

Lebenszykluskostenanalyse von Instandsetzungsmaßnahmen an Brückenbauteilen

Dipl.-Ing. (FH) Fritz Binder
Asset Management; ASFiNAG Service GmbH, Wien, Österreich

Dipl.-Ing. Urs H. Grunicke
ILF Consulting Engineers Austria GmbH, Salzburg, Österreich

Zusammenfassung

Im Straßennetz der ASFiNAG befinden sich über 5000 Brückenobjekte, wovon ein überwiegender Anteil in Stahl- bzw. Spannbetonbauweise errichtet wurde. Viele Bauteile, insbesondere deren Stützen, sind einer erhöhten Belastung durch Chlorid ausgesetzt. Dies führt früher oder später zu Schäden und beeinträchtigt die Lebensdauer. Lebensdauererlösende Maßnahmen in Form von Instandsetzungen werden in der Regel daher notwendig. Oft und gerne werden die Entscheidungen, welche Instandsetzungen umgesetzt werden, vorrangig auf (bau)wirtschaftlichen Argumenten begründet. Grundlage für die Art der Instandsetzung bildet der im Zuge von Brückenprüfungen festgestellte Erhaltungszustand. Die Entscheidungsfindung erfolgt zwar meist im Sinne einer zustandsorientierten Instandhaltung, sehr oft aber auch im Sinne einer reaktiven Instandhaltung.

Ziel dieser Arbeit ist es, ausgehend vom jeweiligen Erhaltungszustand des Objektes, jene Maßnahmen zu identifizieren, welche dem Ziel einer nachhaltigen und zuverlässigkeitsorientierten Instandsetzung und der geplanten Restlebensdauer des jeweiligen Bauwerks am besten entsprechen. Über eine Preisdatenbank wurden für verschiedene mögliche Instandsetzungsvarianten Grobkostenkennwerte ermittelt. Diese verschiedenen Maßnahmen führen zu jeweils unterschiedlichen Verbesserungen des Erhaltungszustandes. Nach Abschätzung der Wirksamkeit und der Wirkdauer der untersuchten Instandsetzungsmethoden werden diese im nächsten Schritt auf ihre Kostenwirksamkeit und ihre ökonomische Relevanz hin untersucht (Life Cycle Costs (LCC)). Dadurch wird eine Vergleichbarkeit untereinander hergestellt. Anhand von Beispielen werden Methodik und Ergebnisse dargestellt und diskutiert.

1. Einleitung

Viele der derzeit bestehenden Infrastrukturbauwerke wie Brücken unterliegen einer hohen Belastung aus der Umwelt. Während der Winterzeit wird Streusalz für das Auftauen von Schnee und Eis auf der Fahrbahn verwendet. Dabei ist besonders der Unterbau, wie Widerlager und Säulen, dem Angriff der Chloride stark ausgesetzt. Darüber hinaus sind mehr als die Hälfte der Bauwerke in den siebziger Jahren oder achtziger Jahren gebaut worden. Bei diesen stehen nun größerer Instandsetzungen an, die ungefähr alle 20 Jahre notwendig sind. Um mit den vorhandenen budgetären Mitteln einen optimalen Bauwerkszustand gewährleisten zu können, müssen Kosten und Auswirkungen von Instandsetzungsmaßnahmen bekannt sein. Erst dies ermöglicht einen Vergleich verschiedener (Instandhaltungs-)Strategien und dadurch eine Optimierung der zur Verfügung stehenden finanziellen Ressourcen. Voraussetzung für eine erfolgreiche und nachhaltige Instandsetzung von Stahlbetonbauwerken ist die Kenntnis der Schadensmechanismen sowie ein sicheres Erkennen aller Schädigungseinflüsse. Der erste Schritt

sollte immer das Bestimmen des Erhaltungszustandes anhand einer detaillierten visuellen Begutachtung der Bauteile sowie der Ergebnisse der durchgeführten quasi zerstörungsfreien Baustoffprüfungen sein. Die Kenntnis über den Zustand der Bauteile, respektive des Objektes, ist essentieller Bestandteil einer erfolgreichen und lange wirksamen Instandsetzung.

Der Erhaltungszustand (Schädigung und Schadensgrad) kann indirekt auch (ohne Monitoring) anhand von visuellen und zerstörungsfreien Untersuchungsmethoden determiniert und in Zustandswerte (4-teiliges Bewertungssystem) übergeführt werden.

Die chloridinduzierte Korrosion ist bei den betrachteten Bauteilen der dominierende Faktor der progressiv ablaufenden Degradation.

Dabei ist die Bewehrung von Stahlbetonbauwerken unter normalen Umständen durch die hohe Alkalität des Betonporenwassers (pH-Werte von 12 bis 14) ausreichend vor Korrosion geschützt, da der im Beton eingebettete Stahl unter diesen Bedingungen eine Oxidschicht ausbildet und diesen damit vor Korrosion schützt [1]. Die Passivierung des Stahls kann im Laufe der Zeit durch Umwelteinflüsse allerdings verloren

gehen. Davon betroffen sind typischerweise die Stützenfüße und im Spritzwasserbereich liegende Bauteile [2]. Bei ausreichender Menge von Chloriden an der Bewehrungsoberfläche entsteht ein Bereich, der nicht mehr durch eine Oxidschicht geschützt ist [3]. Diese Stelle bietet einen Angriffspunkt für Korrosion. Der Schädigungsprozess bei der chloridinduzierten Bewehrungskorrosion kann in zwei Phasen unterteilt werden, wie in Bild 1 dargestellt. Während der Einleitungsphase können von der Oberfläche in die Betondeckung eindringende aggressive Substanzen wie Kohlendioxid und Chloride zum Verlust der Passivität des Stahles führen. Die Dauer dieser Phase ist abhängig von der Qualität der Betondeckung, Eindringgeschwindigkeit und der für die Depassivierung notwendigen Konzentration von Chloriden. Eine Voraussetzung für die Korrosion von Stahl in Beton ist die Depassivierung. Mit zunehmender Zufuhr von Chloriden depassivieren immer größere Flächenbereiche. Die einzelnen Korrosionsstellen wachsen zusammen, sodass es zu einer flächigen Korrosion kommt. Die sich bildenden Risse im Beton sind in der Volumenzunahme der Korrosionsprodukte gegenüber dem ursprünglichen Stahlvolumen begründet.

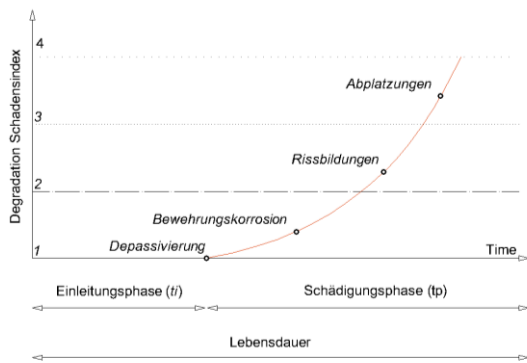


Bild 1: Zeitabhängige Entwicklung der Schädigung bei chloridinduzierter Bewehrungskorrosion nach [4].

Genauer betrachtet ist bei der chloridinduzierten Bewehrungskorrosion ein möglicher Phasenübergang erreicht, wenn der passivierende Schutz des Bewehrungsstahls aufgehoben wird, d. h. wenn die Chlorideindringfront den Bewehrungsstahl erreicht hat und die Bewehrung zu korrodieren beginnt. Dieser Zeitpunkt ist das Ende der Einleitungsphase [5].

Tabelle 1: Indikatoren für Korrosion und Einteilung in Schadensklassen abgeleitet aus [9] und [11].

			Schadensklasse			
Indikator	Korrosion		1	2	3	4
Karbonatisierungstiefe	X_{CO_2}	[mm]	0% C	$\leq 75\% C$	$>75\% C$	$\geq C$
Chloridgehalt	X_{Cl^-}	[M%]	$\leq 0,2$	$>0,2 \leq 0,6$	$>0,6 \leq 1,0$	$>1,0$
Risse durch Korrosion	w	[mm]	keine	$< 0,3$	$> 0,3$	Abpl.
Betonwiderstand	R	[Ωm]	> 1000	500-1000	100-500	< 100
Bewehrungsverluste	ρ	[%]	< 1	1-5	5-10	> 10
Korrosionspotential	E_{corr}	[mV]	> -200	-200 - -350	-350 - -500	< -500
Korrosionsstromdichte	i_{corr}	[$\mu A/cm^2$]	$< 0,1$	0,1-0,5	0,5-1	> 1

C ist die Betondeckung, Abpl. sind Abplatzungen

Ziel des gegenständlichen Beitrages ist es, einen kostenzentrierten Vergleich verschiedener Instandsetzungsansätze auf Basis von evidenzbasierten Daten zu Degradation und realistischen Interventionskosten anzustellen.

Historisch gesehen können folgende verschiedene Instandhaltungsansätze unterschieden werden:

- Präventive bzw. zeitbasierte Instandhaltung (preventive maintenance bzw. time-based maintenance)
- Zustandsorientierte Instandhaltung (condition based maintenance)
- Zuverlässigkeitsorientierte Instandhaltung (reliability centred maintenance)

Zeitgemäße risikobasierte (risk-based) oder zuverlässigkeitszentrierte (reliability-centred) Instandhaltungsstrategien sind Weiterentwicklungen der im Bauwesen meist angewandten Condition-based Maintenance. Da allen Instandhaltungsstrategien aber stets die Kostenkomponente als Ausgangsbasis zugrunde liegt (vgl. z.B. [6], [7]), konzentrieren sich hier die folgenden Ausführungen zunächst auf die Kostenbasis. Neu gegenüber früheren Vergleichen zwischen den diversen Instandhaltungsansätzen ist, dass heute die Kosten und Wirksamkeiten bzw. Lebensdauern von Instandsetzungsmethoden anhand mittlerweile verfügbarer realer Daten abgeleitet werden können. Dieser Ansatz ist somit konform mit der ISO 55001 [8], welche informations- und evidenzbasierte Planungsprozesse im Asset Management fordert.

2. Index Verfahren

Die Entwicklung von Korrosionsschäden über die Zeit dient als Grundlage für die Entscheidung zur Verstärkung oder Instandsetzung. Ein einfaches und objektives Verfahren zur Beurteilung des Erhaltungszustandes von Betontragwerken ist von entscheidendem wirtschaftlichem Interesse. Ziel ist es, anhand von Voruntersuchungen über ein einfaches aber dennoch objektives Verfahren (Indexierung der Messergebnisse der Voruntersuchungen) den Erhaltungszustand des Bauteiles zu bestimmen. In der Vergangenheit gab es mehrere Bemühungen den Erhaltungszustand qualifiziert zu bewerten [9, 10].

Das Ergebnis solcher Bestimmungen sollte zumindest folgende Punkte enthalten:

- Identifikation des Schadensmechanismus
- Ausmaß des Schadens
- Geschwindigkeit des weiteren Degradationsfortschrittes

Als Ausgangspunkt zur Ermittlung des Zustandsindex (Conditionindex (CI)) wird ein anhand von Voruntersuchungen erhobener Erhaltungszustand, in Anlehnung an [9], in die Schadensklassen 1-4 unterteilt. Der Index berechnet sich aus Ergebnissen einer detaillierten visuellen Begutachtung der Bauteile und zerstörungsfreien Baustoffprüfungen. Der CI ist ein Maß für den direkt messbaren Schaden der Bewehrung infolge Korrosion. Der Index lässt sich in 4 Klassen wie folgt einteilen:

- keine Korrosion
- niedrige Korrosion
- mittlere Korrosion
- hohe Korrosion

Der Zustandsindex berechnet sich aus dem Mittelwert der bestimmten Indikatoren für Korrosion wie folgt:

$$CI = \frac{\sum_{i=1}^n \text{Indikator Korrosion}}{n} \quad (1)$$

In den meisten Fällen stehen zumindest folgende drei Indikatoren für die Korrosion zur Verfügung:

- Karbonatisierungstiefe
- Chloridgehalt an der Bewehrung
- Risse infolge Korrosion

Bei detaillierteren Voruntersuchungen kommen weitere Indikatoren, wie das Korrosionspotential, welches durch eine Potentialfeldmessung bestimmt wird und Bewehrungsverluste hinzu. Die im Zuge der Zustandserfassung bestimmten Korrosionsindikatoren lassen nun Rückschlüsse auf den Verlauf (Entwicklung) des Indikators (Erhaltungszustand) seit der Errichtung des Objektes zu.

Der CI errechnet sich somit aus Gleichung 1 wie folgt:

$$CI = \frac{\sum_{i=1}^{n=3} X_{CO_2} + X_{Cl^-} + w}{n} \quad \text{Gl.(1)}$$

Bild 2 zeigt den Verlauf der Karbonatisierungstiefe sowie die Entwicklung des Indikators (X_{CO_2}) über die Zeit. Bei diesem in den 1980er-Jahren errichteten Objekt wurden 1994 die Stützen bis auf eine Höhe von

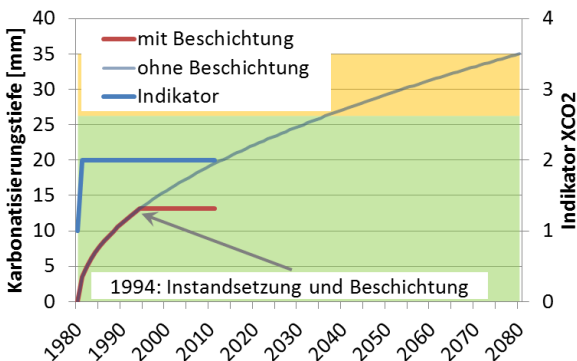


Bild 2: Verlauf der Karbonatisierung mit Einteilung in Korrosionsindex mit und ohne Beschichtung.

2,00 m mit einer Beschichtung versehen. Der Mittelwert der Karbonatisierungstiefe in Bereichen ohne Beschichtung lag zum Zeitpunkt der Voruntersuchung im Jahr 2010 bei etwa 19 mm. Anhand dieser Information kann nun über die Gleichung

$$X_t = D \sqrt{t} \quad \text{Gl.(7)}$$

der Regressionsparameter D mit 3,5 bestimmt und der Verlauf der Karbonatisierungstiefe über die Zeit dargestellt werden. Nun kann die errechnete Karbonatisierungstiefe mit den tatsächlichen Messwerten verglichen werden. Für das Jahr der ersten Instandsetzung 1994 wurde rund 13 mm Karbonatisierungstiefe gemessen. Dies deckt sich exakt mit den ermittelten Karbonatisierungstiefen in Bereichen mit Beschichtung. Dies deutet auf das Funktionieren der Beschichtung als Karbonatisierungsbremse hin.

Die farblich gekennzeichneten Flächen in Abbildung 2 geben die in Tabelle 1 definierten Grenzwerte an.

Diese sind abhängig von der Dicke der Betondeckung. Überschreitet die Karbonatisierungstiefe nun einen dieser Grenzwerte, so geht der Indikator in die nächst höhere Schadensklasse über. Abbildung 3 zeigt den allmählichen Anstieg des Chloridgehaltes auf der Bewehrungsebene über die Zeit. Zur Abschätzung des Chlorideindringens in Betone zum Zeitpunkt t_0 dient nachfolgende Gleichung.

$$C_{(x,t)} = C_s \left[1 - \text{err} \frac{x}{2\sqrt{D_{eff}t}} \right] \quad \text{Gl.(8)}$$

Dabei ist $C(x,t)$ der Chloridgehalt an einer beliebigen Tiefenlage x zu einem beliebigen Zeitpunkt t und C_s der Chloridgehalt an der Betonoberfläche. Die Kenntnis des Chloridgehaltes in mehreren Tiefenstufen zu einem oder mehreren bekannten Zeitpunkten ermöglicht es den Diffusionskoeffizienten D_{eff} abzuschätzen. Die farblich gekennzeichneten Flächen in Abbildung 3 geben die in [11] definierten Grenzwerte an. Überschreitet der Chloridgehalt an der Bewehrung nun einen dieser Grenzwerte, so wechselt der Indikator in die nächste höhere Klasse. Über den Korrosionsindikator - Risse zufolge Korrosion - lassen sich lediglich zum Zeitpunkt der Voruntersuchungen erste verlässliche Aussagen machen.

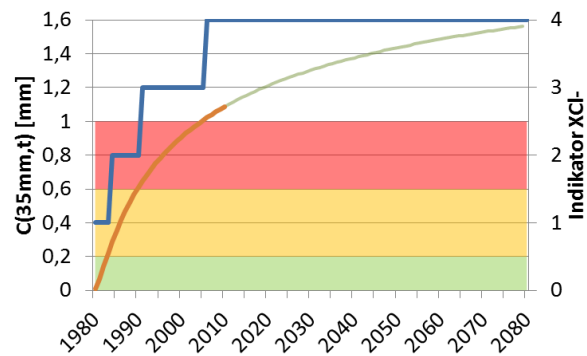


Bild 3: Theoretischer Verlauf des Chloridgehaltes in 3,5 cm Tiefe mit Zuordnung zum Index.

Neben den drei Korrosionsindikatoren können im Zuge von additiven zerstörungsfreien Untersuchungen weitere Indikatoren für Korrosion bestimmt werden. Die Berechnung des CI ergibt sich zum Zeitpunkt der Voruntersuchungen mit:

$$CI = \frac{\sum_{i=1}^{n=5} X_{CO_2} + X_{Cl^-} + w + E_{corr} + \rho}{n}$$

$$= \frac{2+4+4+3+3}{5} = 3,2 \quad \text{Gl.(2)}$$

Sind Baujahr und Erhaltungszustand bekannt so kann über das Verhalten der verschiedenen Korrosionsindikatoren der Verlauf des Zustandsindikators nachgezeichnet werden. Dabei kann der Verlauf über folgende Gleichung abgebildet werden:

$$CI(t) = a + bt^c \quad \text{Gl(3)}$$

3. Methoden der Instandsetzung

Zur Instandsetzung von geschädigtem Beton kommen je nach Schadensbild und -ursache Rissanierung, Oberflächenabtrag, Korrosionsschutz, Spritzbeton bzw. Spritzmörtel und Oberflächenschutzsysteme zur Ausführung.

3.1 Oberflächenschutzsysteme (IP 1, IP 2)

Oberflächenschutzsysteme (OS) werden bei bestehenden Betonbauwerken sowie bei neuem Beton zur Verbesserung der Dauerhaftigkeit verwendet. Die Oberflächenschutzsysteme wirken verzögernd auf die Einleitungsphase, indem sie den Wassertransport und den einhergehenden Transport von Schadstoffen bremsen. Oberflächenschutzsysteme können jedoch ablaufende Korrosionsprozesse nicht mit Sicherheit stoppen. Diese präventive Maßnahme wirkt am besten bei Applizierung in der Einleitungsphase. Die EN 1504-2 unterteilt bei den Oberflächenschutzmaßnahmen in hydrophobierende Imprägnierung, Imprägnierung und Beschichtung. In diesem Beitrag wird insbesondere auf die Beschichtung eingegangen.

Beschichtungen dienen zur Herstellung einer durchgehenden Schutzschicht auf der Betonoberfläche. Die Dicke beträgt üblicherweise 0,1 bis 5,0 mm. Mit Beschichtungen erreicht man die Reduktion, respektive die Verhinderung der Wasseraufnahme und darin gelöster Stoffe, sowie eine Verbesserung des Frost-Tausalz-Widerstandes, während gleichzeitig oft eine Wasserdampfdurchlässigkeit zur Regulierung des Feuchtehaushaltes im Bauteilinneren erhalten wird. Die Beschichtung reduziert den CO₂-Durchtritt zum Stahlbeton sowie die Wasseraufnahme samt den im Wasser gelösten korrosionsfördernden Stoffen. Durch die Regulierung des Wasserhaushaltes und somit des Betonwiderstandes nimmt diese indirekt Einfluss auf den Korrosionsindikator. Im gegenständlichen Beitrag wird der Beschichtung eine degradationsverzögernde Wirkung auf die Korrosionsindikatoren zugemessen.

3.2 Betonersatz (IP 3, IP 7)

Bei diesem Verfahren werden die kontaminierten Bereiche des Betons ersetzt. Ziel dieser Instandsetzungsmaßnahme ist der dauerhafte Ersatz von schadhaftem oder durch Chloride kontaminiertem Beton durch Beton oder Instandsetzungsmörtel sowie die Repassivierung (RP) der Bewehrung. Eine zusätzliche Vergütung der reprofilierten Betonoberfläche kann ein weiteres Eindringen von schädlichen Stoffen bremsen.

Unter Betonersatz kann das Ausfüllen örtlich begrenzter Fehlstellen verstanden werden, was der Wiederherstellung der Bauteiloberfläche (Reprofilierung) dient. Der Auftrag erfolgt per Hand, bei großen Mengen auch im Spritzverfahren. Es kommen zementgebundene Mörtel und Betone ohne oder mit Kunststoffmodifizierung sowie reaktionsharzgebundene Mörtel und Betone in Frage. Betonersatz kann sowohl kleinflächig als auch großflächig erfolgen. In diesem Beitrag werden zwei unterschiedliche Strategien hinsichtlich des Einsatzes dieses Verfahrens verfolgt. Einerseits als konventionelles Verfahren zu einem Zeitpunkt bei dem bereits Indizien für eine chloridinduzierte Korrosion augenscheinlich werden (CI = 3) und andererseits als verstärkt auf Prävention von Schäden ausgerichtete Maßnahme (CI = 2) in Kombination mit einem Oberflächenschutzsystem.

3.3 Verstärkung (IP 4, IP 7)

Das Verstärken von Bauteilen (VS) ist eine örtliche oder die gesamte Konstruktion betreffende Maßnahme. Sie zielt primär auf die Wiederherstellung oder Steigerung der Tragfähigkeit, Gebrauchstauglichkeit oder Dauerhaftigkeit ab. Jede Verstärkungsmaßnahme erfordert einen statischen Nachweis auf Bauteil- und Objektebene. In den meisten Fällen wird ein Bauteil verstärkt indem Bewehrungsstahl innerhalb oder außerhalb des ursprünglichen Betonquerschnittes hinzugefügt wird. Dies führt allerdings zu einer Änderung der Bauteilgeometrie und des Eigengewichtes. Bei der Anwendung der Methode an einem mit Chloriden belasteten Bauteil, weist die EN 1504-10 auf das Risiko der Förderung einer elektrochemischen Reaktion hin. Zur Erzielung der statischen Wirksamkeit der Verstärkung ist auf eine ausreichende Kraftübertragung zwischen Neu- und Altbeton zu achten. Dabei können in den Altbeton eingebohrte Bewehrungsstäbe verwendet werden. Oft wird diese Maßnahme dann angewendet wenn der Bauteil bereits starke Degradationserscheinungen aufweist und nicht primär das Verstärken des Bauteils das Ziel der Instandsetzung ist. Die Maßnahmen, die in diesem Beitrag unter dem Titel der Verstärkung angesprochen werden, sind als Schutzbeton mit dem Ziel der Steigerung der Dauerhaftigkeit durch Erhöhung der effektiven Betondeckung zu verstehen. Das Verfahren der Verstärkung hat durch seine in die Tragstruktur reichenden Eigenschaften den stärksten Einfluss auf den Erhaltungszustand. Geschädigter Beton wird ersetzt bzw. ergänzt und zusätzliche Beweh-

rung wird dem Querschnitt hinzugefügt. Diese Maßnahme bewirkt dadurch das Zurückstellen des Schadensindex bei den Indikatoren Karbonatisierung, Chlorid an der Bewehrung und Querschnitt der Bewehrung von 4 auf 1. Bei dieser Methode wird die gleiche Lebensdauer vorausgesetzt, wie bei einem Neubau.

4. Wirkung und Dauer der Maßnahmen

Die angenommene Lebensdauer der jeweiligen Instandsetzungsmethoden wurde primär aus [12] recherchiert. Darin wurden 229 Fallstudien von Instandsetzungen an Betonbauten analysiert. Etwa 70 % der Fälle befinden sich in Nordeuropa, alle anderen sind über verschiedenste Ländern in ganz Europa verteilt. Die Untersuchung ergab, dass 50% aller Instandsetzungen an den Bauwerken nicht den Anforderungen entsprechen.

Etwa 25% waren in den ersten 5 Jahren wirkungslos. Darüber hinaus verschlechterte sich der Zustand der Instandsetzungen bei 75% innerhalb von 10 Jahren und 95% waren innerhalb von 25 Jahren wirkungslos. Bild 4 zeigt die verfügbaren Daten zur Lebensdauer des Verfahrens anhand von den drei Datenpunkten nach 5, 10, und 25 Jahren. Um den kompletten Verlauf der Ausfallswahrscheinlichkeit über die Lebensdauer darstellen zu können, wurde eine Weibull Verteilung an die realen Daten über die Lebensdauer angepasst. Die Weibull Verteilung erscheint als geeignet, da sie den Anstieg der Ausfallrate gut abbildet.

Da wenig Informationen über die Entwicklung der Ausfallwahrscheinlichkeiten über die Zeit der einzelnen Instandsetzungsverfahren vorhanden sind, wurde in einem ersten Ansatz ebenfalls eine Weibull Verteilung für alle anderen Instandsetzungsmethoden angenommen. Es wird dadurch allen in diesem Beitrag angeführten Instandsetzungsmethoden ein ähnliches Alterungsverhalten unterstellt. Darüber hinaus werden Erfahrungswerte zur Ermittlung der Lebensdauer von Instandsetzungsmaßnahmen herangezogen. Die Entwicklung des Zustandsindex soll anhand eines konkreten Beispiels dargestellt werden.

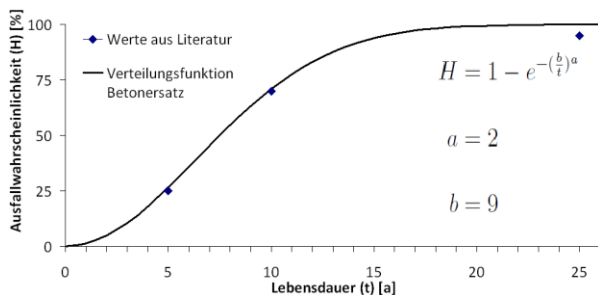


Bild 4: Verteilungsfunktion der Instandsetzungsmethode Betonersatz.

Bei bekanntem Baujahr (t) und Erhaltungszustand (CI) sowie unter der Annahme eines progressiven Verlaufs der Degradation ($c > 1$) lassen sich nun die unbekannt Faktoren a, b und c aus Gleichung 3 über die Methode der kleinsten Quadrate bestimmen. Das Ergebnis wurde auf ganze Zahlen gerundet. Die Untersuchung der in diesem Beitrag betrachteten Grünbrücke aus den 80er Jahren ergab, dass der Unterbau nach 35 Jahren einen Zustandsindikator von 3 ausweist. Beim Bauteil Überbau wurden dieselben Lebensdauern angenommen. Da der Überbau lediglich dem Sprühnebel ausgesetzt ist, wurde angenommen, dass bei gleicher zeitlicher Exposition ein Zustandsindex von 2 erreicht wird. Beim Oberflächenschutz (OS) wurde unterstellt, dass dieser nach längstens 15 Jahren (Spritzwasserbereich) bzw. 20 Jahren (Sprühnebelbereich) erneuert werden muss, damit dessen durchgehende Wirksamkeit auf den Degradationsverlauf angesetzt werden kann. In nachstehender Tabelle sind alle Parameter der Regression aufgelistet.

Tabelle 2: Parameter der Degradationsfunktionen aller Instandsetzungsmethoden.

CI=a+b*t^c	a	b	c	t
Neubeton 80er	1	4,75E-03	1,7	35
NB+OS	1	5,08E-03	1,6	45
RP+OS	1	4,06E-02	1,3	20
RP	1	3,99E-02	1,7	10
VS	1	9,66E-03	1,5	35

5. Instandsetzungsstrategien

Es wird ein fiktiver Fall einer Grünbrücke bzw. eines Tunnels in offener Bauweise betrachtet. Der Regelquerschnitt ist ein Rechteckquerschnitt mit einem Seitenverhältnis zwischen Querschnittsbreite und -höhe von $b:h=2$. Die Summe der instand zu haltenden Wandflächen (Unterbau) entspricht somit jener der Deckenfläche (Überbau).

Die Exposition der Wände ist vornehmlich durch Spritzwasser bestimmt, während die Decke vor dem Sprühnebel ausgesetzt ist.

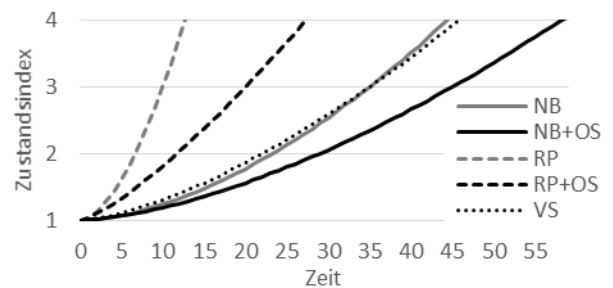


Bild 5: Zeitabhängige Entwicklung des Zustandsindex der Instandsetzungsmethoden am Bauteil Unterbau.

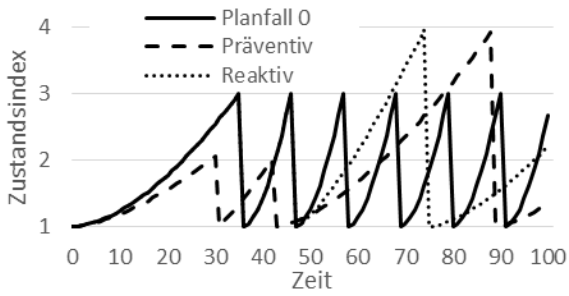


Bild 6: Zeitabhängige Entwicklung des Zustandes verschiedener Szenarien am Bauteil Unterbau.

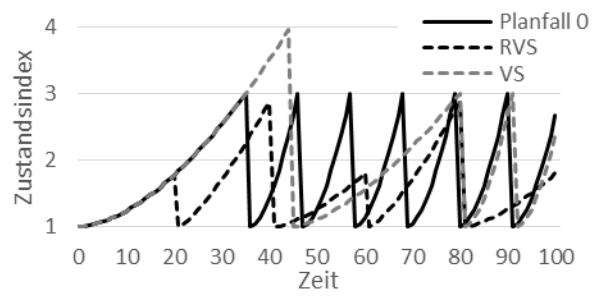


Bild 7: Zeitabhängige Entwicklung des Zustandes verschiedener Szenarien am Bauteil Unterbau.

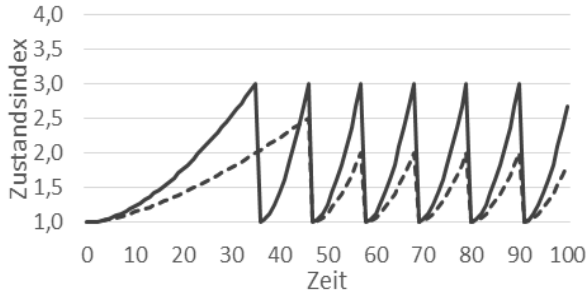


Bild 8: Verlauf des Zustandes mit synchronisierten Interventionszeitpunkten – Fall „Planfall 0“.

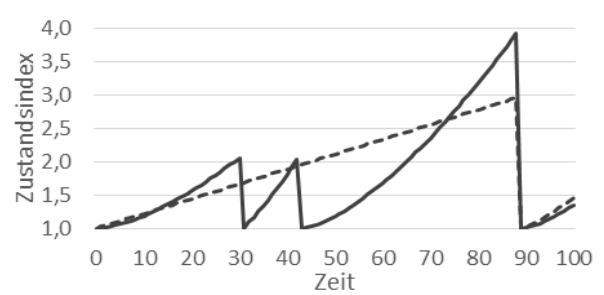


Bild 9: Verlauf des Zustandes mit synchronisierten Interventionszeitpunkten – Fall „Präventiv“.

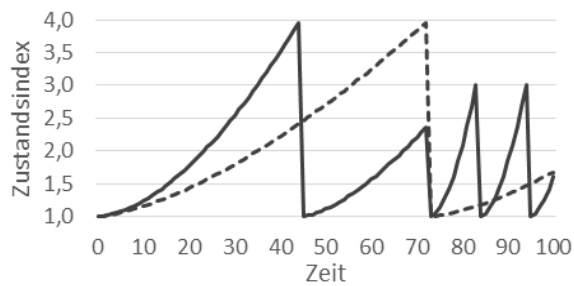


Bild 10: Verlauf des Zustandes mit synchronisierten Interventionszeitpunkten – Fall „Vorsatzschale“.

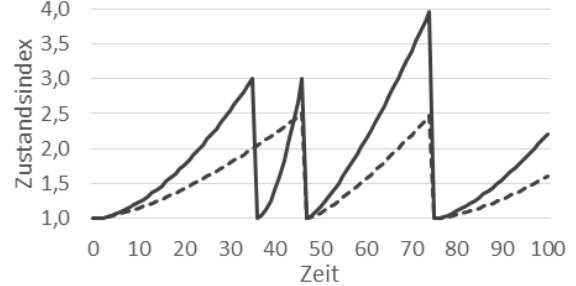


Bild 11: Verlauf des Zustandes mit synchronisierten Interventionszeitpunkten - Fall „Reaktiv“.

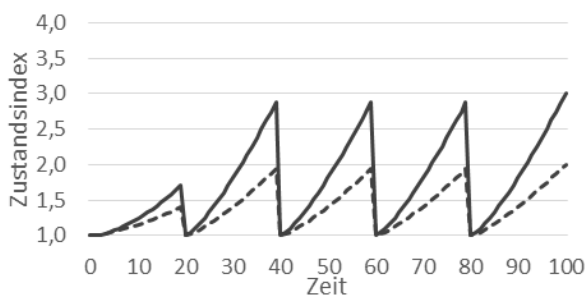


Bild 12: Verlauf des Zustandes mit synchronisierten Interventionszeitpunkten - Fall „RVS“.

Den nachstehenden Betrachtungen liegt eine zu erzielende Lebensdauer des Bauwerkes von 100 Jahren zugrunde. Es werden drei Instandsetzungsstrategien zum Erzielen dieser Lebensdauer betrachtet:

„Planfall 0“ sieht stets RP bei Erreichen von CI=3 vor.

„Präventiv“ zielt auf bestmöglichen Erhalt eines guten Zustandes in jungen Jahren ab: OS mit Neubau, widerkehrende Erneuerung des OS, RP+OS ab CI=2 und gegen Ende der Lebensdauer ab CI=4 einmalig VS.

„Vorsatzschale“ zielt auf größtmögliche Ausnutzung der Degradationskurven ab unter Inkaufnahme höherer CI: Vorsatzschale ab CI=4, anschließend bis zum Ende der Lebensdauer ab CI=3 RP.

„Reaktiv“ stellt eine typische Abfolge vergangener Instandsetzungshistorien dar: RP ab CI=3, RP+OS ab CI=3 und VS ab CI=4, falls zum Erreichen der Lebensdauer noch erforderlich.

„RVS“: stellt eine rein zeitbasierte Instandhaltungsstrategie dar, wie sie z.B. den Lebenszykluskosten-Betrachtungen der in Kürze erscheinenden RVS 13.05.11 [13] zugrunde liegt: hier eine Abfolge von RP in wechselndem Umfang (RP_k, RP_g, vgl. Tab. 3).

Die Degradationskurven der Bauteile für diese Szenarien über die Lebensdauer von 100 Jahren sind in Abbildungen 8 bis 12 dargestellt.

In der Praxis können sich Instandhaltungsmaßnahmen zwar auf einzelne Bauteile beschränken, werden aber nach Möglichkeit mit jenen anderer Bauteile kombiniert. Dies ist für jene Fälle zweckmäßig, wo die Arbeiten an verschiedenen Bauteilen gleichartige Aufwendungen für Verkehrsführung, Baustelleneinrichtungen und Gemeinkosten auslösen.

Die Interventionszeitpunkte an der Decke werden in gegenständlichem Beispiel an die des Unterbaus angelehnt, um den Vorteil bei Baustellengemeinkosten, -einrichtungskosten, Bauzeit und letztlich Streckenverfügbarkeit zu lukrieren und vermeidbare Verkehrsbehinderungen in kurzer zeitlicher Abfolge geringer zu halten, als es bei für jedes Bauteil getrennt ausgelösten Interventionskampagnen der Fall wäre.

Das Synchronisieren der Interventionen an der Decke mit jenen an den Wänden folgt dabei folgenden Regeln:

- Vorziehen bzw. Verzögern einer Maßnahme um nicht mehr als 7 Jahre
- Der Schadensindex darf auch bei Hinauszögern von Maßnahmen nicht mehr als eine CI-Klasse steigen.

6. Lebenszykluskosten

Für die verschiedenen Instandsetzungsmethoden existiert mittlerweile eine gute Datenbasis, welche – im wirtschaftlich-geographischen Kontext des Netzes der ASFiNAG – die Ableitung von Kenngrößen für die Kosten erlaubt.

Da vor allem der relative Vergleich zwischen diversen Instandsetzungsstrategien im Fokus steht, werden die Kosten normiert auf die Instandsetzungsmethode RP und Bauteiloberfläche bezogen. Die Referenzbasis

stellt der Einheitspreis mit RP instandgesetzter Bauteiloberfläche dar, wobei dazu unterstellt wird, dass 20% der Bauteiloberfläche derart instandgesetzt wird. Die normierten Kosten je m² Bauteiloberfläche sind für alle hier betrachteten Methoden in Tabelle 3 zusammengestellt.

Tabelle 3: Normierten Kosten je m² Bauteiloberfläche für alle Instandsetzungsmethoden

Kürzel	Maßnahme	% der Bauteiloberfläche	normierte Kosten
RP	örtl. Reprofilierung	20%	1,00
RPk	örtl. Reprofilierung + örtl. Oberflächenschutz	10%	0,55
RPg	örtl. Reprofilierung + örtl. Oberflächenschutz	30%	1,60
SS	Vorsatzschale	100%	2,95
OS	Oberflächenschutz	100%	0,45
RP+OS	örtl. Reprofilierung + vollfl. Oberflächenschutz	20% / 100%	1,40
NB+OS	Oberflächenschutz auf Neubeton	100%	0,20

Für die beschriebenen Instandhaltungsszenarien werden die Instandhaltungskosten über den gesamten restlichen Lebenszyklus ab Inbetriebnahme (100 Jahre) betrachtet.

Den vergleichenden Berechnungen liegt die Annahme zugrunde, dass die initialen Herstellungskosten C_I bei allen Szenarien gleich sind, mit Ausnahme des Szenarios "Präventiv". Hier wird die Applikation eines Oberflächenschutzsystems mit dem Neubau bereits als eine erste Maßnahme der Instandhaltung erachtet. Deren Kosten werden als erste Interventionsmaßnahme zum Zeitpunkt $t=0$ bewertet. Die somit bei allen Szenarien gleichen Kosten für die Neuerrichtung werden damit nicht weiter berücksichtigt. Ebenso wird unterstellt, dass die Kosten für den Rückbau am Ende der Lebensdauer gleich sind. Sie werden somit ebenfalls nicht weiter betrachtet.

Alle aufgewandten Kosten für Instandhaltung C_{t_i} zum Zeitpunkt $0 < t_i < t_N=100$ werden auf den Barwert des Jahres der Inbetriebnahme ($t=0$) abgezinst:

$$LCC(t_N) = C_I + \sum_{i=1}^{t_N} \frac{C_{t_i}}{(1+r)^{t_i}} \quad (x)$$

Für die folgenden Betrachtungen wird ein Diskontierungsfaktor von $r=4\%$ berücksichtigt.

Die Ergebnisse der kumulierten und diskontierten Lebenszykluskosten für die betrachteten Instandhaltungsszenarien sind in Abbildung 13a und 13b wiedergegeben. Für die Betrachtung auf Bauwerksebene werden die kumulierten und diskontierten Kosten über den Lebenszyklus einmal anhand einer einfachen Summierung der Maßnahmen an den Bauteilen ermittelt (Abb. 13a). Abbildung 13b zeigt die Kosten für die oben beschriebene synchronisierte Kombination naheliegender Interventionszeitpunkte. Um den oben beschriebenen Synergien gemeinsamer Bauabwicklung Rechnung zu tragen, wurde für diese Kombination ein Rationalisierungsfaktor von 0,85 auf jene Interventionskosten von Unterbau und Überbau berücksichtigt, deren Zeitpunkte in einem Jahr zusammenfallen. Damit wird auch ansatzweise der monetarisierte Vorteil höherer Streckenverfügbarkeit abgebildet.

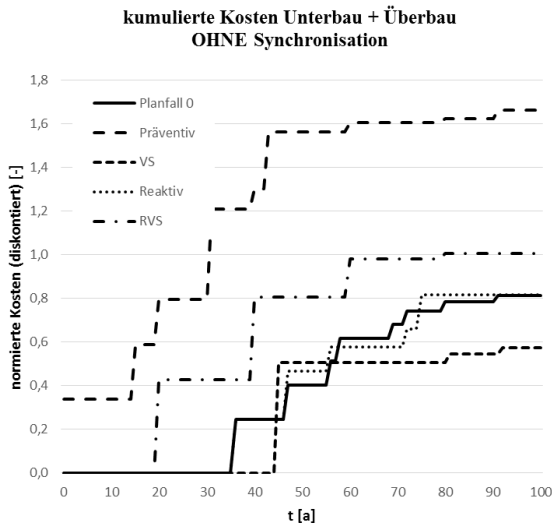


Abbildung 13a: normierte kumulierte Instandsetzungskosten (diskontiert) ohne Synchronisation der Interventionszeitpunkte zwischen Über- und Unterbau.

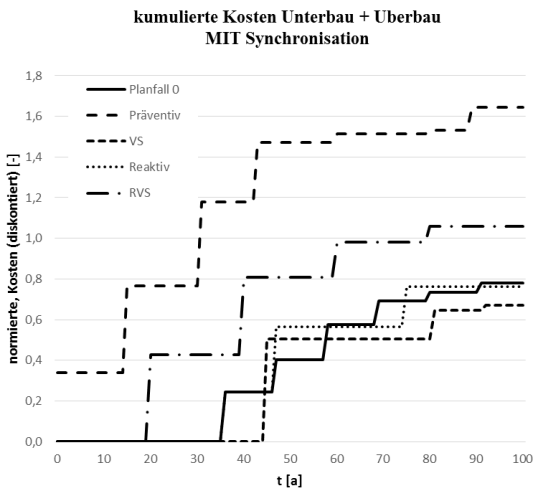


Abbildung 13b: Normierte kumulierte Instandsetzungskosten mit Synchronisation der Interventionszeitpunkte zwischen Über- und Unterbau.

Die derart errechneten diskontierten kumulierten Kosten weisen markante Unterschiede auf.

Die kumulierten Kosten der präventiven Instandhaltungsstrategie, welche auf eine bestmögliche Verflachung der Degradationskurve und den Erhalt eines möglichst guten Bauwerkszustandes in der ersten Lebenshälfte abzielt, sind weitaus am höchsten. Grund dafür ist unter anderem, dass bereits in jungen Jahren Maßnahmen gesetzt werden, die sich aufgrund der Diskontierung entsprechend stärker im Barwert niederschlagen als reaktive Maßnahmen in späteren Jahren. Der rein zeitbasierte Ansatz (RVS) ist günstiger als der präventive. Die zeitbasierte Abfolge ist Ergebnis von Erfahrungen und berücksichtigt somit bereits implizit eine gewisse zustandsorientierte Optimierung zu erwartender Degradationsverläufe im regionalen Kontext.

Der zeitbasierte Ansatz ist jedoch gegenüber den übrigen Szenarien im Barwert $t=0$ weiterhin teurer. Ein Grund dafür ist, dass Maßnahmen ausgelöst werden, obwohl der jeweilige bauteil- oder bauwerksspezifische Schadensindex noch nicht erreicht ist.

Das Szenario „VS“ weist im gegenständlichen Beispiel die geringsten kumulierten Kosten auf. Dies ist naheliegend, da der Ansatz auf eine bestmögliche Ausnutzung der Substanz innerhalb eines großzügig abgesteckten Zustandsrahmens abzielt und ein schlechter (wenn auch noch akzeptabler) Bauwerkszustand in Kauf genommen wird.

Die verbleibenden beiden Szenarien „reaktiv“ und „Planfall 0“ weisen keine nennenswerten Unterschiede auf und liegen kostenmäßig zwischen dem Szenario „VS“ und dem zeitbasierten Ansatz „RVS“.

Bei Betrachtung auf Bauwerksebene ist augenscheinlich, dass bei Synchronisation der Maßnahmen zwischen Wand und Decke trotz monetärer Bewertung der Synergien nicht zwangsläufig ein Kostenvorteil gegeben ist. Grund dafür ist, dass durch die Synchronisation Maßnahmen zum Teil früher gesetzt werden, als sie bei isolierter Betrachtung der Decke notwendig gewesen wären. Im gegenständlichen Fall wird dieser Nachteil durch die erzielten Synergien aus der Zusammenfassung von Maßnahmen an Unter- und Überbau in einem Jahr nicht wettgemacht. Dabei ist allerdings darauf hinzuweisen, dass die indirekten Kosten zufolge beeinträchtigter Streckenverfügbarkeit objektspezifisch sehr unterschiedlich sein können und dieses Ergebnis daher nicht allgemein übertragbar ist.

7. Zusammenfassung

Für die Formulierung von Degradationsverläufen wurde ein Schadensindex CI formuliert. Anhand realer Daten lässt sich die Lebensdauer verschiedener Instandsetzungsverfahren formulieren und deren Degradationsverläufe ableiten.

Für das Beispiel einer Grünbrücke wurden verschiedene Instandhaltungsstrategien formuliert.

Diese wurden auf Basis vorhandener Daten zum Alterungsverhalten und zur Wirksamkeit verschiedener Instandsetzungsmethoden sowie zu deren Kosten gegenübergestellt. Der Vergleich erfolgt anhand der über die Lebensdauer kumulierten Instandsetzungskosten, sowohl auf Bauteil- als auch auf Bauwerksebene.

Die Ergebnisse zeigen für das präsentierte Beispiel, dass die Lebenszykluskosten der diversen Strategien eine hohe Streuung aufweisen können. Die präventive Maßnahme, welche auf einen bestmöglichen Erhalt des Zustands abzielt, ist erwartungsgemäß am teuersten. Der Vorteil, dass der Zustand dadurch stets im flachen Teil des progressiven Degradationsverlaufes gehalten wird und die Degradationsraten dadurch generell gering bleiben, kann über den Lebenszyklus die höheren Kosten nicht wettmachen. Die präventive Strategie kann aber bei bestimmten Bauwerken durchaus sinnvoll sein, beispielsweise bei netzkritischen Schlüssel-

bauwerken mit fehlenden Umlagerungsmöglichkeiten bei Verkehrsbehinderungen.

Dem steht das günstigste Szenario unter größtmöglicher Ausnutzung der Degradationskurve und unter Inkaufnahme eines gerade noch zulässigen Zustandes gegenüber. Eine in weiterer Folge darauf aufbauende risikobasierte bzw. zuverlässigkeitsorientierte Betrachtung muss nicht zwangsläufig dazu führen, dass dieses Szenario das optimale ist. Die Kostenbetrachtung auf Basis realer Daten ist aber wesentlicher Baustein einer zuverlässigkeitsorientierten Strategie.

8. Literatur

[1] Luc Schueremans; Dionys Van Gemert; Sabine Giessler: *CHLORIDE PENETRATION IN RC-STRUCTURES IN MARINE ENVIRONMENT A LONG TERM ASSESSMENT OF A PREVENTIVE HYDROPHOBIC TREATMENT*. Construction and building materials, 21(6):1238–1249, 2007.

[2] Eva-Maria Eichinger-Vill, Johann Kollegger, Francesco Aigner, und Günter Ramberger: *ÜBERWACHUNG, PRÜFUNG, BEWERTUNG UND BEURTEILUNG VON BRÜCKEN*. In Gerhard Mehlhorn, Editor Handbuch Brücken, Seiten 1009–1068. Springer Berlin Heidelberg, 2010.

[3] Wolfgang Breit, Christoph Dauberschmidt, Christoph Gehlen, Christian Sodeikat, Alexander Taffe, und Udo Wiens: *ZUM ANSATZ EINES KRITISCHEN CHLORIDGEHALTES BEI STAHLBETONBAUWERKEN*. Beton- und Stahlbetonbau, 106(5):290–298, 2011.

[4] Tuutti, K.: *CORROSION OF STEEL IN CONCRETE*, Swedish Cement and Concrete Research Institute, Stockholm, 1982.

[5] Teplý B. AND Vořechovská D.: *REINFORCEMENT CORROSION: LIMIT STATES, RELIABILITY AND MODELLING*. Journal of Advanced Concrete Technology, 10(11):353–362, 2012.

[6] Papakonstantinou, K.G., Shinozuka, M. 2014. *PLANNING STRUCTURAL INSPECTION AND MAINTENANCE POLICIES VIA DYNAMIC PROGRAMMING AND MARKOV PROCESSES. PART I: THEORY*. Reliability Engineering and System Safety 130 (2014), pp 202-213

[7] Vu, H. C., Do, P., Barros, A., Bérenguer, C.. 2014. *MAINTENANCE GROUPING STRATEGY FOR MULTI-COMPONENT SYSTEMS WITH DYNAMIC CONTEXTS*. Reliability Engineering and System Safety 132 (2014), pp 233-249

[8] ISO 55001: *ASSET MANAGEMENT – MANAGEMENT SYSTEMS – REQUIREMENTS*. International Organization for Standardization. 2014.

[9] Geocisa and Torroja Institut. *CONTECVET: A VALIDATED USERS MANUAL FOR ASSESSING THE RESIDUAL SERVICE LIFE OF CONCRETE STRUCTURES - MANUAL FOR ASSESSING CORROSION-AFFECTED CONCRETE STRUCTURES*. EC Innovation Program, report number in30902i edition, 2008.

[10] Andrade, C. and Martinez, I.: *USE OF INDICES TO ASSESS THE PERFORMANCE OF EXISTING AND REPAIRED CONCRETE STRUCTURES*. Construction and Building Materials, 23:3012–3019, 2009.

[11] ÖNORM B4706: *INSTANDSETZUNG, UMBAU UND VERSTÄRKUNG VON BETONBAUTEN - ALLGEMEINE REGELN UND NATIONALE UMSETZUNG DER ÖNORM EN 1504*. Österreichisches Normungsinstitut 06 2009.

[12] Tilly, G.: *CON REP NET – THEMATIC NETWORK ON PERFORMANCE-BASED REHABILITATION OF REINFORCED CONCRETE STRUCTURES*. Network Newsletter No.4. Technical REPORT 4, 2004

[13] Österreichische Forschungsgesellschaft Straße Schiene Verkehr; RVS 13.05.11 *DAUERHAFTIGKEIT VON BRÜCKEN – GRUNDLAGEN FÜR DIE BERECHNUNG VON LEBENSZYKLUSKOSTEN.*, 2016