsteig, auf welchem verstärkt Tausalz zum Einsatz kommt. In einem solchen Bereich wurde der Chloridgehalt gemessen. Wenn man auch die Messungen an der Wand und in der Bodenplatte berücksichtigt, zeigt sich, dass nur im Bereich von Abgängen erhöhte Chloridwerte bis 6,83 M. % v. Z. auftreten. In Bereichen, in denen kein Wasser von den Bahnsteigen zutreten kann, bewegen sich die Chloridwerte durchwegs in nichtkritischen Bereichen. Insofern sind die gemessenen Chloridwerte nicht für diese Untersuchung repräsentativ.

Wie eingangs erwähnt, wurde kein einziger kritischer Chloridgehalt gemessen. Dies ist mitunter durchaus verwunderlich, jedoch lässt sich eventuell eine Erklärung dafür in der Lage der Prüfstellen finden. Sie waren durchwegs an der Tragwerksunterseite in einer Höhe von 4 – 4,5 m positioniert. Da auf der Tragwerksoberseite keine Taumittel zum Einsatz kommen, kann ein Zutritt der Chloride nur von der Straße aus erfolgen. Der absolut als gering zu betrachtende Chloridgehalt lässt sich damit nur so erklären, dass der Eintrag von Chloriden in Form von Sprühnebel in einer Höhe von 4 - 5 m geringer ist, als erwartet. Um diese Aussage zu untermauern, wären Messungen verteilt über Höhe der Widerlagermauern interessant. Dabei könnte sich die Abnahme über die Höhe sehr gut feststellen lassen.

#### ***3.3.4. Betondruckfestigkeit***

Bei den Druckfestigkeitsprüfungen wurden durchwegs sehr hohe Druckfestigkeiten ermittelt. Während bei der Druckfestigkeitsprüfung an Bohrkernen nach ÖNORM EN 12504-1:2009 zuverlässig auch höhere Druckfestigkeiten gemessen werden können, hat der Schmidhammer bei den Prüfungen die obere Grenze seines genormten Messbereichs ( $65 \text{ N/mm}^2$ ) erreicht. Dadurch ist keine normgemäße Bestimmung der Druckfestigkeit möglich, jedoch kann der Beton in einer konservativen Einschätzung einer Druckfestigkeitsklasse zugeordnet werden.

An allen Objekten wurde die in den Plänen vorgegebene Betondruckfestigkeit erreicht, es wurde vorwiegend eine Betonfestigkeitsklasse C 40/50 oder höher festgestellt. Somit erfüllen die Druckfestigkeiten die statischen Anforderungen aus der Bauzeit.

Auch für die Instandsetzung und Verstärkung sind die gemessenen Druckfestigkeiten ausreichend. Geht man von einem Verhältnis zwischen Betondruckfestigkeit und Zug- bzw. Abreißfestigkeit von 1:15 aus, so ist zu erwarten, dass die für konstruktive Instandsetzung erforderliche Abreißfestigkeit von 2,0 MPa nach ÖNORM B 4706: 2009 nach entsprechender Untergrundvorbereitung erreicht wird.

Ein Vorteil bei der Druckfestigkeitsprüfung an Bohrkernen im Labor liegt darin, dass die Druckfestigkeit im Inneren eines Bauteils gemessen wird. Dieser Wert ist vor allem für statische Berechnungen interessant.

Bei der Prüfung mit dem Schmidt'schen Hammer wird die Bauwerksfestigkeit an der Bauteiloberfläche bestimmt. Diese Messungen sind durch die Karbonatisierung und andere Alterungserscheinungen an der Bauteiloberfläche verfälscht und liegen zumeist über der Druckfestigkeit an Bohrkernen. Daher muss nach ONORM EN 13791 eine Kalibrierung der Messwerte des Schmidthammers durch Bohrkernbeurteilungen erfolgen, um diese für statische Berechnungen verwenden zu können.

Für die Dauerhaftigkeit in Bezug auf den Diffusionswiderstand gegenüber Schadstoffen ist jedoch gerade die Druckfestigkeit an der Bauteiloberfläche interessant.

Auf Grund der hohen, geprüften Festigkeiten kann man davon ausgehen, dass die Betone einen hohen Widerstand gegen Umwelteinflüsse aufweisen. Dies ist damit zu begründen, dass mit der Höhe der Druckfestigkeit das Porenvolumen tendenziell sinkt. Dadurch ist das Eindringen von CO<sub>2</sub> und Chloriden gehemmt, wodurch mit fortschreitendem Alter, der Beton härtet nach und die Karbonatisierung verschließt Poren, der Zutritt von Schadstoffen geringer wird.

### ***3.3.5. Vergleich: Restnutzungsdauer - Zustandsbewertung der ÖBB***

In Tab. 3.12 werden die errechneten Restnutzungsdauern auf Grund der Karbonatisierung mit den Zustandsbeurteilungen der ÖBB verglichen. Um eine Aussage zu erhalten, wurden die Objekte nach den Zustandsklassen geordnet und anschließend die mittlere Restnutzungsdauer jeder Zustandsklasse gebildet.

Wie auch bisher wurden die Objekte 2057, km 114,204 und 114,691 außer Acht gelassen, da sich bei ihnen keine plausiblen rechnerischen Restnutzungsdauern ergeben.

Vorweg wird festgestellt, dass nur zwei Objekte mit der Zustandsklasse 1 beprobt wurden. Die an diesen Objekten ermittelten Restnutzungsdauern gehören zu den längsten bzw. kürzesten Restnutzungsdauern des gesamten Datenpools. Daher lässt sich über die Zustandsklasse 1 keine eindeutige Aussage treffen. Der Vollständigkeit wegen werden die betroffenen Objekte jedoch in Tab. 3.12 dargestellt und im Vergleich berücksichtigt.

Tab. 3.12: Restnutzungsdauer anhand Karbonatisierung und Zustandsbeurteilung der ÖBB

Zustands- klasse	Datum Beurteilung	Objekt	Baujahr	Karbonatisierung		Ø Rest- nutzungsd.
				Nutzungsd.	Restnutzungsd.	
<b>1</b>	22.06.2005	2057, km 116,742	1958	288	237	135
	27.11.2007	2143, km 13,305	1984	53	28	
<b>2</b>	10.04.2008	2053, km 25,753	1927	171	89	125
	23.06.2005	2057, km 110,084	1950	235	176	
	05.04.2005	1165, km 31,06	1955	165	111	
<b>3</b>	30.08.2005	1672, km 20,819	1909	163	63	109
	04.11.2008	1951, km 37,639	1934	173	98	
	30.09.2008	2184, km 57,411	1949	330	270	
	08.04.2008	2053, km 24,809	1976	146	113	
	04.06.2008	2144, km 60,548	1979	95	65	
	05.10.2006	2012, km 4,278	1985	68	44	

Die Betrachtung von Tab. 3.12 zeigt, dass sich die Klassifizierung nach dem ÖBB Schema in der mittleren Restnutzungsdauer widerspiegelt. Die Objekte der Zustandsklasse 1 haben eine höhere Restnutzungsdauer als jene der Klasse 2 oder 3. Die Mittelwerte der Restnutzungsdauern unterscheiden sich von Klasse 1 zu Klasse 2 um 10 Jahre und von Klasse 2 zu Klasse 3 um 16 Jahre.

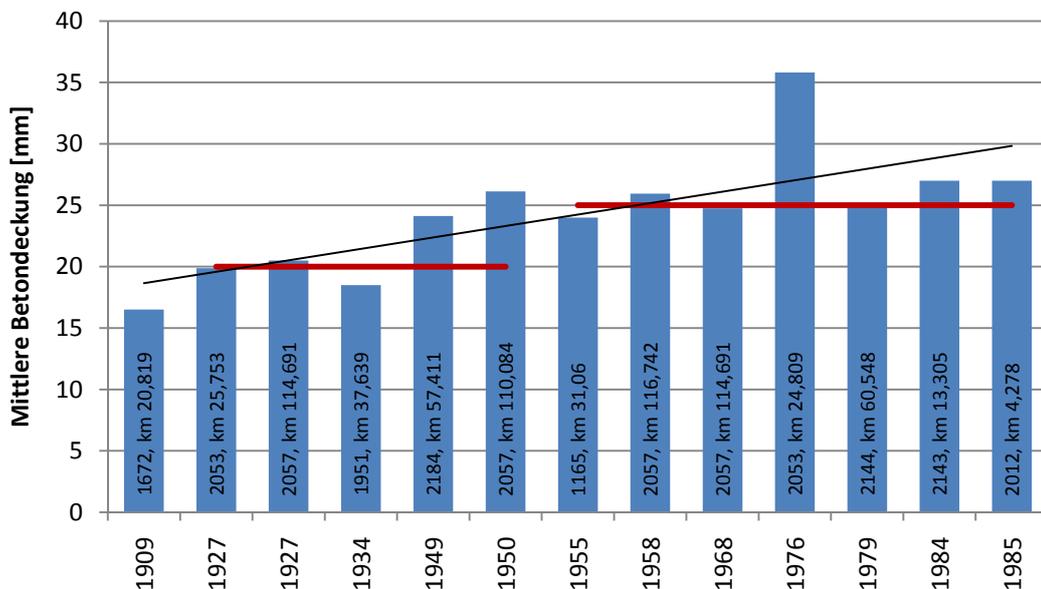
Die Absolutwerte der Restnutzungsdauern dürfen jedoch nicht direkt mit den Zustandsklassen verglichen werden. Während die Restnutzungsdauer den Zeitraum bis zur Erneuerung darstellt, definieren die Zustandsklassen 1-3 den Zeitraum bis zur nächsten Instandsetzung.

Bei Zustandsklasse 3 ist mit Instandsetzungsmaßnahmen innerhalb von 5- 12 Jahren zu rechnen, bei Klasse 2 später als 12 Jahre. Bei der Berechnung der Nutzungsdauern in Abschnitt 3.2 sind örtliche Instandsetzungsmaßnahmen, die zum Erreichen der Restnutzungsdauer notwendig sind, bereits berücksichtigt.

### 3.3.6. Betondeckung

In Grafik 3.36 sind objektweise die gemessenen, mittleren Betondeckungen der unteren Bewehrungslage dargestellt. Der rote Balken dient als Referenz für das im jeweiligen Zeitraum gültige Planmindestmaß der Betondeckung aus Normen und Regelwerken. Bei der Betrachtung ist zu berücksichtigen, dass die Mindestbetondeckung mit der mittleren und nicht der geringsten gemessenen Betondeckung verglichen wird. Dies soll die generelle Tendenz der Entwicklung der Betondeckung darstellen. Ein Vergleich mit der geringsten gemessenen Betondeckung wäre dafür nicht zielführend, da beim Einbau der Bewehrung immer eine gewisse Streuung vorhanden ist und die Überdeckung einzelner Eisen durchaus stark vom Mittelwert abweichen kann.

Bei Objekt Streckennr. 1672, km 20,819 ist kein Referenzwert dargestellt, da zur Bauzeit diesbezüglich noch keine Vorschriften bestanden.



Grafik 3.36: Gegenüberstellung des Planmaßes mit der gemessenen mittleren Betondeckung

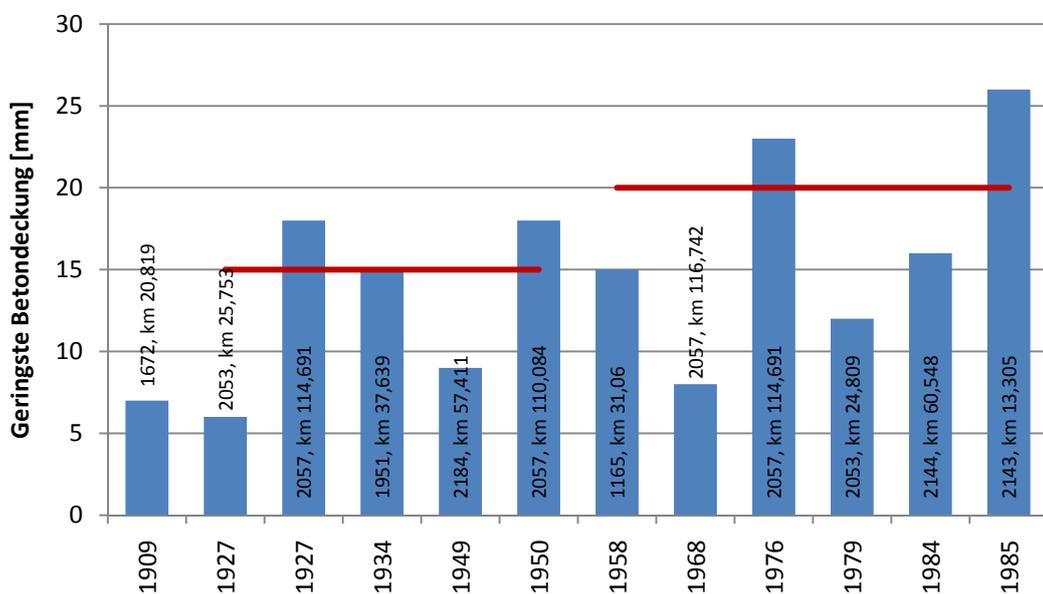
Bei der Betrachtung von Grafik 3.36 zeigt sich sehr gut die steigende Betondeckung im Verlauf des Jahrhunderts. Der schwarze Balken spiegelt dies als Trendlinie wider.

Der Vergleich der gültigen Mindestdeckungen mit den gemessenen Mittelwerten zeigt v.a. für den Zeitraum der ÖNORM B 4200 (ab 1953) eine gute Übereinstimmung der Werte. Interessant erscheint, dass auch bei den ab 1949 gebauten Objekten eine ähnliche hohe Betondeckung gemessen wurde. In den Normen wurde darauf kein Hinweis gefunden. Eine mögliche Erklärung kann jedoch darin gefunden werden, dass die Entwicklung neuer Normen oft mehrere Jahre bedarf und diverse Vornormen schon vorher berücksichtigt werden.

In Grafik 3.37 wird die gemessene geringste Betondeckung dem Baumaß der Betondeckung gegenübergestellt.

Das Baumaß nach der ÖNORM B 4200 ist das Planmaß der Betondeckung weniger 5 mm und beträgt somit für Brücken 20 mm. Da in den davor gültigen Normen und Regelwerken kein Hinweis auf eine Baumaß gefunden wurde, jedoch aus verarbeitungstechnischen Gründen eine gewisse Schwankung der Betondeckung nicht vermeidbar ist, wird als Baumaß ebenfalls das Planmaß weniger 5 mm herangezogen. Als Referenzwert wird somit 15 mm für den Zeitraum vor 1953 herangezogen.

Bei Objekt Streckennr. 1672, km 20,819 ist kein Referenzwert dargestellt, da zur Bauzeit diesbezüglich noch keine Vorschriften bestanden.



**Grafik 3.37: Gegenüberstellung des Baumaßes mit der gemessenen geringsten Betondeckung**

Von den in Grafik 3.37 dargestellten elf Objekten wird an sechs das Baumaß unterschritten. Dies trifft v. a. für den Zeitraum ab 1953 zu, wo an vier von sechs Objekten das Baumaß nicht eingehalten wird.

### 3.3.7. Zusammenfassung der Messergebnisse

Abschließend zum Kapitel Vergleiche sind in Tab. 3.13 die wesentlichen Messergebnisse und Objektdaten zusammengefasst dargestellt.

Tab. 3.13: Zusammenfassung der Messergebnisse

Objekt	Baujahr	Art	Stützweite [m]	c untere Bew.lage [mm]	Festigkeits- klasse	y mittel [mm]	Stahlsorte	Korrosion
1672, km 20,819	1909	Feldwegunterführung	3,46	17	C 40/50	14	Rundeisen	nein
2053, km 25,753	1927	Straßendurchfahrt	10,29	20	C 40/50	23	Rundeisen	nein
2057, km 114,691	1927	Straßendurchfahrt	10,10	21	C 40/50	1	Rundeisen	nein
1951, km 37,639	1934	Bachdurchlass	5,00	19	C 40/50	14	Rundeisen	nein
2184, km 57,411	1949	Feldwegunterführung	5,00	24	C 40/50	16	Torstahl	ja
2057, km 110,084	1950	Feldwegunterführung	3,10	26	C 30/37	18	Rundeisen	nein
1165, km 31,06	1955	Straßendurchfahrt	8,50	24	C 40/50	20	Rippenstahl	nein
2057, km 116,742	1958	Personendurchgang	4,00	26	C 40/50	14	unbekannt	nein
2057, km 114,204	1968	Straßendurchfahrt	8,00	25	C 40/50	1	Rippenstahl	nein
2053, km 24,809	1976	Straßendurchfahrt	14,80	36	C 40/50	18	Rippenstahl	nein
2144, km 60,548	1979	Straßendurchfahrt	5,50	25	C 40/50	15	Torstahl	ja
2143, km 13,305	1984	Straßenunterführung	5,00	27	C 40/50	21	Torstahl	nein
2012, km 4,278	1985	Straßendurchfahrt	12,04	27	C 40/50	18	Torstahl	nein

## 4. Weiterführende Untersuchungen

Bei der Auswertung der Messergebnisse haben sich mehrere neue Fragestellungen ergeben, bzw. konnten manche Ursachen für Schäden nicht geklärt werden. Im Folgenden werden daher offengebliebene Fragestellungen aufgegriffen und mögliche Wege und Methoden zur Lösungsfindung beschrieben.

### Chloridgehalt

Wie bereits festgestellt, waren die gemessenen Chloridkonzentrationen am Tragwerk durchwegs sehr gering und stellten kein Korrosionsrisiko dar. Wenn Korrosion an der Bewehrung festgestellt wurde, konnte diese immer auf eine andere Schadensursache zurückgeführt werden.

Um besseren Aufschluss über den Eintrag von Chloriden in Abhängigkeit von der Höhe zu erhalten, sind Probennahmen verteilt über die Höhe Widerlagermauern interessant.

Sollten weitere Untersuchungen zeigen, dass Eisenbahnbrücken, insbesondere das Tragwerk, keiner Korrosionsgefahr durch Chloride ausgesetzt sind, könnten im Neubau Betone mit einer geringeren Chloridwiderstandsklasse zum Einsatz kommen, wodurch sich ein Einsparungspotential ergibt.

### Karbonatisierung

An mehreren Objekten wurde, obwohl sich die Bewehrung im karbonatisierten Milieu befand, keine Korrosion festgestellt. Ein Grund dafür kann im Fehlen wesentlicher Reaktionspartner, insbesondere Feuchtigkeit, gefunden werden.

Da die Bewehrung jedoch nicht mehr passiviert ist, kann sie prinzipiell jederzeit zu korrodieren beginnen, sobald die notwendigen Reaktionspartner vorhanden sind.

Für die Planung von Instandsetzungsmaßnahmen bedeutet dies, dass der tatsächliche Zustand der Bewehrung nicht bzw. nur sehr punktuell bekannt ist. Genaueren Aufschluss mit einer auch flächenmäßig größeren Erfassung des Bauwerkes ermöglicht beispielsweise die Korrosionspotentialmessung.

Bei der Bestimmung der Nutzungsdauer wurden v.a. für die jüngeren Bauwerke der untersuchten Objekte verhältnismäßig kurze Zeitdauern errechnet. Mögliche Begründungen dafür wurden in 3.3.1 angegeben.

Um den zukünftigen Fortschritt der Karbonatisierung besser abschätzen zu können, bieten sich Untersuchungen der Porosität bzw. Wasseraufnahme des Betons an.

## Korrosionspotentialmessung

Die Korrosionspotentialmessung gehört zu den zerstörungsfreien Prüfmethode. Trotzdem muss das zu untersuchende Bauteil geringfügig beschädigt werden, da zur Durchführung der Messung die Bewehrung örtlich frei liegen muss. Da diese Untersuchungsmethode zumeist in Kombination mit anderen Prüfungen durchgeführt wird, genügen beispielsweise die Sondierungsöffnungen für die Karbonatisierungsprüfung.

Das Messprinzip basiert auf den unterschiedlichen chemischen Potentialen der korrodierten und intakten Stellen der Bewehrung, wie bereits in Abschnitt 2.2 dargestellt. Zur Durchführung der Messung, muss ein elektrischer Anschluss zur Bewehrung hergestellt werden, beispielsweise durch Anklemmen. Als Bezugselektrode (Abb. 4.1), diese wird über die Bauteiloberfläche geführt, dient eine



Abb. 4.1: Standard Stabelektrode der Fa. Proceq

Kupfer/Kupfersulfatelektrode. Für die Messung muss das Bauteil angefeuchtet sein, bzw. die Elektrode feucht sein, um die elektrische Leitung zu ermöglichen.

Die Messung erfolgt mittels eines hochohmigen Voltmeters. Dieses misst die Spannungsdifferenz zwischen der Bezugselektrode und der Bewehrung. Aus der gemessenen Spannung wird die Wahrscheinlichkeit des Vorhandenseins von Korrosion abgeleitet. Bei Werten unter 200 mV ist zu 90 % keine Korrosion aufgetreten, bei Werten über 350 mV ist zu 90 % mit Korrosion zu rechnen [38].

Dadurch lassen sich Bereiche identifizieren, in denen es bereits zu Korrosion gekommen ist und somit Schäden in Form von Abplatzungen zu erwarten sind.

## Porosität

Der Transport von Schadstoffen erfolgt über das Porensystem des Betons. Insofern hat die Porosität wesentlichen Einfluss auf den Eintrag von  $\text{CO}_2$  und Chloriden.

Die Bestimmung der Porosität kann beispielsweise mittels der Quecksilberdruckporosimetrie erfolgen. Dieses Verfahren ermöglicht insbesondere die Messung des für die  $\text{CO}_2$  Diffusion relevanten Porenvolumens der Kapillar- und Verdichtungsporen. Dabei wird Quecksilber, eine nicht benetzbare Flüssigkeit, durch Druck in die Poren des Probekörpers gepresst. Je nach Druck werden andere Poren aufgefüllt. Somit erhält man Aufschluss über das Porenvolumen sowie die Porenverteilung.

Mittels der beiden zuvor genannten Kennwerte, lässt sich der zukünftige Eintrag von schädlichen Stoffen abschätzen.

## 5. Resümee

Im ersten Teil dieser Arbeit wurde die geschichtliche Entwicklung der im Eisenbahnbrückenbau eingesetzten Betone herausgearbeitet. Dabei wurden insbesondere die Eigenschaften des Betons bezüglich der Dauerhaftigkeit im Verlauf des letzten Jahrhunderts aus mehreren Richtungen betrachtet. Durch die Recherche in Normen, Literatur und Bauunterlagen konnten wesentliche Parameter dazu herausgearbeitet werden. Von besonderem Interesse waren dabei die Entwicklung der Betonzusammensetzung, der Druckfestigkeit, der Betondeckung aber auch die Fortschritte auf dem Gebiet der Bewehrung.

Die Ausführungen im ersten Abschnitt, dienen als Grundlage für die Beurteilung von Bauwerken aus heutiger Sicht.

Um die Veränderung der planmäßigen Eigenschaften über die Zeit aufzuzeigen, wurden im zweiten Abschnitt Untersuchungen an 13 Objekten durchgeführt. Zuvor werden die wesentlichen Umwelteinflüsse und deren Auswirkung auf den Beton erörtert. Also solche sind im Eisenbahnbau v.a. die Karbonatisierung und die Chlorideindringung zu nennen. Es folgt zuerst eine objektweise Interpretation der Messergebnisse. Die dadurch aufbereiteten Messergebnisse werden in einem zweiten Schritt zu Vergleichen der Objekte untereinander herangezogen.

Dies führte zu folgenden Erkenntnissen:

- Das Korrosionsrisiko der Bewehrung durch Chloride ist bei den untersuchten Tragwerken als gering einzustufen.
- Der optische Eindruck der Bauwerksoberfläche gibt einen Hinweis auf den Karbonatisierungsfortschritt eines Bauteils.
- Die Berechnung der theoretischen Nutzungsdauer anhand der Karbonatisierung stellt einen Grenzwert für Nutzungsdauer dar. Die tatsächliche Nutzungsdauer kann jedoch nur durch Berücksichtigung einer Kombination mehrerer Schadensmechanismen (Planungsfehler, mechanische Beanspruchung, klimatische Bedingungen, ...) bestimmt werden.
- Die hohen Betondruckfestigkeiten (> C 40/50) weisen auf eine gute Dichtigkeit gegenüber Schadstoffen hin.
- Die Betondeckung stimmt im Mittel weitestgehend mit den Anforderungen der Normen überein, v.a. im Zeitraum der ÖNORM B 4200 kommt es jedoch vermehrt zu Unterschreitungen des Baumaßes.

## Abbildungsverzeichnis

Abb. 1.1:	Querschnitt einer Walzeisen-in-Beton Brücke aus dem Jahre 1903 .....	7
Abb. 1.2:	Monier- Gewölbe der Vorortebahnen von Wien aus [4] .....	7
Abb. 1.3:	Bogenbrücke über die Steyrling, Baujahr 1908, Stützw. 79,1 m .....	8
Abb. 1.4:	Querschnitt einer Plattenbalkenbrücke aus dem Jahr 1909, Spannweite 4 m .....	9
Abb. 1.5:	Belastungsprobe einer Verbundbrücke über die Salzach bei Salzburg .....	9
Abb. 1.6:	Trogbrücke (488 m) aus Spannbeton über den Inn aus [40] .....	10
Abb. 1.7:	Planauszug einer Mischrezeptur aus dem Jahr 1902 der k. k. österr. Staatsbahnen .....	11
Abb. 1.8:	Entwicklung des Sicherheitsniveaus für statische Berechnungen in Deutschland [7] .....	14
Abb. 1.9:	Entwicklung der zul. Biegedruckspannungen in der 1. Hälfte des 19 Jh. aus [4] .....	14
Abb. 1.10:	Aussehen der alten Bewehrungsstähle aus [9] .....	16
Abb. 1.11:	Arbeitslinie verschiedener Stahlsorten aus [6] .....	17
Abb. 1.12:	Zul. Stahlspannungen in der 1. Hälfte des 19 Jh. nach österr. Vorschriften aus [4] .....	18
Abb. 1.13:	Betondeckung nach ÖNORM B2302 aus 1936 [6] .....	21
Abb. 1.14:	Querschnitt und Längsschnitt der Eisenbahnbehelfsbrücke aus UHPFRC [39] .....	23
Abb. 2.1:	Abhängigkeit der Korrosionsgeschwindigkeit vom pH- Wert aus [24] .....	26
Abb. 2.2:	Einfluss der Luft- u. Schlagregenfeuchtigkeit auf die Karbonatisierung [21] .....	28
Abb. 2.3:	Zeitliche Entwicklung des Schädigungsgrades von Beton aus [30] .....	30
Abb. 2.4:	Chemische Vorgänge im Makroelement eines Bewehrungsstahls nach [22] .....	33
Abb. 2.5:	Einfluss der Zementart auf das Eindringen von Chlorid in Beton [29] .....	34
Abb. 2.6:	Einfluss der Umgebungsbedingungen auf den kritischer Cl <sup>-</sup> - Gehalt aus [35] .....	35
Abb. 3.1:	Tragwerksansicht Objekt 1165, km 31,06 .....	42
Abb. 3.2:	Tragwerksuntersicht Objekt 1672, km 20,819 .....	44
Abb. 3.3:	Ansicht des Objektes 1951, km 37,639 .....	47
Abb. 3.4:	Ansicht Objekt 2012, km 4,278 .....	49
Abb. 3.5:	Ansicht Tragwerk Objekt 2053, km 24,809 .....	52
Abb. 3.6:	Untersicht Objekt 2053, km 25,753 .....	55
Abb. 3.7:	Ansicht Objekt 2057, km 110,084 .....	58
Abb. 3.8:	Ansicht Objekt 2057, km 114,204 .....	61
Abb. 3.9:	Ansicht Objekt 2057, km 114,691 .....	63
Abb. 3.10:	Ansicht Objekt 2057, km 116,742 .....	66
Abb. 3.11:	Ansicht Objekt 2143, km 13,305 .....	69
Abb. 3.12:	Ansicht Objekt 2144, km 60,548 .....	71
Abb. 3.13:	Ansicht Objekt 2184, km 57,411 .....	73
Abb. 3.14:	Aussehen Prüfstelle 9, Objekt 2057, km 116,742 .....	79
Abb. 4.1:	Standard Stabelektrode der Fa. Proceq .....	87

## Grafikverzeichnis

Grafik 2.1:	Gegenüberstellung der Karbonatisierungs- und der Bewehrungstiefe .....	31
Grafik 2.2:	Grafische Darstellung Chloridgehalt.....	36
Grafik 2.3:	Grafische Darstellung der Betondruckfestigkeit .....	38
Grafik 3.1:	Betondeckung und Karbonatisierungstiefe Objekt 1165, km 31,06 .....	42
Grafik 3.2:	Bauwerksfestigkeit Objekt 1165, km 31,06.....	43
Grafik 3.3:	Chloridgehalt Objekt 1165, km 31,06.....	43
Grafik 3.4:	Betondeckung und Karbonatisierungstiefe Objekt 1672, km 20,819 .....	44
Grafik 3.5:	Bauwerksfestigkeit Objekt 1672, km 20,819.....	46
Grafik 3.6:	Betondeckung und Karbonatisierungs-tiefe Objekt 1951, km 37,639 .....	47
Grafik 3.7:	Bauwerksfestigkeit Objekt 1951, km 37,639.....	48
Grafik 3.8:	Betondeckung und Karbonatisierungstiefe Objekt 2012, km 4,278 .....	49
Grafik 3.9:	Bauwerksfestigkeit Objekt 2012, km 4,278.....	50
Grafik 3.10:	Chloridgehalt Objekt 2012, km 4,278.....	51
Grafik 3.11:	Betondeckung und Karbonatisierungstiefe Objekt 2053, km 24,809 .....	52
Grafik 3.12:	Bauwerksfestigkeit Objekt 2053, km 24,809.....	53
Grafik 3.13:	Chloridgehalt Objekt 2053, km 24,809.....	54
Grafik 3.14:	Betondeckung und Karbonatisierungstiefe Objekt 2053, km 25,753 .....	56
Grafik 3.15:	Bauwerksfestigkeit Objekt 2053, km 25,753.....	57
Grafik 3.16:	Chloridgehalt Objekt 2053, km 25,753.....	57
Grafik 3.17:	Betondeckung und Karbonatisierungstiefe Objekt 2057, km 110,084 .....	58
Grafik 3.18:	Druckfestigkeit an Bohrkernen und Bauwerksfestigkeit Objekt 2057, km 110,084 .....	60
Grafik 3.19:	Betondeckung u. Karbonatisierungstiefe Objekt 2057, km 114,204 .....	61
Grafik 3.20:	Bauwerksfestigkeit Objekt 2057, km 114,204.....	62
Grafik 3.21:	Chloridgehalt Objekt 2057, km 114,204 .....	62
Grafik 3.22:	Betondeckung und Karbonatisierungstiefe Objekt 2057, km 114,691 .....	64
Grafik 3.23:	Bauwerksfestigkeit Objekt 2057, km 114,691.....	64
Grafik 3.24:	Chloridgehalt Objekt 2057, km 114,691.....	65
Grafik 3.25:	Betondeckung und Karbonatisierungstiefe Objekt 2057, km 116,742 .....	66
Grafik 3.26:	Bauwerksfestigkeit Objekt 2057, km 116,742.....	67
Grafik 3.27:	Chloridgehalt Objekt 2057, km 116,742.....	68
Grafik 3.28:	Betondeckung und Karbonatisierungstiefe Objekt 2143, km 13,305 .....	69
Grafik 3.29:	Bauwerksfestigkeit Objekt 2143, km 13,305.....	70
Grafik 3.30:	Betondeckung und Karbonatisierungstiefe Objekt 2144, km 60,548 .....	71
Grafik 3.31:	Bauwerksfestigkeit Objekt 2144, km 60,548.....	72

Grafik 3.32:	Betondeckung und Karbonatisierungstiefe Objekt 2184, km 57,411 .....	73
Grafik 3.33:	Bauwerksfestigkeit Objekt 2184, km 57,411.....	75
Grafik 3.34:	Nutzungsdauern auf Grund der Karbonatisierung .....	76
Grafik 3.35:	Nutzungsdauern auf Grund der Karbonatisierung aus heutiger Sicht .....	78
Grafik 3.36:	Gegenüberstellung des Planmaßes mit der gemessenen mittleren Betondeckung .....	83
Grafik 3.37:	Gegenüberstellung des Baumaßes mit der gemessenen geringsten Betondeckung....	84

## Tabellenverzeichnis

Tab. 1.1:	Zementgruppen.....	11
Tab. 1.2:	Betondruckfestigkeit und E- Modul aus [5].....	13
Tab. 1.3:	In Österreich verwendete Bewehrungsstähle bis 1953 aus [5], [6], [7].....	17
Tab. 1.4:	Mechanische Eigenschaften der Bewehrungsstahlgruppen .....	18
Tab. 1.5:	Entwicklung der Betondeckung.....	21
Tab. 2.1:	Zusammensetzung der Expositionsklassen XC.....	27
Tab. 3.1:	Ermittlung der Nutzungsdauer Objekt 1165, km 31,06 .....	43
Tab. 3.2:	Berechnung der Nutzungsdauer Objekt 1672, km 20,819 .....	45
Tab. 3.3:	Ermittlung der Lebensdauer Objekt 1951, km 37,639 .....	48
Tab. 3.4:	Ermittlung der Nutzungsdauer Objekt 2012, km 4,278 .....	50
Tab. 3.5:	Berechnung der Nutzungsdauer Objekt 2053, km 24,809 .....	53
Tab. 3.6:	Berechnung der Nutzungsdauer Objekt 2053, km 25,753 .....	56
Tab. 3.7:	Berechnung der Nutzungsdauer Objekt 2057, km 110,084.....	59
Tab. 3.8:	Berechnung der Nutzungsdauer Objekt 2057, km 116,742.....	67
Tab. 3.9:	Berechnung der Nutzungsdauer Objekt 2143, km 13,305.....	70
Tab. 3.10:	Berechnung der Nutzungsdauer Objekt 2144, km 60,548.....	72
Tab. 3.11:	Berechnung der Nutzungsdauer Objekt 2184, km 57,411.....	74
Tab. 3.12:	Restnutzungsdauer anhand Karbonatisierung und Zustandsbeurteilung der ÖBB .....	82
Tab. 3.13:	Zusammenfassung der Messergebnisse.....	85

## Quellenverzeichnis

- [1]. **Roth, Hubert.** Entwicklung des Betonbaues im Hoch- und Tiefbau. Linz : s.n., 1986.
- [2]. **Strader, Josef.** Betonbrücken - Ein kurzer Auszug aus der Geschichte. Graz : TU Graz, 2003.
- [3]. **Pfeiffer, Rolf.** *Handbuch Eisenbahnbrücken.* Hamburg : Eurailpress - DVV Media, 2008. ISBN 978-3-7771-0378-5.
- [4]. **Pauser, Alfred.** *Vom Betoneisen zum Spannbeton.* Wien : Österreichische Vereinigung für Beton- und Bautechnik, 2007. ISBN 978-3-9502387-0-9.
- [5]. **Kolbitsch, Andreas.** Erhaltung und Erneuerung von Hochbauten. Wien : TU Wien - Forschungsbereich für Hochbaukonstruktionen und Bauwerkserhaltung, 2010.
- [6]. **Pauser, Alfred.** *Eisenbeton 1850 - 1950.* Wien : Manz, 1994.
- [7]. **Seim, Werner.** *Bewertung und Verstärkung von Stahlbetontragwerken.* Berlin : Verlag für Architektur und technische Wissenschaften GmbH & Co. KG, 2007. ISBN: 978-3-433-01817-0.
- [8]. **TU Graz.** Bemessungsverfahren auf Grundlage der ÖNORM B 4700. [Online] [Zitat vom: 19. 10 2009.] <http://www.fh-campuswien.ac.at/bau@home/Stahlbetonbau/daten/3.4.htm>.
- [9]. **Ahnert, Rudolf.** *Typische Baukonstruktionen von 1860 bis 1960.* Berlin : Verlag für Bauwesen, 1991.
- [10]. **Mehmel, Ulrike.** Eisen- und Stahlbeton. *Balken und Platten - Werkstoffe und Konstruktion.* [Online] 13. 11 2001. [http://www.mehmel.net/download/altbaukonstruktionen\\_02.pdf](http://www.mehmel.net/download/altbaukonstruktionen_02.pdf).
- [11]. **Blum, Marc.** Die Schweißverbindung in der Instandsetzung von Stahlbetonbauten und in der Erweiterung bzw. Ertüchtigung historischer Stahlbauten zu Stahlverbundbauten. [Online] [Zitat vom: 17. 02 2010.] [http://dib.schiele-schoen.de/118/8695/2005\\_08\\_15/Die\\_Schweisssverbindung\\_in\\_der\\_Instandsetzung\\_von\\_Stahlbetonbauten\\_und\\_in\\_der\\_Erweiterung\\_bzw\\_Ertuechtigung\\_historischer\\_Stahlbauten\\_zu\\_Stahlverbundbauten.html](http://dib.schiele-schoen.de/118/8695/2005_08_15/Die_Schweisssverbindung_in_der_Instandsetzung_von_Stahlbetonbauten_und_in_der_Erweiterung_bzw_Ertuechtigung_historischer_Stahlbauten_zu_Stahlverbundbauten.html).
- [12]. **FH Wien.** Stahl. [Online] [Zitat vom: 12. 02 2010.] [http://www.fh-campuswien.ac.at/bau@home/Stahlbetonbau/daten/1.2\\_complete.htm#122](http://www.fh-campuswien.ac.at/bau@home/Stahlbetonbau/daten/1.2_complete.htm#122).
- [13]. **Fehlmann, Patrick und Vogel, Thomas.** Versuche zur Ermüdungsfestigkeit alter Betonstähle. *Beton- und Stahlbetonbau.* 2009, Bd. 104, 7.
- [14]. **Schmidt, Michael.** Nachhaltiges Bauen mit Ultra-Hochfestem Beton. [Online] 01. 11 2004. [Zitat vom: 19. 02 2010.] [www.uni-kassel.de/fb14/.../spp/SPP-UHPC-Ausschreibung.pdf](http://www.uni-kassel.de/fb14/.../spp/SPP-UHPC-Ausschreibung.pdf).

- [15]. **Sparowitz, Lutz und Freytag, Bernhard.** Ultrahochfester Faserbeton. *Forschungsjournal*. 2008, Bd. WS 07/08.
- [16]. **Rümmelin, Andreas Timo.** Entwicklung, Bemessung und Anwendung von ultrahochfesten Betonen. Stuttgart : Fachhochschule Stuttgart, 2005.
- [17]. **Schmidt, Michael.** Instandsetzen und Verstärken von Betonbauwerken und Bauteilen mit ultrahochfestem Beton. [Online] [Zitat vom: 19. 02 2010.] <http://www.bgib.de/veroeffentlichungen/20070510schmidt.pdf>.
- [18]. **Waltner, Rainer.** Ein Brückenleben lang – Lebenszykluskosten von Brücken aus Hochleistungsbeton. *Betonzement; Expertenforum Beton 2005; Brückenbau - Fertigteile auf neuen Wegen*. 2005.
- [19]. **Altersberger, Guido.** Eisenbahnhilfsbrücken in UHPFRC-Segmentbauweise. Graz : TU Graz, 2008.
- [20]. **Geier, Roman.** Österreichische Vereinigung für Beton- und Bautechnik. [Online] [Zitat vom: 31. 3 2010.] [http://service.ovbb.at/brueckentagung/PDF/13\\_Geier.pdf](http://service.ovbb.at/brueckentagung/PDF/13_Geier.pdf).
- [21]. **Stark, Jochen und Wicht, Bernd.** *Dauerhaftigkeit von Beton - Der Baustoff als Werkstoff*. Berlin : Birkhäuser, 2001. ISBN 3-7643-6344-4.
- [22]. **Knoblauch, Harald und Schneider, Ulrich.** *Bauchemie*. Düsseldorf : Werner, 2001.
- [23]. **Raupach, Michael und Orlowsky, Jeanette.** *Erhaltung von Betonbauwerken - Baustoffe und ihre Eigenschaften*. Wiesbaden : Vieweg + Teubner, GWV Fachverlag GmbH, 2008. ISBN 978-3-8351-0120-3.
- [24]. **Fiala, Hannes.** Die Verantwortung des Eigners für die Erhaltung und Instandsetzung seiner Bausubstanz. *Stuttgarter Bauwerksforum*. [Online] 26. 02 2009. [http://www.stuttgarterbauwerksforum.de/downloads/HIVT2009/HIVT\\_Fiala.pdf](http://www.stuttgarterbauwerksforum.de/downloads/HIVT2009/HIVT_Fiala.pdf).
- [25]. **Schießl, Peter.** *Zur Frage der zulässigen Rißbreite und der erforderlichen Betondeckung im Stahlbetonbau unter besonderer Berücksichtigung der Karbonatisierungstiefe des Betons*. Berlin : Deutscher Ausschuß für Stahlbetonbau, 1976.
- [26]. **Bakker, Robert F. M. und Roessink, Gerrit.** Zum Einfluß der Karbonatisierung und der Feuchte auf die Korrosion der Bewehrung im Beton. *Beton- Informationen*. 1991, 3/4.
- [27]. **Hergenröder, Michael.** *Zur statistischen Instandhaltungsplanung für bestehende Betonbauwerke bei Karbonatisierung des Betons und möglicher Korrosion der Bewehrung*. München : TU München, 1992.

- [28]. **Bunte, Dieter.** *Zum karbonatisierungsbedingten Verlust der Dauerhaftigkeit von Außenbauteilen aus Stahlbeton.* Berlin : Beuth, 1993.
- [29]. **Verein deutscher Zementwerke.** Kompendium Zement und Beton. *Dauerhaftigkeit.* [Online] [Zitat vom: 06. 04 2010.] [http://www.vdz-congress.org/fileadmin/gruppen/vdz/3LiteraturRecherche/KompendiumZementBeton/2-7\\_Dauerhaftigkeit.pdf](http://www.vdz-congress.org/fileadmin/gruppen/vdz/3LiteraturRecherche/KompendiumZementBeton/2-7_Dauerhaftigkeit.pdf).
- [30]. **Empelmann, Martin.** Qualitätsmerkmale Lebensdauerorientierter Brückenbauwerke. *Bauingenieur.* 2009, Bd. 84, Oktober.
- [31]. **Amt der Steiermärkischen Landesregierung.** Winterdienstleitfaden - Wege zur Feinstaubreduktion bei der Straßenbestreung. Graz : s.n., 2006.
- [32]. **Ungricht, Heidi.** *Wasserhaushalt und Chlorideintrag in Beton - Einfluss der Exposition und der Betonzusammensetzung.* Zürich : ETH Zürich, 2004.
- [33]. **Hartl, Gerhard und Lukas, Walter.** Untersuchungen zur Chlorideindringung in Beton und zum Einfluss von Rissen auf chloridinduzierte Korrosion der Bewehrung. *Betonwerk+Fertigteil-Technik.* 1987, 7.
- [34]. **Erfurt, Wolfgang.** *Erfassung von Gefügeveränderungen in Beton durch Anwendung zerstörungsfreier Prüfverfahren zur Einschätzung der Dauerhaftigkeit.* Weimar : Selbstverlag, 2004.
- [35]. **Michael, Raupach.** *Auswirkungen von Chloriden im Beton, Abhängigkeit von Betoneigenschaften.* s.l. : Institut für Bauforschung der RWTH Aachen.
- [36]. **Breit, Wolfgang.** Kritischer Korrosionsauslösender Chloridgehalt - Sachstand und neuere Untersuchungen. *Beton.* 1998, 48.
- [37]. **Stärck, Andrea.** Ionenchromatographie. [Online] Forschungszentrum Jülich, 20. 11 2008. [Zitat vom: 25. 01 2010.] <http://www.fz-juelich.de/zch/icg>.
- [38]. **Weber, Silvia.** *Betoninstandsetzung.* Wiesbaden : Vieweg+Teubner; GWV Fachverlage GmbH, 2009. ISBN 978-3-8351-0184-5.
- [39]. **Sparowitz, Lutz.** Alumni TU Graz. [Online] 06. 06 2008. [Zitat vom: 06. 04 2010.] [http://alumni.tugraz.at/tug2/alumniTalks011\\_sparowitz.pdf](http://alumni.tugraz.at/tug2/alumniTalks011_sparowitz.pdf).
- [40]. **Wedekind, Claudia.** Eisenbahnnumfahung Innsbruck. *nextroom - architektur im netz.* [Online] [Zitat vom: 26. 02 2010.] <http://www.nextroom.at/building.php?id=995>.