

# **Rissmonitoring und Bewertungsmodell von unbewehrten Tunnelinnenschalen**

## **RIBET**

### **Deliverable D 4**

### **Bewertungsmodell**

(VIF2017)

**AutorInnen:**

**DI Maciej KWAPISZ**

**DI Dr. Alois VORWAGNER**

**DI Urs GRUNICKE**

**DI Dr. Dominik PRAMMER**

**DI Dr. Marian RALBOVSKY**

**Auftraggeber:**

Bundesministerium für Klimaschutz

ÖBB-Infrastruktur AG

Autobahnen- und Schnellstraßen-Finanzierungs-Aktiengesellschaft

**Auftragnehmer:**

AIT Austrian Institute of Technology GmbH

UHG Consult Ziviltechniker

Technische Universität Graz, Institut für Ingenieurgeodäsie und Messsysteme

## INHALTSVERZEICHNIS

Einleitung.....	4
1 Zuverlässigkeit der Rissweitenmessung .....	6
1.1 Allgemeines.....	6
1.2 Bestimmung der Rissweiten.....	6
1.3 Numerische Detailmodellierung des Sensorkabels.....	8
1.3.1 Modellverifizierung .....	9
1.3.2 Einfluss des Rissabstand und maximale Rissweite .....	10
1.4 Automatisierte Rissweitenerfassung. ....	16
2 Prognose der Rissentwicklung .....	19
2.1 Rissentstehung.....	19
2.2 Einfluss der Langzeiteffekte auf die Rissmessung.....	22
2.2.1 Beton.....	23
2.2.2 Einfluss des Klebers.....	28
2.3 Bestimmung der maximalen Rissweiten zwischen epochalen Messungen .....	29
2.4 Rissentwicklung basierend auf den Monitoringdaten .....	31
2.4.1 Temperatureinfluss beim Bauwerksmonitoring .....	32
3 Überwachung als Kompensationsmassnahme .....	34
3.1 Ausgangslage und Zielsetzung .....	34
3.2 Risk Based Inspection.....	34
3.3 Räumliche Auflösung und Entwicklung Rissbild.....	37
3.4 Zeitliche Auflösung und Messintervall .....	41
3.5 Bewertung der Überwachungsqualität .....	48
4 Zusammenfassung.....	50
Literaturverzeichnis.....	52

Version 0.2

## Versionshistorie

Version	Änderung	Bearbeiter
0.1	Erstentwurf	AIT, UHG
0.2	Final	AIT, UHG

## Einleitung

In Österreich besteht eine lange Tradition schlanker unbewehrter Tunnelinnenschalen. Gegenüber konventionellen Betonbauten liegen im Tunnelbau besondere Verhältnisse vor, wie z.B. kontinuierliche Bettung, enge Betoniertakte und sehr kurze Ausschallfristen, einhäuptige Gewölbeschalungen, Einsatz von Außenrüttlern, Zwang zwischen Widerlager und Gewölbe sowie zwischen Innenschale und Abdichtungssystem bzw. Außenschale u.dgl. mehr.

Bautechnisch entspricht der Einsatz der unbewehrten Innenschale dem heutigen Stand der Technik und wird planerisch, bautechnisch und betontechnologisch beherrscht. Die tunnel-spezifischen Erfahrungen fanden u.a. in der ÖBV-Richtlinie Innenschalenbeton [2] oder in den DAUB-Empfehlungen „Unbewehrte Innenschalen“ [5] Eingang. Auch die Methoden der Berechnung und Bemessung unbewehrter Innenschalen ist nach heutigem Stand der Technik ausreichend entwickelt [3][4].

Die Bauwerksüberwachung hat zum Ziel, den Zustand des Tragwerkes hinsichtlich Tragfähigkeit, Gebrauchstauglichkeit und Dauerhaftigkeit zu beurteilen. Über die Lebensdauer eines Tunnels können sich einerseits Einwirkungen ändern, andererseits unterliegen auch die Bauwerkseigenschaften und -widerstände einer alterungsbedingten Veränderung, womit der Auslastungsgrad zeitabhängig wird.

Risse in Betonbauten sind oft wesentliche Indikatoren für viele sich ändernde Beanspruchungssituationen. Risse ab einer gewissen Größe sowie die Änderung des Rissbildes werden deshalb heute im Zuge der Bauwerksüberwachungen im Anwendungsbereich der RVS 13.03.31 bzw. des ÖBB-Regelwerks 06.01.02 erfasst und dokumentiert. Sie dienen dem fachkundigen prüfenden Ingenieur als Grundlage für eine objektspezifische Beurteilung der Tragsicherheit, Gebrauchstauglichkeit und Dauerhaftigkeit der Innenschale. Der beurteilende Ingenieur versucht dabei, aus dem angetroffenen Bauwerkszustand auf frühere oder aktuelle Beanspruchungen zu schließen. Abgesehen von den Grenzwerten der Erfassungsgrenze und einem allfälligen Vergleich mit den Bemessungskriterien der seinerzeitigen Planung, bestehen dazu allerdings derzeit noch im Regelfall keine allgemeinen systematisierten Beurteilungskriterien.

Der Stellenwert des Rissbildes im Rahmen der Bauwerksüberwachung steht im Konflikt mit Maßnahmen, welche die Einsehbarkeit der Tunnelleibung einschränken. Neben Lärmschutzpaneelen oder elastischen rissüberbrückenden Beschichtungen ist dies bei den in den letzten Jahren vermehrt eingesetzten Brandschutzverkleidung der Fall, welche zur Erfüllung des baulichen Brandschutzes gem. RVS 09.01.45 eingesetzt werden.

Vor allem bei Verkleidungen mit Brandschutzplatten (welche häufiger aufgrund der raschen Umsetzbarkeit und der daher geringen Verkehrsbeeinträchtigung gegenüber Schutzschichten, im Spritzauftrag im monolithischen Verbund angewendet werden) kann die weitere Rissentwicklung des Bestandstragwerks visuell nicht oder nur sehr eingeschränkt beobachtet werden. Derzeit wird versucht, diesem Defizit durch die Vorgabe von de- und wiedermontierbaren Brandschutzplatten oder durch das Freilassen radialer Sichtschlitze zu begegnen. Dazu liegen jedoch zum einen noch keine Langzeiterfahrungen vor, zum anderen verbleibt die Leibung weiterhin räumlich und/oder zeitlich größtenteils verborgen.

Im Rahmen von RIBET werden daher die technischen Möglichkeiten eines Rissmonitorings hinter Brandschutzplatten untersucht. Für die Konzeptionierung des Monitorings ist zu definieren, welche potenziellen Rissbilder im Rahmen der Bauwerksüberwachung von Interesse sind und daher erfasst werden sollten.

Der gegenständliche Bericht fasst die Aufbereitung des Bewertungsmodells zusammen:

- Zuverlässigkeit der Rissmessung
- Rissentwicklung auf Basis der Messdaten
- Beurteilung der Überwachungsqualität

Aufbauend auf den Erkenntnissen der Laborversuche im AP 3 (Deliverable D 3) werden Modelle und Rissweitenbestimmungsmethoden detailt untersucht und erläutert. Auch werden hier grundlegende Auswertelgorithmen der realen Tunnelmessungen (AP 5) welche an der im Tauerntunnel an der A10 Tauernautobahn für einen Zeitraum von mehr als einem Jahr durchgeführt worden sind hergeleitet und zusammengefasst. Die Auswertungen und Ergebnisse dieser Messungen sind im Bericht D 5 zusammengefasst.

# 1 ZUVERLÄSSIGKEIT DER RISSWEITENMESSUNG

## 1.1 Allgemeines

Der Ansatz von RIBET beruht auf der Messmethode der Distributed Fibre Optic Sensing DFOS, mit der über sehr lange Strecken (bis zu 70m) durchgehend Dehnungen und Risse im Bauwerk durch Applikation eines Sensorkabels (Faser) erfasst werden können. Im Arbeitspaket 3 wurden dazu mehreren Typen von Sensorkabeln in Kombination mit verschiedenen Klebern für eine Rissüberwachung im Labor untersucht. Die für eine nachträgliche Überwachung am besten geeignete Kombination aus Sensorfaser und Kleber wurde im Zuge der Untersuchung detailliert mittels eines numerischen Modells untersucht, und das Zusammenwirken von Faser, Mantel und Kleber im Detail analysiert. Die Messsignale sind gut bestimm- und reproduzierbar. Aufbauend auf den Laborversuchen im AP 3 werden hier die wesentlichen Fragestellungen zur Rissweitenbestimmung bearbeitet:

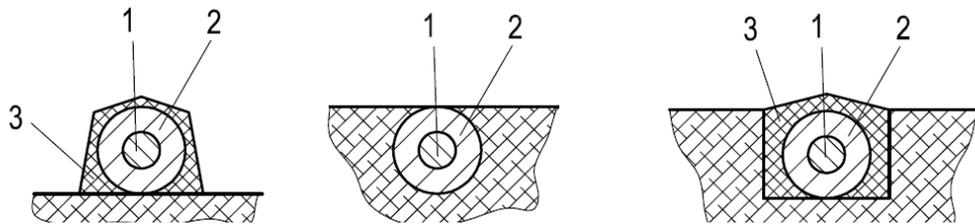
- Wie genau kann die Rissweite bestimmt werden?
- Welchen Einfluss hat der Kreuzungswinkel zwischen Faser und Riss?
- Gibt es limitierende Einflüsse zur Rissgeometrie und Rissabstände?
- Wie wirken sich Einflüsse von verschiedenen Rissbewegungen aus?

## 1.2 Bestimmung der Rissweiten

Zur Identifikation neuer Risse müssen sowohl das Sensorkabel und das Befestigungsmittel aufeinander abgestimmt werden. Theoretisch geht eine Rissbildung mit einer sprunghaften Dehnungszunahme einher. Da die Dehnung als  $\varepsilon = \Delta L/L$  definiert ist, bedeutet dies hypothetisch  $\varepsilon = \Delta L/L = \infty$ , eine unendliche hohe Dehnung an der Position des Risses. Würde die Messfaser die Bewegung des reißenden Betons 1:1 mitmachen, kann diese die hohe Dehnung nicht aufnehmen und würde ebenfalls reißen. In der Realität besitzt aber jedes Messkabel einen mehrschichtigen Aufbau, weshalb diese Dehnungsspitze über eine größere Basislänge  $L \neq 0$  verteilt wird. Um aus dem verschmierten Messsignal die tatsächliche Rissbreite bestimmen zu können, ist daher eine geeignete Faser für den erwarteten Rissbereich zu verwenden.

Einige der oben genannten Punkte stehen im Gegensatz zueinander. Ein robusteres Messkabel verschmiert das Signal stärker, sodass die minimal detektierbare Rissbreite verschlechtert wird. Ein sensitiveres Kabel kann zwar Risse exakter erkennen, birgt aber die Gefahr, dass es leichter reißt. Eine optimale Abstimmung von Faser und Kleber wurde im Zuge der Versuche im AP3 evaluiert (siehe D 3). Ein Sensorkabel, bestehend aus Faser

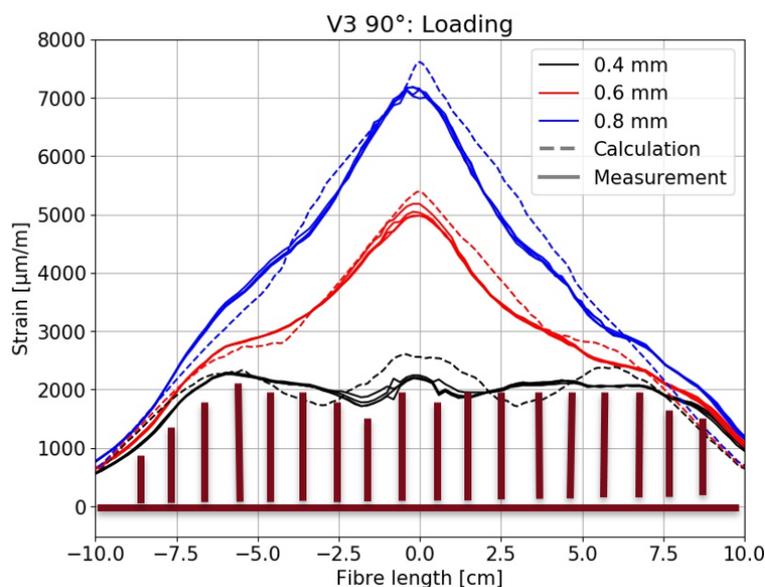
und Ummantelung, kann sowohl nachträglich am Tragwerk appliziert werden, eingegossen oder in einem Schlitz verklebt werden (siehe Abbildung 1).



**Abbildung 1 Aufbau und unterschiedliche Applikationen von Glasfaserkabel oder Sensor (1), Ummantelung (2) und Verklebung (3).**

Mit dem angewendeten DFOS-Messsystem werden singuläre Risse über einen verteilten Bereich aufgezeichnet. Die aufgezeichneten Messwerte strecken sich je nach Rissöffnung über einen von mehreren Zentimeter breiten Bereich und bauen sich annähernd symmetrisch beiderseits des Risses auf. Diese Länge wird folgend als „aktivierte Faserlänge“ bezeichnet. Ziel der Versuche war es, ein richtiges Setup von Kleber und Faser zu finden, welches auf einen Zusammenhang zwischen der Dehnungsspitze, -verlauf und der Rissbreite rückschließen lässt. Dies ist essentiell, damit nicht nur eine Rissentstehung detektiert wird, sondern auch die Rissweite bestimmt werden kann.

Bei optimalen Bedingungen ist es möglich, die Rissweiten durch eine Integration der Dehnung der Messwerte über die „aktivierte Faserlänge“ zu bestimmen. Dies wurde auf Basis der Messdaten wie im Bericht D 3 durchgeführt. Die Vorgangsweise ist prinzipiell in der Abbildung 2 für den schraffierten Bereich für die Versuchsmesswerte für eine Rissweite  $w_R = 0.4\text{mm}$  nochmals detailliert dargestellt. Darin sind die gemessenen Dehnungsverläufe der Wiederbelastungskurven nach Erreichen der Rissweite von  $w_{R\text{max}} = 0.8\text{mm}$  in den verschiedenen Lasthaltepunkte der Versuche erkennbar. Aus der Integration der Fläche des Dehnungsverlaufes kann sehr genau die Rissweite bestimmt werden. Diese stimmen unter Laborbedingungen auf ca.  $0.01\text{ mm}$  genau mit den Referenzmessungen für verschiedene Laststufen und dem  $90^\circ$  Kreuzungswinkel überein, jedoch nur für die optimal gefundene Faser-Kleberkombination. Für  $0.6$  und  $0.8\text{ mm}$  ist der Verlauf annähernd dreiecksförmig, für die Stufe  $0.4\text{ mm}$  jedoch nicht, da es sich um eine Wiederbelastungsvorgang handelt. Auch diese in Abbildung 2 gekennzeichnete Fläche entspricht der gemessenen Weite der Referenzmessung.



**Abbildung 2** Typische Dehnungsverläufe, gekennzeichnete Fläche zur Bestimmung der Rissweiten für den Wiederbelastungsvorgang des Laborversuches.

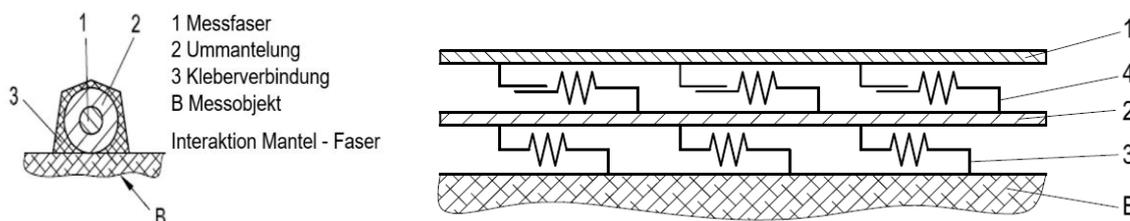
Unter optimalen Bedingungen wird in diesem Zusammenhang verstanden, dass sich die Faser ungehindert in Längsrichtung ausdehnen kann und keine Störfaktoren (z.B. kein orthogonaler Verlauf Riss/Faser, keine Schubverformung, optimal abgestimmte Kleber/ Faser Kombination), eliminiert, bzw. kompensiert sind. Um aber genau diese Störeinflüsse genauer untersuchen zu können, wurden ein Modell des Faseraufbaus erstellt und unterschiedliche Rissbeanspruchungen eingehend untersucht.

### 1.3 Numerische Detailmodellierung des Sensorkabels

Ursprünglich wurde im Vorfeld der Auswertungen davon ausgegangen, dass für einen Rückschluss auf die Rissweiten ein numerisches Modell erforderlich ist. Aber wie im Kapitel 1.2 beschrieben, lassen sich die Rissweiten direkt aus der Messung durch Integration der Dehnung über die aktivierte Faserlänge bei optimalen Bedingungen sehr genau bestimmen. Ein numerisches Modell wäre somit zu dieser Aufgabe nicht mehr zwingend notwendig. Andererseits ermöglicht ein detailliertes, gut abgestimmtes FE-Modell das bessere Verständnis des Faserverhaltens bei Rissbildung und Untersuchen von Zuständen, die messtechnisch schwierig oder gar nicht erfassbar sind. Es können ebenso Materialparameter variiert werden, um Einfluss derer auf die Rissdetektion zu beurteilen, oder Algorithmen zur automatischen Messwertinterpretationen abgeleitet werden. Aus diesen Gründen wurde vor allem das Verhalten des Sensorkabels genauer untersucht.

### 1.1.1. Modellaufbau und Basiskalibrierung

Das Modell besteht aus linearen und nichtlinearen Federn- und Stabelementen. Es wurden alle maßgebende Komponente inklusive der Verbindungsmitteln wie in der Abbildung 3 dargestellt, berücksichtigt. Die Klebverbindung wurde mit steifen, linearen Federn (3) abgebildet, die Ummantelung (2) und Messfaser (1) mit unidimensionalen Stabelementen. Die ausschlaggebende Interaktion zwischen Faser und Ummantelung wurde mit nichtlinearen Federn (4) gekoppelt, welche ein nichtlineares Verhalten nach der Überschreitung Basischubkraft abbilden.



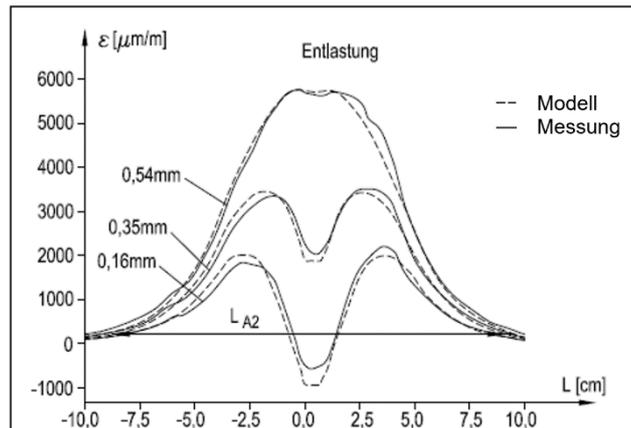
**Abbildung 3 Systemrelevante Komponenten des Messsystems (links), die auch für ein detailliertes numerisches Modell (rechts) betrachtet werden müssen.**

Die einzelnen mechanischen Materialparameter des Modells wurden empirisch anhand der Testversuche kalibriert. Es wurde ein mehrmaliges Modellupdating in Bezug auf das Gesamtsystem durchgeführt, da nur die Ergebnisse der Faserdehnung in Bezug auf die Rissweite vorliegen, nicht jedoch die mechanischen Kennwerte der modellierten Einzelkomponenten. Selbst bei gleicher Verwendung der gleichen Faser und Kleber, variieren die Testergebnisse in Bezug auf Maximalwert und aktivierte Faserlänge. Folgedessen müssen die wesentlichen Modellparameter für jede Versuchsnachrechnung einmalig um ca. +/-25% angepasst werden. Alle anderen Belastungszustände können danach berechnet werden. Eine sorgfältige Basiskalibrierung anhand der ersten Folgemessung bzw. optimalerweise mehrerer Messungen ist für jede Materialkombination und den jeweiligen Untergrund notwendig, um eine hinreichende Genauigkeit zu erzielen. Die Variation wird vor allem in der Ungleichmäßigkeit der Klebstoffstärke vermutet.

### 1.3.1 Modellverifizierung

Zur Verifizierung des FE- Modells und der verwendeten kalibrierten Parameter wurden die Laborversuche der vorgespannten Versuchskörper #V1 bis #V3 (siehe D 3) nachgerechnet. Dazu wurden Faser- und Kleberparameter jeweilig einmal genau konfiguriert, und für alle weiteren Belastungszustände die theoretischen Signalverläufe berechnet. Es ist gelungen, die Dehnungsverläufe für alle Be- und Entlastungszyklen sehr gut nachzubilden (Abbildung

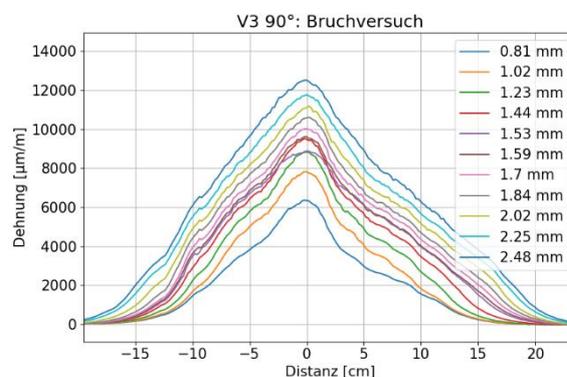
4). Ein großes Augenmerk wird besonders auf den Entlastungsvorgang „dem Riss-schließen“ gelegt, vor allem da hier das nichtlineare Verhalten als „aktivierte Faserlänge“ am deutlichsten erkennbar wird. Wie in Abbildung 4 erkennbar, liegt insbesondere bei den Randbereichen eine gute Übereinstimmung vor, und die aktivierte Faserlänge kann ebenfalls gut nachvollzogen werden.



**Abbildung 4** Dehnungsverlauf während des Entlastungsvorgangs (Riss-schließen); Vergleich zwischen der Messung (durchgezogene Linie) und FE - Nachrechnung (durchgestrichene Linie)

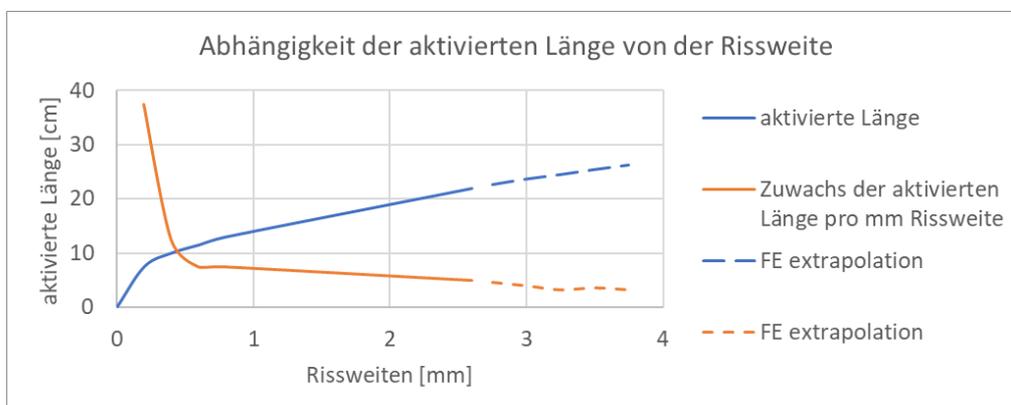
### 1.3.2 Einfluss des Rissabstand und maximale Rissweite

Der Einfluss der Rissweitenöffnungen auf das Messsignal ist wesentlich für die Zuverlässigkeit der Erfassung. Zusammenhänge mehrerer Belastungs- und Entlastungsvorgänge bis zu einer Öffnung von  $w_R=0.8$  mm wurden schon eingehend in D 3 beschrieben. Es liegt keine Hysterese des Messsystems vor. Folgend wird speziell der darüberhinausgehende Bereich betrachtet. Gemessene Dehnungsverläufe für Öffnungen ab  $w_R=0.8$  mm sind in Abbildung 5 dargestellt. Daraus wurde eine Weite von 2.48 mm berechnet, welche aber noch nicht zum Bruch der Faser führte.



**Abbildung 5:** Versuch #V3 Zusammenhang zwischen aktivierter Faserlänge und Rissweite bei der Maximalbelastung.

Die punktuelle, singuläre Rissöffnung äußert sich - wie bereits diskutiert - als eine verteilte Faserdehnung entlang der „aktivierten Faserlänge“. Diese hängt mit der auftretenden Rissweite zusammen und wächst mit steigender Rissweite an. Von dieser Distanz hängt die Möglichkeit ab, ob die Weiten eng nebeneinander liegender Risse einzeln gemessen werden können, oder nur als ein zusammengewachsenes Dehnungssignal erkannt werden. Im zweiten Fall ist zwar die Summe der Rissweiten über das Dehnungssignal bestimmbar, diese auseinander zu halten wird jedoch ungenauer, bzw. im automatischen Verfahren zur Risserkennung nicht mehr realisierbar. Bei einer unbewehrten Konstruktion ist der Rissabstand in der Regel eher groß, für bewehrte Bauteile ist durch die Verteilungswirkung der Bewehrung mit einem kleineren Rissabstand (einzelne bis mehrere Dezimeter je nach Bewehrungsanordnung) zu rechnen.

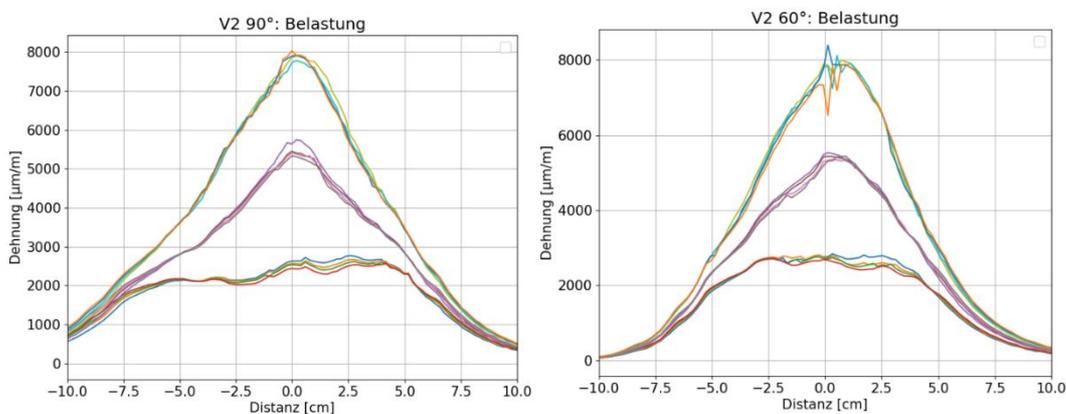


**Abbildung 6 Modellhafter Zusammenhang aus aktivierter Faserlänge und Rissweite  $w_R$ .**

Aufbauend aus den Versuchsergebnissen, wurde die Abhängigkeit der *aktivierten Faserlänge* in Bezug der Rissweite  $w_R$  ausgewertet und in Abbildung 6 dargestellt. Die aktivierte Faserlänge bezieht sich ausgehend von der Risswurzel immer auf die jeweilige symmetrische Rissflanke. Somit erfolgt ein direkter Vergleich mit den Rissabständen, bei der Einzelrissweiten noch als solche identifiziert werden können. Anfänglich tritt bis  $w_R=0.5$  m ein starker Zuwachs von ca. 16 cm/1.0 mm Rissweite auf. Danach nimmt der Zuwachs kontinuierlich ab, und beträgt ab  $w_R=0.5$  mm ca. 5.5 cm / 1.0 mm Rissweite. Die maximal erreichte Weite im Versuch war 2.5 mm. Der modellhafte Verlauf wurde theoretisch bis zu  $w_R=3.8$  mm ermittelt und ist in Abbildung 6 strichliert dargestellt. Der Zuwachs der aktivierten Länge im Bezug zur zunehmenden Rissweite nimmt weiterhin leicht ab. Diese Extrapolation basiert auf der Annahme, dass die Faser und Klebverbindung bei so großen Rissweiten intakt bleiben, was versuchstechnisch im Rahmen des Projekts nicht untersucht werden konnte, da sonst ein Versagen der Betondruckzone eingetreten wäre.

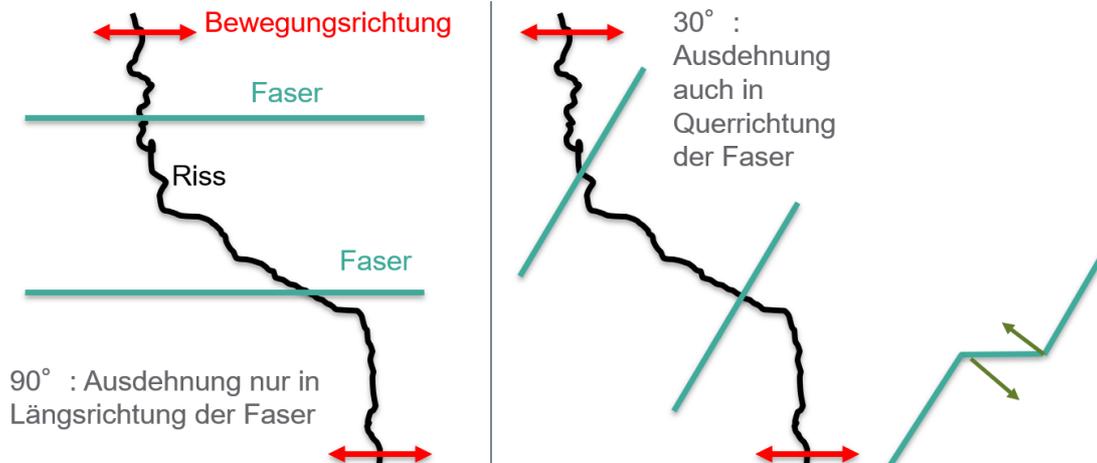
## 1.2. Winkeleinfluss zum Rissverlauf

Der vermutete Winkeleinfluss wurde experimentell im AP 3 im Rahmen der Versuche bereits demonstriert. Ein optimales Ergebnis wird bei einer rechtwinkligen Führung zwischen der Faser und Rissbewegung erreicht. Dies ist vor allem im Fall einer Nachapplikation über bereits bekannte Risse empfehlenswert. Die Auswirkungen anderer Kreuzungswinkel wurde deshalb stufenweise im Labor untersucht und nachmodelliert. Es ist zu beachten, dass hier unter dem Risswinkel der Winkel der Rissbewegungsrichtung zur Faser (und nicht notwendigerweise der Winkel des Rissverlaufs an der Oberfläche) verstanden wird (vgl. Abbildung 8). Aus den Labormessdaten ist erkennbar, dass sich die gemessenen Dehnungsverläufe bei Winkeln bis zu 60° Neigung kaum verändern. Eine Gegenüberstellung in Bezug auf 90° ist in Abbildung 7 dargestellt.



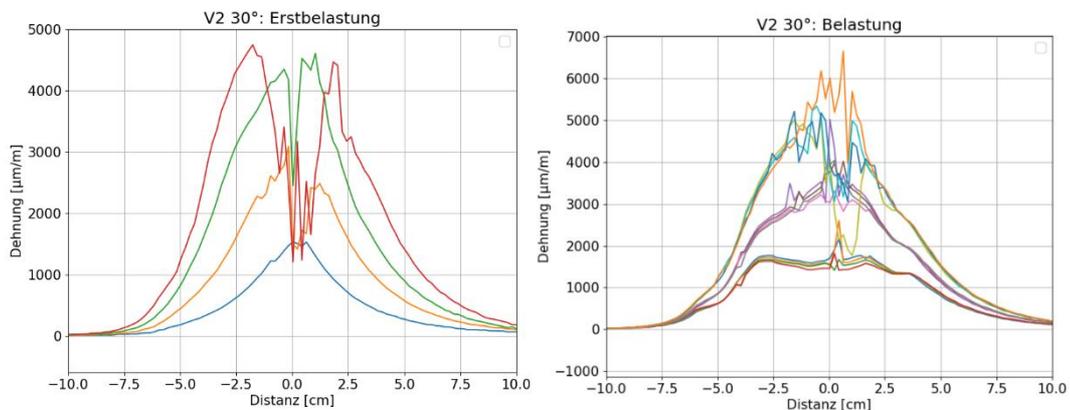
**Abbildung 7 Gemessene Dehnungsverläufe für Winkel 90°(links) und 60°(rechts) während des Belastungsvorgang (Öffnen der Rissweite) Versuch #V2 mit den 3 rissweitenstufen  $w_R=0.4\text{mm}$ ;  $0.6\text{mm}$  und  $0.8\text{mm}$**

Der zugrundeliegende Mechanismus ist in Abbildung 8 dargestellt. Bei stark abweichenden Bewegungsrichtungen kommt es zu Umlenkeffekten in den Punkten der Richtungsänderung, weil die Faser der Bewegungsrichtung folgen wird. Dies ist gerade bei einem steileren Winkel, speziell bei 30° Neigung vor allem im Messignal (Abbildung 9) durch signifikante Unstetigkeiten bemerkbar welche mit zunehmender Rissöffnung ebenfalls zunehmen.



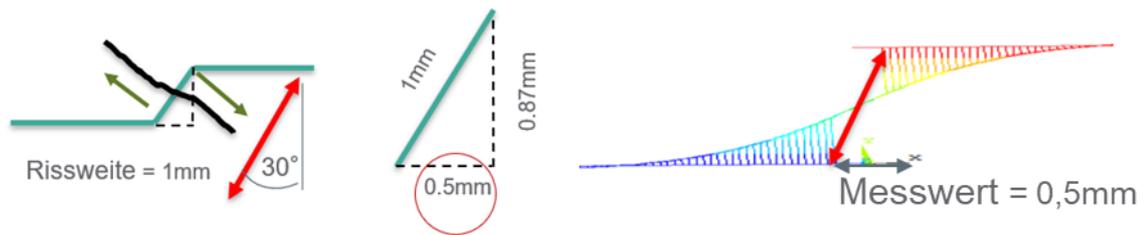
**Abbildung 8 Unterschiedliche Kreuzungswinkel: 90° zur Bewegungsrichtung (links) und 30° (rechts)**

Da die Interaktion zwischen Faser und Mantel in Längsrichtung nichtlinear ist, wird dieser Effekt auch in der Querrichtung vermutet, ein Hinweis darauf ist auch dass diese Effekte mit zunehmender Rissweite überproportional zunehmen.



**Abbildung 9 Dehnungsverläufe für Winkel 30° während der Erstbelastung(links) und wiederholte Belastung(rechts) für Versuchskörper #V2 in den 3 Haltepunkte  $w_R=0.4\text{mm}$ ;  $0.6\text{mm}$  und  $0.8\text{mm}$ .**

Wie in Abbildung 9 links erkennbar, ist bei einer Erstbelastung der Einfluss ab  $w_R=0.6\text{ mm}$  vorhanden und nimmt stärker mit zunehmender Rissweite zu.

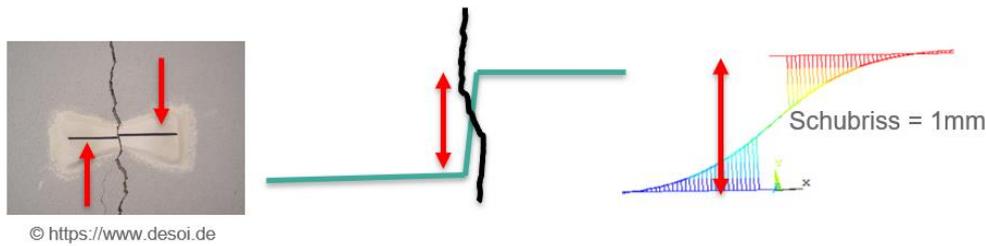


**Abbildung 10 Dehnungsverläufe für Winkel 30° Zusammenhang Rissweite und Rissbewegung.**

Durch die Umlenkung geht ein Teil der Bewegung als „nichtmessbare Faserdehnung“ in Bezug der tatsächlichen Rissweite verloren, da diese Verformung (plastisch) von der Ummantelung und nicht auf die Faser übertragen wird. Folglich werden die über Integration ermittelte Rissweiten bei starken Winkeln unterschätzt. Die Auswertung der Laborversuche ergab, dass die aus der Integration der Signalwerte ermittelten Werte gut mit der projizierten Rissbewegung in die Faserhaupttrichtung übereinstimmen. Ein vermuteter Effekt ist, dass das Verbundverhalten an den Umlenkungspunkten der Rissflanken entsprechend nachgiebig ist und die Faser scheinbar „dem kürzeren Weg“ der Projektion über die Rissflanken folgt. Dies ist beispielsweise in Abbildung 10 rechts dargestellt. Der Kreuzungswinkel beträgt in diesem Fall 30° die Projektion damit 50%. Damit könnte bei bekannten Risswinkel, die Rissweiten/-bewegungen auch annähernd durch eine goniometrische Umrechnung abgeschätzt werden.

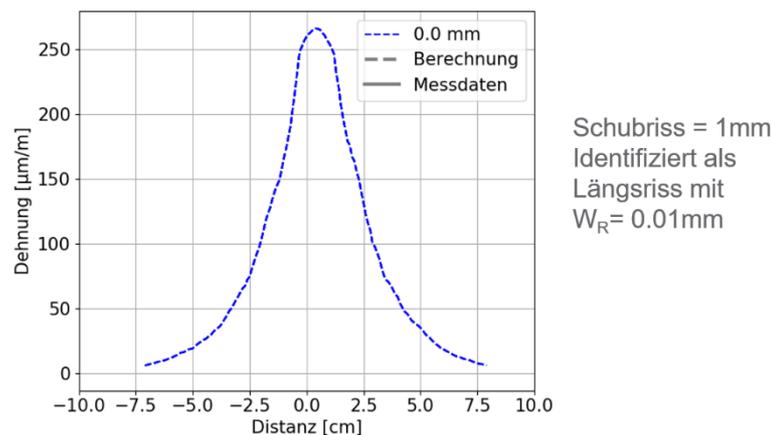
### 1.3. Auswirkung von Schubrisen

Reine Schubrisse wurden versuchstechnisch nicht betrachtet. Eine theoretisch mögliche Auswirkung auf Dehnsignale wurde aber abgeschätzt. Das Modell und die Vorgangsweise wurde anhand der im Kapitel 1.1 beschriebenen Parameter mittels Querfedern erweitert. Es wurde ein entsprechender Schubriss simuliert und das resultierende theoretische Dehnungssignal bestimmt. Der Mechanismus ist in Abbildung 11 illustriert.



**Abbildung 11** Theoretische Untersuchung von Schubrisen inkl. Berechneten theoretischen Dehnungsverlauf bei einer Rissweite von  $W_{SR}=1.0\text{mm}$ .

In der Simulation findet die aktivierte Faserlänge aufgrund der Querverschiebung auf einem wesentlich kleineren Bereich statt, was somit auch zu einer wesentlich geringeren Faserdehnung führt. Dieser Verlauf hat eine sehr ähnliche Form wie ein orthogonaler Riss, die aus der Integration resultierende Rissweite ist jedoch um einen Faktor 20 bis 100x kleiner als der tatsächliche Schubriss. Laut FE - Analyse nimmt der Faktor mit zunehmender Schubrissweite nichtlinear ab.



**Abbildung 12:** Theoretisch berechnetes Signal bei einem Schubriss von  $W_{SR}=1.0\text{mm}$

Es ist davon auszugehen, dass ähnlich wie bei nichtorthogonalen Rissbewegungen, real gemessene Faserdehnungen eine starke Signalstörung aufweisen werden. Diese könnte grundsätzlich ebenfalls als ein Hinweis bezüglich Querbewegung zur Faserrichtung genutzt werden. Diese Annahme schließt eine Verwechslung eines großen Schubrisses mit einem kleineren orthogonalen Riss aus. Für die Beurteilung, ob eine Erkennung eines grundsätzlich kritischen Schubrisses möglich ist, fehlt jedoch noch eine experimentelle Validierung.

## 1.4 Automatisierte Rissweitenerfassung.

Ein wichtiger Bestandteil für eine spätere Datenauswertung ist eine automatisierte Risserkennung aus den verteilt gemessenen Dehnungen. Es wurde dafür eine spezielle Funktion verwendet und in einem Programmcode von Python® eingebaut, die standardisiert in einer Programmierbibliothek zur Verfügung steht. In diesem Falle wurde das Tool „find\_peaks“ der Bibliothek SciPy® Toolbox zur Signalauswertung verwendet. Auf der Grundlage von zuvor definierten „Peak-Eigenschaften“ werden innerhalb eines gemessenen Dehnungssignals lokale Maxima gefunden. Dies erfolgt durch den laufenden Vergleich benachbarter Funktionswerte. Die Funktionsbedingungen eines Peaks können u.a. durch folgenden Parameter festgelegt werden und sind auch Abbildung 13 dargestellt. Die empfohlenen Inputdaten bzw. Schwellwerte sind für eine automatisierte Risserkennung zur Auswertung der Messwerte des Monitorings im Tauerntunnel (D 5) aufgelistet:

- Height: Erforderliche Höhe der Peaks (150  $\mu\text{m}/\text{m}$ )
- Distance: Erforderlicher minimaler Abstand zwischen benachbarten Peaks (20 cm)
- Prominence: Definition von Spitzenwerten (200  $\mu\text{m}/\text{m}$ )
- Width: Erforderliche Breite der Peaks (aktivierte Faserlänge) (7.5 cm)
- rel\_height (0.97): Wählt die relative Höhe, bei der die Peakbreite als Prozentsatz ihrer Prominenz gemessen wird (z.B. ein Wert von rel\_height =1.0 berechnet die Breite des Peaks an seiner untersten Konturlinie, während ein Wert rel\_height =0.5 bei der halben Höhe des Spitzenwerts/ Prominenz bewertet wird).

Der Schwellwert für die Peak-Höhen (Height) wurden dabei bewusst sehr niedrig gesetzt, um die Grenzen der Identifizierung zu erforschen. Es können damit auch sehr feine Haarrisse ( $w_R = 0.01\text{mm}$ ) gefunden werden, was bei Anwendung auf die realen Messdaten zu einer sehr hohen Anzahl an Rissen führt. Die macht leider auch das Rissbild bei Großanwendungen unübersichtlich. Empfohlen wird für eine spätere reale Anwendung, die Parameter/Schwellwerte Height und Prominence wesentlich höher anzusetzen (z.B. 1000 und 1200  $\mu\text{m}/\text{m}$ ), was bei Verwendung bei gleicher Faser/Kleberkombination auf unbewehrtem Beton zu einer Risserkennung ab ca.  $w_R = 0.1\text{ mm}$  führen würde.

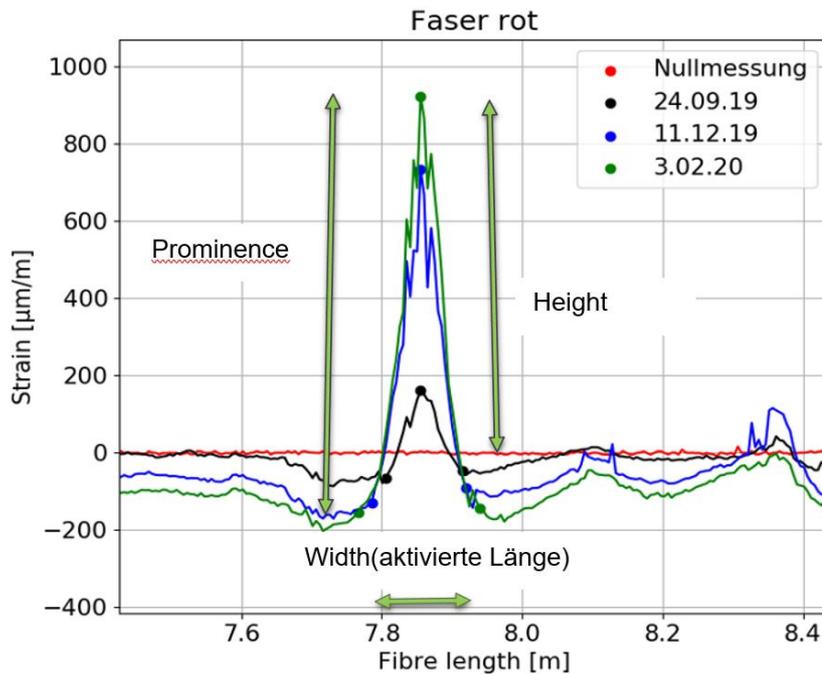
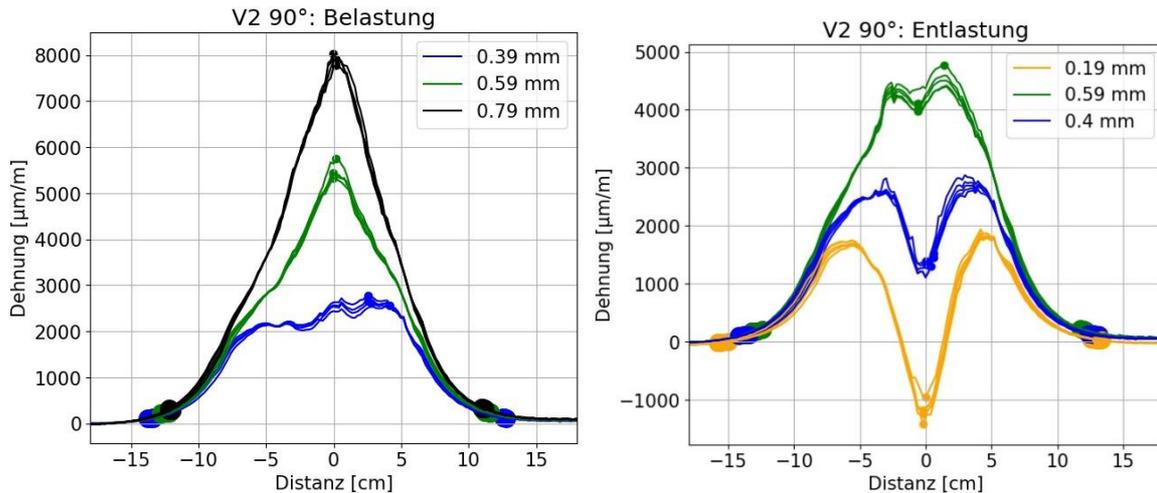


Abbildung 13: Parameter zur automatisierten Risserkennung

Die Eigenschaften der Parameter „*Height*, *Distance*, *Width*, *Prominence*“ beeinflussen den Schwellwert, ab dem eine Dehnungsspitze im Signal als ein Riss detektiert wird oder nicht. Sie haben allerdings keinen Einfluss auf die daraus berechnete Rissweite. Der Wert „*Rel\_height*“ hingegen fließt direkt in die Berechnung ein, weil er zur Bestimmung der aktivierten Faserlänge und in weiterer Folge zur Integration genutzt wird. Generell gilt: je höher dieser Wert desto genauer das Ergebnis, wobei aber hohe Werte im Falle eines sehr verrauschten Signals zu einer wesentlichen Überschätzung der aktivierten Länge und damit auch der Rissweiten führen können. Dieser Wert ist grundsätzlich projektspezifisch festzulegen. Der Algorithmus zur automatisierter Risserkennung wurde nochmals eingehend im Rahmen einer Sensitivitätsanalyse an die Dehnungsdaten der Laborversuche getestet (siehe Abbildung 14). Der Fokus war vor allem der Einfluss des Parameters „*Rel\_height*“ anhand der Versuchskörper zu untersuchen.



**Abbildung 14: Anwendung der automatisierter Risserkennung auf die Testdaten des Versuchs #V2.**

Der Wert „Rel\_height“ wurde zwischen 0.99 bis 0.93 variiert und die Messgenauigkeit in Bezug auf die Referenzmessung ausgewertet. In der Tabelle 1 sind für alle drei Probekörper die Mittelwerte der Abweichung (Auswertung abzüglich der Referenzmessung) und die maximalen Unterschiede aufgelistet. Die resultierenden Abweichungen bleiben unabhängig vom verwendeten Parameter sehr klein. Die besten Ergebnisse wurden für Werte von rel\_height zwischen 0.99 bis 0.95 erzielt und werden deshalb für die spätere Auswertung empfohlen.

**Tabelle 1** Einfluss des Parameters rel\_height auf die Messgenauigkeit in Bezug auf die Testdaten der Versuchskörper #V1, #V2 und #V3.

	#V1	#V2	#V3	Gesamt
rel_height	Mittelwert [mm]			
0.99	0.006	0.004	0.008	0.006
0.97	0.006	0.007	0.005	0.006
0.95	0.010	0.010	0.004	0.008
0.93	0.014	0.014	0.006	0.012
rel_height	Maximale Abweichung [mm]			
0.99	0.015	0.025	0.035	0.025
0.97	0.016	0.023	0.013	0.017
0.95	0.019	0.031	0.008	0.019
0.93	0.021	0.041	0.011	0.024

## 2 PROGNOSE DER RISSENTWICKLUNG

In diesem Kapitel werden folgende Fragen zur Prognose der Rissentwicklung untersucht und behandelt:

- Kann die Rissentstehung über DFOS Messung vorhergesagt werden?
- Welche Langzeiteinflüsse der Materialien sind relevant?
- Welche Erkenntnisse sind aus der Epochenmessungen ableitbar?

### 2.1 Rissentstehung

Für die Untersuchung der Rissentstehung wurde der Erstbelastungsvorgang der Laborversuche detailliert betrachtet. Wie in **Abbildung 15** ersichtlich, tritt bei einer Laststeigerung über 90 kN erstmalig ein Riss auf. Dieser ist durch eine sprunghafte, lokale Zunahme der Dehnung klar erkennbar. Da die Faser in der Ummantelung nicht starr verbunden ist, kommt es zu einer Dehnung über einen Bereich  $L$  von ca. 10 cm (=2 fache aktivierte Faserlänge siehe **Abbildung 15**) über die Rissstelle. Die Faser bleibt intakt und über das Integral der Dehnungskurve kann durch Annäherung mit einer Dreiecksverteilung eine Rissweite von  $w_R \approx \varepsilon_{\max} \cdot L / 2 \approx 0,1$  mm berechnet werden.

**Versuchsbalken 1**  
Belastung bis Erstrissbildung

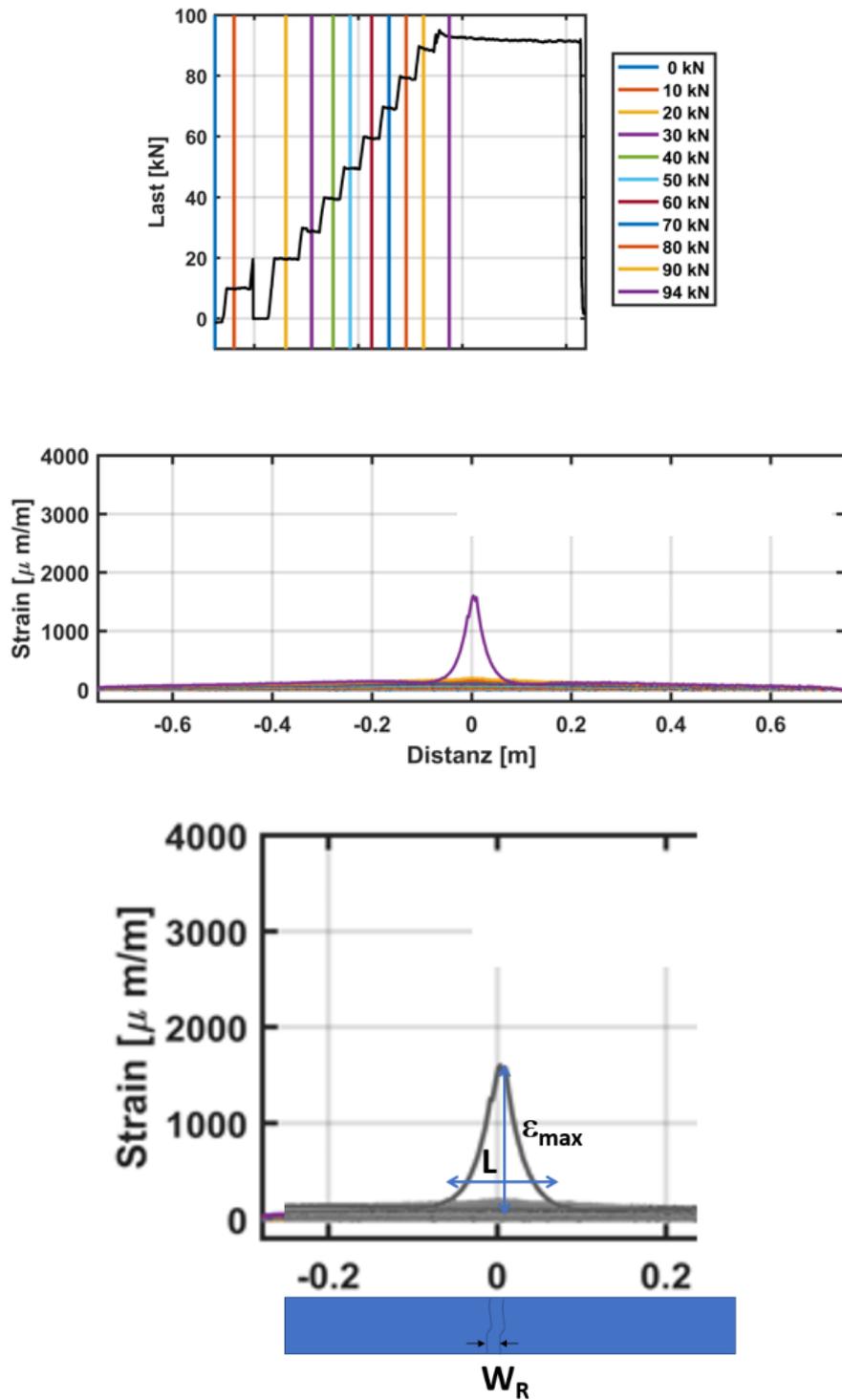
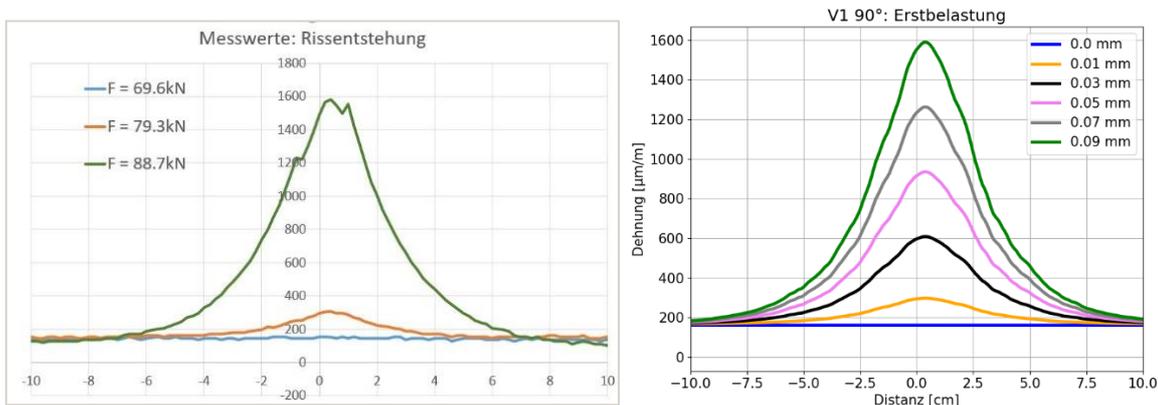


Abbildung 15 Laststufen bis Erstrissbildung (oben), Dehnungsverteilung gemessen am Versuchskörper #1 (Mitte) und mit vereinfachtem Modell berechnet (unten).

Mittels des FE-Modells, das auch den Versuchskörper (Beton) beinhaltet, wurde die Rissentstehung vor der Erstrissbildung simuliert. In Abbildung 16 sind die Dehnungsverläufe für Messung als auch für den nachgerechneten Versuch dargestellt. Die Risssignale können auch mit dem Modell gut verifiziert werden, wobei aufgrund der Modellierung die Bestimmung des Verlaufs der Dehnungskurve mit höherer Auflösung möglich ist und die Stufen der Laststeigerung detaillierter nachvollzogen werden können. Anzeichen einer Verformungskonzentration sind im Versuch bereits bei einer Laststufe von  $F = 79.3 \text{ kN}$  erkennbar, was auf eine Rissinitiierung durch Microrissbildung hindeutet. Ein eindeutiger Riss im Versuchskörper V#1 wurde bei einer Last von  $F = 88.7 \text{ kN}$  erkennbar, wobei die Dehnungsmessungen immer nur an den Lasthaltepunkte durchgeführt wurde und somit der exakte Dehnungsverlauf direkt vor Rissbildung nicht gemessen werden konnte. Zusätzlich wurde während der Messung eine Schwankung der Versuchslast von ca.  $\Delta F = \pm 2.5 \text{ kN}$  festgestellt.



**Abbildung 16 Erstrissbildung im Detail: Gemessene Dehnungsprofile im Versuch V#1 (links) und entsprechende FE-Rechnung (rechts).**

Eine Vorankündigung im Dehnungsverlauf über die Gesamtlänge der Versuchskörper war selbst beim Dreipunktbiegeversuch nicht eindeutig versuchstechnisch erkennbar, da diese spröde und damit ohne deutliche Vorwarnung eintrat. In der numerischen Simulation können zwar die Messwerte detaillierter nachvollzogen werden, aber eine Rissentstehung ist vorab nur bei bekannter Grenzzugdehnung, bei welcher der Riss entsteht, bestimmbar.

Eine Prognose des Erstrisseintritts kann damit nur bedingt bei bekannter Arbeitslinie des Materials erfolgen. Dies setzt aber voraus, dass das Bauteil bei Aufbringung der Faser bzw. Nullmessung noch spannungsfrei oder der Spannungs-/Dehnungszustand bekannt ist. Da bekanntlich die aufnehmbare Zugspannung bzw. Grenzzugdehnungen von Beton sehr streuen, macht dies eine Vorankündigung noch schwieriger. Selbst die Normwerte der Betonzugfestigkeit streuen nach ÖNORM EN1992-1. Werte dafür sind für die

Festigkeitsklassen C25/30 und C50/60 in der Tabelle 2 angegeben. Umgelegt auf Dehnungen würde dies bedeuten, dass hier ein Schwankungsbereich der „Rissdehnungen“  $\varepsilon_{ct}$  von  $\Delta\varepsilon_{ct} = 48$  bis  $\Delta\varepsilon_{ct} = 93 \mu\text{m/m}$  vorliegen würde. Es ist aber hinreichend bekannt, dass die Zugfestigkeit real noch stärker streut, und sehr vom Zementstein und dem verwendeten Zuschlagsstoff abgänglich ist.

**Tabelle 2 Variation Normparameter**

	C25/30			C50/60		
	E <sub>cm</sub>	f <sub>ctk</sub>	$\varepsilon_{\chi\tau}$	E <sub>cm</sub>	f <sub>ctk</sub>	$\alpha\Sigma$
	[MPa]	[MPa]	[ $\mu\text{m/m}$ ]	[MPa]	[MPa]	[ $\mu\text{m/m}$ ]
<b>5%-Quantil</b>	<b>31.000</b>	<b>1,8</b>	<b>58</b>	<b>37.000</b>	<b>2,9</b>	<b>78</b>
<b>95% Quantil</b>		<b>3,3</b>	<b>106</b>	<b>31.000</b>	<b>5,3</b>	<b>171</b>

Im nachgerechneten Versuch #V1 war zudem eine Vorspannung vorhanden, was einer Druckvorbelastung ca.  $\sigma_c = -2.0$  MPa entspricht. Deshalb ist hier bei einer gemessenen Dehnung von  $160 \mu\text{m/m}$  gerade noch kein Riss erkennbar (siehe Abbildung 16 links). Unmittelbar danach konnte lokal ein sprunghafter Anstieg der Dehnung auf  $1600 \mu\text{m/m}$  festgestellt werden, was einer Rissweite von  $w_R = 0.09$  mm entspricht.

Zusammengefasst bedeutet dies für die Ankündigung: Sind Risse entstanden, sind diese gut im Messsignal durch lokale Dehnungsspitzen (hier Faktor 10) erkennbar. Eine Vorankündigung ist derzeit jedoch nicht zuverlässig möglich.

## 2.2 Einfluss der Langzeiteffekte auf die Rissmessung

Für die Erkennung neuer Risse haben die Materialparameter des Betons und der Glasfaser innerhalb ihrer jeweiligen üblichen Bandbreiten einen untergeordneten Einfluss. Bei Überschreiten der Grenzzugdehnung entsteht, wie zuvor im Kapitel 2.1 beschrieben, ein Peak im Messsignal, der sich stark vom übrigen Verlauf abhebt und als Riss erkannt werden kann.

Für eine Rissweitenbestimmung und Rissvorankündigung haben die Materialparameter von Untergrund (Beton), Kleber und Messfaser sehr wohl einen Einfluss und werden folgend diskutiert.

### 2.2.1 Beton

Für Rissweitenmessungen müssen vor allem die verformungsrelevanten Anteile des Betons eingehend betrachtet werden. Diese sind hauptsächlich Kriechen (bei wesentlichen Laständerungen) sowie Schwinden. Das Betonalter hat hier einen wesentlichen Einfluss auf deren Ausmaß. Es wird hier daran erinnert, dass der Fokus in erster Linie auf der Überwachung von Bestandstragwerken und weniger auf Neubauten liegt.

#### Schwinden:

Durch das Schwinden des Betons kommt es zu einer Bauteilverkürzung, welche auch in der Dehnungsmessung erkennbar sein sollte. Das Schwinden setzt sich additiv aus autogenem Schwinden (Schrumpfung) und Trocknungsschwinden zusammen und ist bereits gut erforscht. Die zeitabhängigen Schwindbeiwerte können demnach nach EN 1992-1-1, Kapitel 3.1.4 sowie Anhang B, berechnet werden. Zeitabhängige Effekte der Schwindbeiwerte nach EN 1992-1-1, Gl 3.10, sind in dargestellt.

Der Anteil des Schrumpfungsschwinden (blaue Linie) ist bereits bei einem Betonalter von einem Jahr zu 98% abgeklungen, und nach 3 Jahren kaum mehr vorhanden.

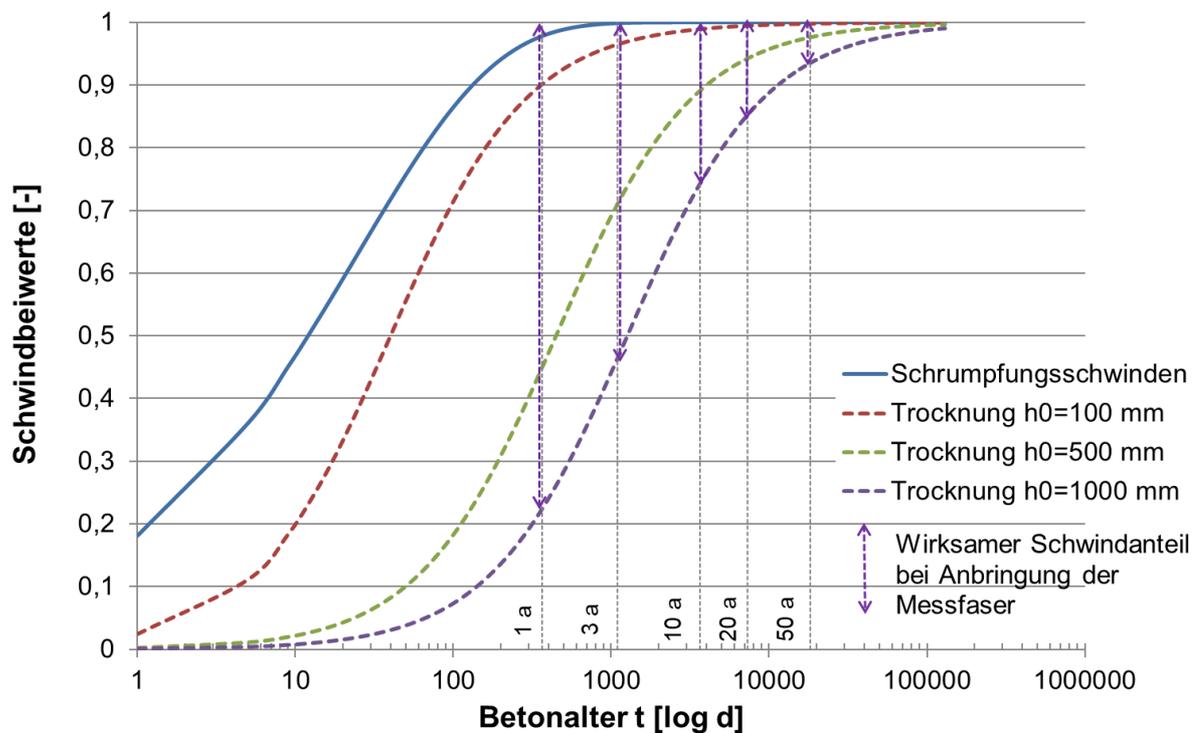
Das Trocknungsschwinden (strichlierte Linien) hängt stark von der Bauteildicke und der Umgebungsluftfeuchtigkeit (RH) sowie Betonfestigkeiten und verwendeter Zementart ab. Je massiger die Bauteile, desto länger dauert das Trocknungsschwinden an. Auch ist der Feuchtigkeitsgradient entscheidend. Bei niedriger Umgebungsfeuchte ist das Trocknungsendschwindmaß größer, ebenso bei geringeren Betonfestigkeiten und schnell erhärtenden Zementarten. Die zeitliche Entwicklung des Trocknungsschwindens  $\varepsilon_{cd}(t)$  kann nach EN 1991-2, Gleichung 3.9, aus dem Grundwert des Trocknungsschwindens  $\varepsilon_{cd,0}$  und dem bauteilgrößenabhängigen Faktor  $k_H$  und dem zeitabhängigen Schwindbeiwert  $\beta_{ds}(t, t_s)$  wie folgt berechnet werden:

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_s) \cdot k_h \cdot \varepsilon_{cd,0}$$

Werte für  $\varepsilon_{cd,0}$  sind in Tabelle 3 enthalten. Für eine Betrachtung des Einflusses auf die Messsignale ist vor allem der verbleibende Schwindanteil nach Applikation der Faser maßgebend. Dieser schwindwirksame Anteil kann als  $(1 - \beta_{ds}(t, t_s))$  errechnet werden, der Einfluss  $\varepsilon_{cd,cor}(t)$  errechnet sich damit zu:

$$\varepsilon_{cd,cor}(t) = [1 - \beta_{ds}(t, t_s)] \cdot k_h \cdot \varepsilon_{cd,0}$$

Die grafische Auswertung des Einflusses des Schwindbeiwertes ist in für unterschiedliche Bauteildicken nach Formel 3.10 des EN 1992-1-1 berechnet worden. Bei ungünstiger Parameterwahl würde ein massiger Bauteil mit einer Bauteildicke  $h_0=1000$  mm und einem Betonalter von einem Jahr bei der Sensoranbringung einen verbleibenden rechnerischen Dehnungsverlust aus Schwinden für eine Zeitdauer bis zum Rest der Lebensdauer von  $\Delta\varepsilon_{cs}\approx(1-0.2)*0.7*-0.6\text{‰}=-0.336\text{‰}$  oder  $336 \mu\text{m/m}$  erfahren (Annahme eines Abminderungsfaktors  $k_h=0,7$  für  $h_0 > 500$  mm sowie  $\varepsilon_{cd0}=-0.60\text{‰}$  nach EN 1992-1-1, Tab 3.2 und Tab. 3.3.) Bei einem Betonalter von 10 Jahren ändert sich der Wert auf  $\Delta\varepsilon_{cs}\approx(1-0.75)*0.7*-0,6\text{‰}=-0,1\text{‰}$  oder  $100 \mu\text{m/m}$ .



**Abbildung 17 Zeitabhängige Schwindbeiwerte für unterschiedliches Betonalter nach EN 1992-1-1 bzw. Anhang B. [7]**

**Tabelle 3 Nennwerte für die unbehinderte Trocknungsschwinddehnung  $\epsilon_{cd,0}$  (in ‰  $\equiv$  1000 $\mu\text{m}/\text{m}$ ) für Beton mit Zement CEM Klasse N nach EN 1992-1-1 Tab. 3.2**

$f_{ck}/f_{ck,cube}$ (MPa)	Relative Luftfeuchtigkeit (in ‰)					
	20	40	60	80	90	100
20/25	0,62	0,58	0,49	0,30	0,17	0,00
40/50	0,48	0,46	0,38	0,24	0,13	0,00
60/75	0,38	0,36	0,30	0,19	0,10	0,00
80/95	0,30	0,28	0,24	0,15	0,08	0,00
90/105	0,27	0,25	0,21	0,13	0,07	0,00

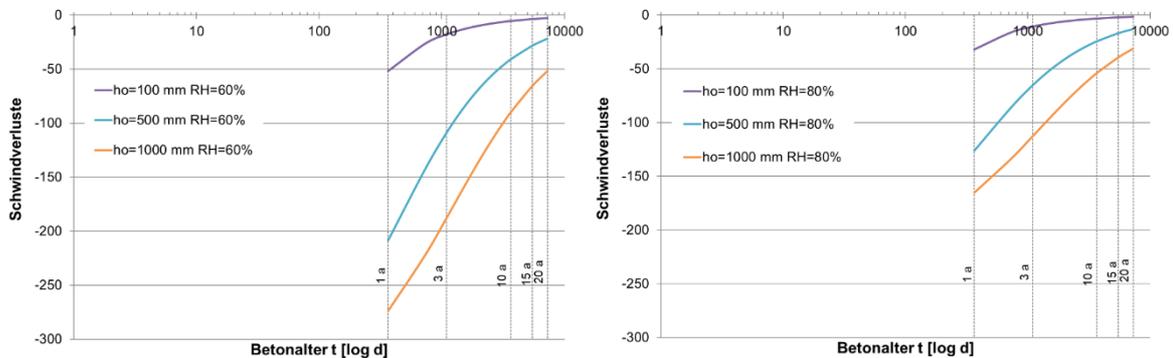
Die Werte für die verbleibende Schwinddehnung  $\epsilon_{cd,cor}(t)$  wurden für 2 unterschiedliche Umgebungsfeuchten RH für eine Betonfestigkeit von C20/25 in der Tabelle 4 berechnet.

**Tabelle 4 Berechnete Werte  $\epsilon_{cd,cor}(t)$  für mögliche verbleibende Schwinddehnungen bei Applikation der Faser abhängig von der Luftfeuchtigkeit RH für einen Beton C20/25.**

Betonalter bei Anbrin- gung  der Faser	Verbleibendes $\Delta\epsilon_{cs}$			Verbleibendes $\Delta\epsilon_{cs}$		
	$\epsilon_{\chi\delta 0}=0,5\text{‰}$ C20/25 <b>RH 60%</b>			$\epsilon_{\chi\delta 0}=0,3\text{‰}$ C20/25 <b>RH 80%</b>		
	$h_0=100$	$h_0=500$	$h_0=1000$	$h_0=100$	$h_0=500$	$h_0=1000$
	mm	mm	mm	mm	mm	mm
	[ $\mu\text{m}/\text{m}$ ]	[ $\mu\text{m}/\text{m}$ ]	[ $\mu\text{m}/\text{m}$ ]	[ $\mu\text{m}/\text{m}$ ]	[ $\mu\text{m}/\text{m}$ ]	[ $\mu\text{m}/\text{m}$ ]
1a	-51,57	-208,67	-273,81	-31,82	-126,08	-165,16
2a	-26,42	-142,91	-222,37	-16,03	-85,93	-133,60
3a	-17,75	-108,88	-187,73	-10,71	-65,38	-112,69
4a	-13,38	-87,98	-162,52	-8,05	-52,81	-97,53
5a	-10,74	-73,83	-143,30	-6,45	-44,30	-85,99
6a	-8,98	-63,60	-128,15	-5,39	-38,16	-76,89
7a	-7,71	-55,86	-115,90	-4,63	-33,52	-69,54
8a	-6,76	-49,81	-105,79	-4,06	-29,89	-63,48
9a	-6,02	-44,94	-97,30	-3,61	-26,96	-58,38
10a	-5,42	-40,93	-90,08	-3,25	-24,56	-54,05
15a	-3,63	-28,32	-65,69	-2,18	-16,99	-39,41
20a	-2,72	-21,65	-51,69	-1,63	-12,99	-31,01

Für Tragwerke von  $100 \text{ mm} \leq h_0$  können die Schwindverluste ab einem Betonalter von 3 Jahren vernachlässigt werden. Hier ist mit einem jährlichen Verlust von ca. 5  $\mu\text{m}/\text{m}$  bei Außenluftfeuchtigkeit (RH=60%) zu rechnen. Bei massigen Tragwerken bis  $h_0 \leq 1000 \text{ mm}$  ist ab einem Bauteilalter von 10 Jahren ebenfalls nur mehr mit Schwindverlusten von ca. 7  $\mu\text{m}/\text{m}$

zu erwarten. Grafisch ausgewertet ergeben sich für unterschiedliche Umweltbedingungen und rechnerischen Bauteilstärken  $h_0$  (Abbildung 18) folgende Schwindverluste:



**Abbildung 18** Rechnerische Schwindverluste in  $[\mu\text{m}/\text{m}]$  für C20/25 bei unterschiedlicher Umgebungsverhältnissen RH=60% oben und RH=80% unten.

### Kriechen:

Kriechen ist grundsätzlich für die Rissdetektion und Rissweitenmessung untergeordnet, da Rissentstehung und Rissweite zum einen in Zug beanspruchten Bereichen stattfinden und zum anderen die Rissentstehung zeitlich wesentlich kürzer stattfindet.

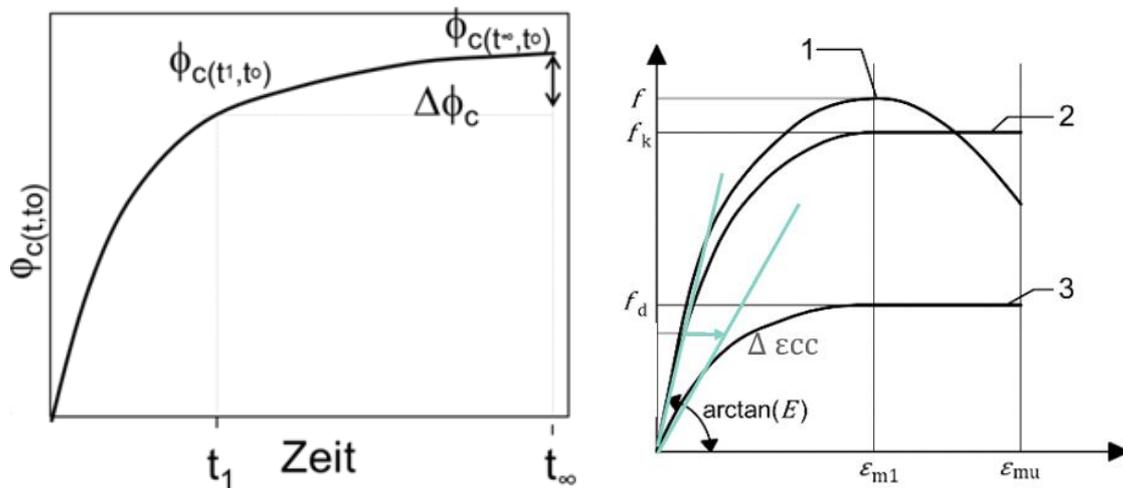
Kriechen ist relevant bei Langzeitdehnungsmessungen von druckbeanspruchten Bauteilen. Umlagerungseffekte und Verhalten werden derzeit umfassend für praktische Anwendungen erforscht [8]

Der Vollständigkeit halber ist hier die prinzipielle Vorgehensweise durch eine Abminderung des E-Moduls um die relevante Endkriechzahl  $\phi_{c(\infty,t_0)}$  des Betons angeführt. Diese kann gemäß EN 1992-1-1, Bild 3.1, für die vorhandenen Umweltbedingungen ermittelt werden.

$$E_c(\infty) = E_c(1 + \varphi_{c(\infty,t_0)})$$

Die Vorgehensweise wäre folgende:

Nach EN 1992-1-1, Anhang B1 kann die zeitlichen Entwicklung der Kriechzahl  $\phi_{c(t_1,t_0)}$  sowie Endkriechzahl  $\phi_{c(\infty,t_0)}$  für beliebige Belastungsdauern berechnet werden, wobei wiederum nur die Differenz  $\Delta\phi_c$  zur Endkriechzahl nach der Montage der Faser und somit der betrachtete Messzeitraum zwischen  $t_1$  und  $t_\infty$  heranzuziehen ist. Schematisch ist der Verlauf und Verformungszuwachs  $\Delta\phi_c$  nach dem Montagezeitpunkt  $t_1$  in Abbildung 19 dargestellt:



**Abbildung 19** Verlauf der Endkriechzahl nach [7] links und Dehnungszunahme  $\Delta \epsilon_{cc}$  in der Arbeitslinie rechts

Davon ausgehend, dass die Last dauerhaft wirkt und die Dauerstandfestigkeit von  $0.45 f_{ck}$  nicht überschritten wird, kann sich der auf den Tangentenmodul bezogene Zuwachs der Verformung nach Faseraufbringung bei einer Dauerdruckspannung  $\sigma_c$  wie folgt berechnet werden:

$$\Delta \epsilon_{cc}(\infty, t_0) = \Delta \phi \cdot (\sigma_c / E_c) \text{ mit } \Delta \phi_c = \phi_c(\infty, t_0) - \phi_c(t_1, t_0)$$

Vereinfachend können die Werte für  $\Delta \phi_c$  auch aus [6] bzw. Tabelle 5 entnommen werden, wobei hier auch vereinfachend Interpolationen zulässig sind. Kurzzeitige Laständerungen bei Tunnelinnenschalen sollten davon nicht betroffen sein.

**Tabelle 5 Werte für Zuwachs der Kriechzahl  $\Delta\phi_c$  bei Druckspannung nach [6].**

Betonalter to bei Montage [a]	Wirksame Bauteil- dicke ho [mm]	$\Delta\Phi$ für trockene Umgebung- innen (rel. Luftfeuchte 50%)			$\Delta\Phi$ für feuchte Umgebung- au- ßen (rel. Luftfeuchte 80%)		
		C20/25	C30/37	C40/50	C20/25	C30/37	C40/50
10	100	1,4	1	0,81	0,95	0,72	0,58
	300	1,2	0,87	0,69	0,85	0,65	0,54
	500	1,1	0,81	0,65	0,82	0,63	0,52
25	100	1,2	0,86	0,67	0,79	0,6	0,49
	300	0,99	0,73	0,58	0,71	0,55	0,45
	500	0,92	0,68	0,54	0,68	0,53	0,44
30	100	1,04	0,75	0,59	0,69	0,52	0,42
	300	0,86	0,63	0,5	0,62	0,48	0,39
	500	0,8	0,59	0,48	0,6	0,46	0,38

### 2.2.2 Einfluss des Klebers

Die in verwendeten Klebstoffe haben eine bauaufsichtliche Zulassung. Der im Detail eingesetzte und vorgeschlagene Ankerkleber ist ein Hochleistungsverbundmörtel, geeignet für Konstruktionsanwendungen mit Armierungseisen bzw. Bausanierung. Er ist sowohl an vertikal als auch horizontal überkopf einsetzbar und geprüft nach ETA-17/0679 und ETA-17/0680 für die Verklebung von Gewindestangen oder Betonstahl zur Verankerung in gerissenem und ungerissenen Beton zugelassen.

Hinweise zur Dauerhaftigkeit liefern Untersuchungen von Anwendungen von Epoxidharzstoffen im Bauwesen - beispielsweise im Zusammenhang der Bauteilverstärkung mit verklebten CFK-Lamellen. Ein Langzeitversuch läuft an der EMPA, wo eine dauerhaft belastete Stahllaschenverstärkung mit Epoxidharzen 1970 belastet wurde, und kein abnormales Verhalten über den Messezeitraum von über 30 Jahre festgestellt werden konnte [15]. Detailversuche mit sehr hohen Schubspannungen unter variierenden Temperatur- und Aushärtezeitpunkte wurden im Zuge von Untersuchungen von Langkriecheffekte in [14] durchgeführt. Vor allem bei hohen Schubspannungen in der Klebefuge treten Effekte von Zugkriechen auf, welche vor allem für konstruktive Anwendungen wie Verstärkungen und Verklebungen von vorgespannten CFK-Lamellen sehr relevant sind.

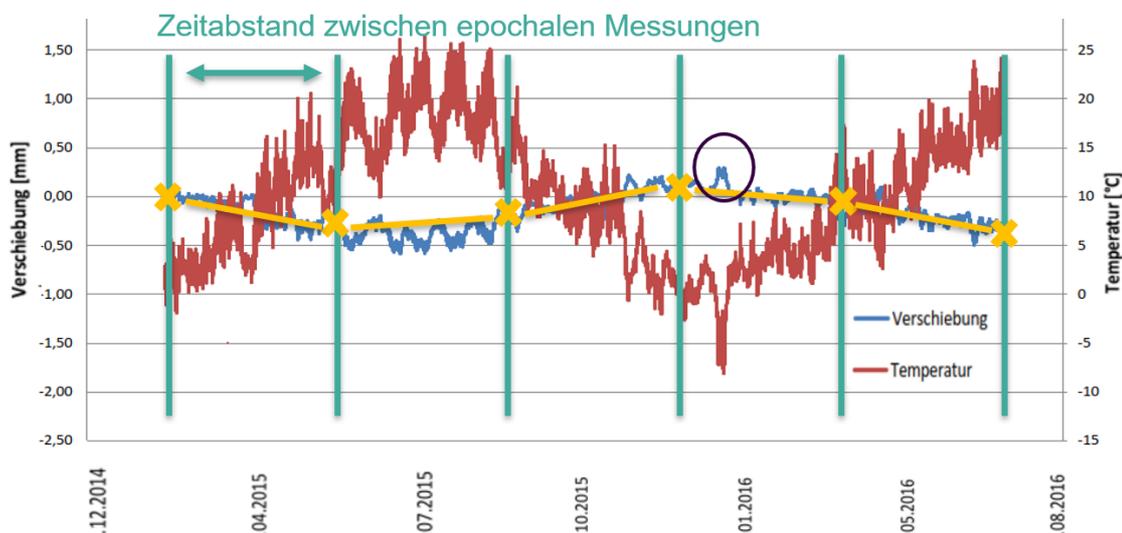
Anwendungen mit DFOS an realen Bauwerken wurden erst kürzlich getestet. Bei einer im Rahmen von Ergänzungsuntersuchungen in einem anderen Straßentunnel als der

Versuchstunnel konnten in der realen Tunnelumgebung kein abnormales Klebverhalten im Messzeitraum von einigen Monaten festgestellt werden. Ebenso konnten im gegenständlichen in-situ-Versuch im Tauerntunnel (D 5) selbst im Bereich einer Feuchtstelle keine Auffälligkeiten im Signal nach über einem Jahr Messzeitraum festgestellt werden.

Ein derartiges Monitoring sollte sinnvollerweise mindestens die Lebensdauer der davorliegenden Verkleidung haben (Zielgröße 25-35 Jahre), was aus heutiger Sicht unter nicht allzu ungünstigen Bedingungen auch realistisch für die Haftung des Klebers erwartet werden kann. Langzeiterfahrungen müssen dazu allerdings erst gesammelt werden.

### 2.3 Bestimmung der maximalen Rissweiten zwischen epochalen Messungen

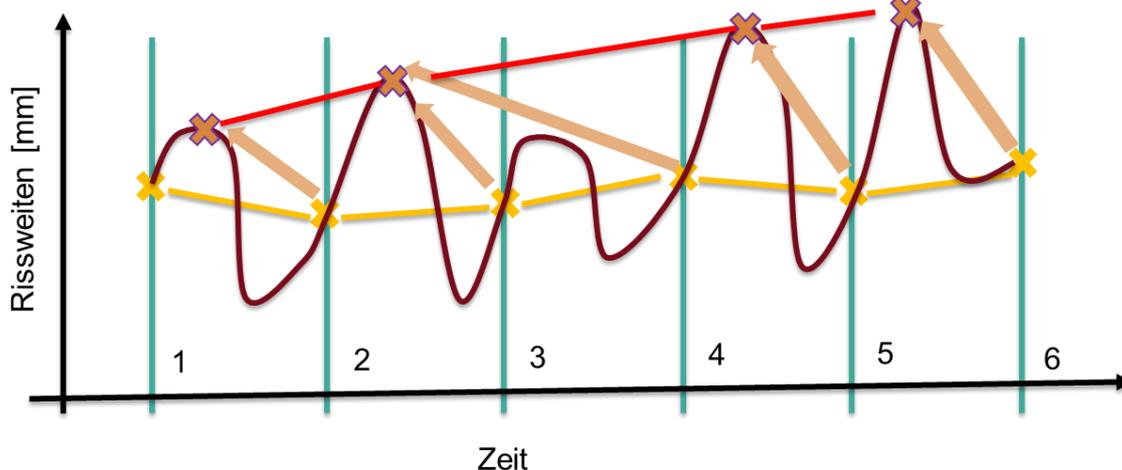
Werden Rissweiten in Zeitabständen (Epochen) gemessen und ausgewertet, so kann wie in Abbildung 21 dargestellt nur der zeitliche Rissweitenverlauf und nur mit den bestimmten Rissweiten erfasst werden (siehe gelben Linie). Jahreszeitliche oder temperaturbedingte Schwankungen werden nicht vollständig bestimmt. Zwischenzeitlich könnten höhere Werte aufgetreten sein, die zum Messzeitpunkt nicht messbar sind. Je enger der gewählte Zeitabstand gewählt wird, desto besser die Auflösung, wodurch aber auch der Aufwand des Monitorings steigt. Von Interesse ist jedoch vor allem die zwischenzeitlich tatsächlich aufgetretene maximale Rissweite.



**Abbildung 20** Beispielhafter Darstellung, Erfassung der Rissweiten aufgrund epochaler Messungen unter Einfluss von Temperaturbewegungen und Rissweiten

Im Rahmen der Auswertung wurde erkannt, dass der Belastungszustand und die aktivierte Faserlänge zusammenhängen. Mit jeder neu auftretender maximaler Rissweite vergrößert sich die aktivierte Faserlänge, auch wenn sich dazwischen Risse wiederum schließen und sich geringere Weiten einstellen. Somit gibt es einen Zusammenhang zwischen aktivierter maximaler Faserlänge und Rissweite. Daraus lässt sich implizit auf die innerhalb der Mesepochen auftretenden maximalen Rissweite schließen. In entsprechender guter Näherung kann dazu der Zusammenhang zwischen aktivierter Faserlänge und maximaler Rissweite verwendet werden (vgl. Abbildung 6). Noch genauer ist es, die Zusammenhänge aus dem FEM-Modell exakt anzupassen, die für das jeweilige Faser/Kleberverhalten abgestimmt werden muss.

Die schematische Vorgehensweise zur Bestimmung der Maximalwerte zwischen den Epochenmessungen ist in Abbildung 21 erläutert. Zum Zeitpunkt 1 wird die Faser appliziert und eine Nullmessung durchgeführt. Tritt zwischen den Epochenmessungen 1 und 2 ein Maximalwert auf, so kann aus der Signalform - vor allem aus der darin ermittelten aktivierten Faserlänge - auf die dazwischenliegende aufgetretene Rissweite  $w_R$  rückgeschlossen werden. Dies ist immer auf den jeweils aufgetretenen Maximalwert nach Faserapplikation möglich. Nun kann neben der aktuellen Rissweite (gelber Verlauf) auch die mögliche dazwischenliegende maximale Rissweite (rote Linie) mit einer gewissen Toleranzbreite berechnet werden und für weitere Trendanalysen miteinbezogen werden. Die Genauigkeit kann durch weitere Modelle, etwa anhand eines weiter kalibrierten FE-Modells, noch deutlich gesteigert werden.



**Abbildung 21 Schematische Vorgehensweise zur Ermittlung der maximalen Rissweiten zwischen Epochenmessungen.**

## 2.4 Rissentwicklung basierend auf den Monitoringdaten

Aufbauend auf den realen Messdaten des Tauerntunnels können noch weitere reale Einflüsse geschlossen werden. Messobjekt und Applikation sowie Messlayout sind eingehend in dem zugehörigen Bericht (D 5) beschreiben. Hier wird auf die Besonderheiten der Auswertung und der Rissentwicklung während des Messzeitraums eingegangen.

Die Risse können aus dem Dehnungssignal sehr gut erkannt und unter Anwendung der automatischen Rissweitenerfassung (vgl. Kapitel 1.4) ausgewertet werden. In Bezug auf die erreichte Genauigkeit und praktische Anwendung empfiehlt sich, wie bereits angeführt, Risse geringer Rissweiten (bei unbewehrten Innenschalen z.B. <0.1 mm) zunächst auszufiltern. Es wurde in einer paarweisen Gegenüberstellung die Abweichung von Messwerten unterschiedlicher Messsysteme der Tunnelmessung sowie Laborversuch verglichen und in Tabelle 6 zusammengefasst.

**Tabelle 6 Vergleich der Abweichungen von verschiedenen Messsystemen in mm**

Vergleich	Std. Abweichung	Mittelwert - absolut	Maximale Abweichung
1) WS - OP	0.046	0.037	0.128
2)DFOS - OP	0.044	0.027	0.151
3)DFOS - WS	0.052	0.038	0.121
4)LABOR: DFOS-REF	0.006	0.006	0.017

WS... Seilzugwegaufnehmer; OP... Optischer Wegaufnehmer;

FOS... Fasermessung; REF... Referenzmessung Labor.

Wesentlich ist die Erkenntnis, dass die verwendeten konventionellen Sensoren (Seilzugwegaufnehmer SX50 (WS) und optoelektronischen Distanz-Sensoren (OP)) ebenfalls Unterschiede zueinander aufweisen (Zeile 1). Diese sind in ähnlicher Größenordnung wie jene im direkten Vergleich mit der Fasermessung (DFOS, Zeile 2 und Zeile 3) sind. Eine sehr gute Übereinstimmung konnte im Labor erzielt werden.

Die identifizierten Risse können mit einer Genauigkeit von ca. +/- 3.5 cm verortet werden. Die Voraussetzung dafür ist eine korrekte Einmessung der Faser bei Applizierung. Erfasste Einzelstellen können dann bei bekannten Rissen zu einem zuvor visuell erfassten oder kartierten Rissbild verbunden werden, und die Rissweitenentwicklung entsprechend überwacht werden. Sollte noch kein Rissbild bekannt sein (z.B. neue Risse hinter einer Verkleidung) bzw. der Zusammenhang zwischen Einzelstellen nicht gefunden werden, kann die Rissentwicklung auch basierend auf jeweiligen Einzelstellen erfolgen.

Innerhalb des betrachteten Jahresverlauf wurde beobachtet, dass die Risse eine Streuung der gemessenen Rissweite über die Länge aufweisen, deren Ursache in temperaturbedingten oder räumlichen Bewegungen (Rissversatz, Querverschiebung etc.) vermutet werden. Einige Risse blieben nach dem abgeschlossenen Jahreszyklus geöffnet, einige anderen sind wieder in den Ausgangszustand zurückgekehrt.

#### **2.4.1 Temperatureinfluss beim Bauwerksmonitoring**

Die Umgebungstemperatur beeinflusst sowohl das Messobjekt als auch die Messsensorik. Bei beiden sollte der Temperatureinfluss auf entsprechende Weise kompensiert werden. Der Einfluss der Temperatur wird anhand der Daten des installierten Monitoringsystems im Tauerntunnel diskutiert.

##### Sensorbedingter Temperatureinfluss:

Um die Temperatur der Faser zu bestimmen, wird eine Referenzfaser als Temperatursensor verwendet (nicht verklebt). Die resultierenden, rein temperaturbedingten Faserdehnungen werden von der befestigten Faser abgezogen, um den sensorbedingten Temperatureinfluss zu kompensieren.

##### Objektbasierte Temperatureinfluss:

Der objektbasierte Einfluss resultiert wiederum aus zwei Effekten. Der erste entspricht dem Energieeintrag ins Bauwerk, welcher aufgrund örtlich veränderlicher Umgebungseinflüsse (Luftströmung, Wassereintrag, im Freien Sonnenstand) entlang eines Objekts variiert. Dieser Einfluss wird auch als Temperaturfeld bezeichnet. Bei der Tunnelmessung im Tauern-tunnel wurden neben der Faser mehrere konventionelle Temperatursensoren innerhalb des Zuluftschachtes des Tunnels an zwei Blöcken montiert und untersucht. Die räumlichen Abweichungen der Oberflächentemperaturen der applizierten Sensoren betrug im Jahreszyklus ca.  $\pm 2^{\circ}\text{C}$ .

Der zweite Effekt ist die eigentliche Bauteiltemperatur, welcher zur Temperaturkompensation herangezogen werden muss. Die alleinige Betrachtung der Oberflächentemperatur ist nur bedingt zielführend, da die thermische Ausdehnung bzw. Rissatmung hauptsächlich von der Temperaturänderung über die Bauteilstärke abhängen. In diesem Fall wurden nicht nur Sensoren an der Oberfläche, sondern auch in 15 cm Tiefe angebracht, aus denen sich die mittlere Bauteiltemperatur am besten ableiten lässt. Der Temperaturgradient über die Schalenstärke und die daraus resultierenden Krümmungsdehnungen können ebenfalls einen Einfluss auf das Verhalten haben. Er wird allerdings als gering vermutet. Dieser kann

aus dem Unterschied zwischen den Oberflächentemperatur und Temperatur in der 15 cm Tiefe ermittelt werden.

Generell führen Temperaturverformungen, sofern sie sich frei einstellen können, zu messbaren Dehnungen. Werden diese behindert, bauen sich Spannungen/Zwänge auf, welche aber nicht als Verformung und damit auch nicht durch einen Dehnungssensor alleine gemessen werden können.

Die kombinierte Betrachtung von Temperatur und Bauwerksverformung/-dehnung und deren Korrelation kann vor allem durch die Möglichkeit der Erfassung ganzer Bauteilabschnitte durch die verteilte Messung künftig als ein wichtiger Überwachungsparameter dienen.

## 3 ÜBERWACHUNG ALS KOMPENSATIONSMASSNAHME

### 3.1 Ausgangslage und Zielsetzung

Wesentliches Ziel der Bauwerksüberwachung ist das rechtzeitige Erkennen von Zustandsveränderungen (u.a. in Form von Rissphänomenen), um daraus einen unmittelbaren oder zukünftigen Handlungsbedarf zum sicheren Betrieb der Tunnelröhre ableiten zu können. Die Bauwerksüberwachung erfolgt in der Regel visuell und meist unter Zuhilfenahme einer Aufnahme mittels Tunnelscans. Die Inspektionszyklen unterscheiden sich zwischen den Tunnelanlagen der ASFiNAG und den Anlagen der ÖBB. Erstere werden gem. RVS 13.03.31 alle 12 Jahre eingehend inspiziert und dazwischen alle zwei Jahre auf Veränderungen hin kontrolliert, während bei Letzteren das ÖBB-Regelwerk 06.01.02 eine Inspektion alle vier bis sechs Jahre vorsieht.

Durch nachträglich montierte Verkleidungen für Lärm- und Brandschutz ist die Tunnelchale nicht mehr einsehbar. Für die Durchführung der konventionellen visuellen Inspektion wären diese Verkleidungen daher jeweils teilweise oder vollständig zu entfernen. Auch wenn derzeit im Netz der ASFiNAG in der Regel nur Brandschutzplatten zugelassen werden, welche mehrfach de- und wiedermontierbar sind, so stellt dies eine erhebliche Betriebseinschränkung zur Durchführung der Inspektion dar.

An ein alternatives Bauwerksmonitoring mittels DFOS leitet sich daraus der Anspruch ab, dass die behinderte visuelle Inspizierbarkeit durch das Monitoring derart kompensiert wird, dass aufgrund der gesammelten und interpretierten Daten eine relevante Zustandsverschlechterung der Tunnelchale rechtzeitig erkannt wird und eine zuverlässige und schlüssige Beurteilung des Schalenzustandes gegenüber dem Ausgangszustand möglich ist.

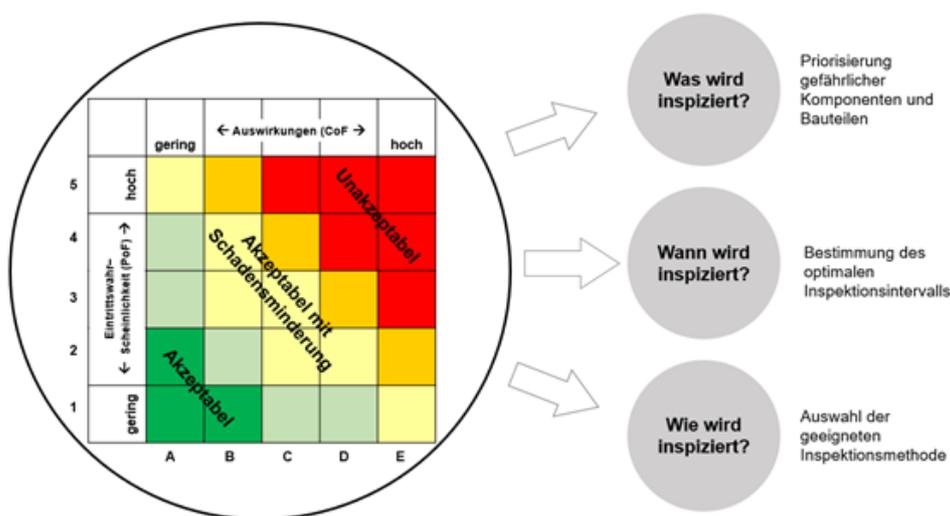
Diese Kompensationsfähigkeit des Monitoringsystems ist bestimmt durch Leistungsfähigkeit des Messsystems, insbesondere der zeitlichen und räumlichen Auflösung Messunsicherheiten und der Messinterpretation.

### 3.2 Risk Based Inspection

Die EN 16991 [10] bietet ein methodisches Framework ("Risk Based Inspektion Framework", RBIF), anhand dessen die Maßnahmen der Instandhaltung, insbesondere auch der Inspektion risikobasierte geplant werden können. Auch wenn die Norm vor allem auf Anlagen der Prozessindustrie abzielt, können methodische Anleihen genommen werden, um die Zuverlässigkeit der Inspektion an anderen Inspektionsmöglichkeiten zu qualifizieren. Übergeordnetes Ziel der Risk Based Inspection ist es, eine hohe Sicherheit, Verfügbarkeit

und Zuverlässigkeit der Anlage sicherzustellen. Gleichzeitig müssen jedoch auch gesetzliche Vorgaben berücksichtigt werden. Weiters sollen Instandsetzung und Inspektion nicht den Betrieb stören, geplante Stillstände möglichst kurzgehalten werden und die Kosten gering sein. Um all dies zu erfüllen, muss das Risiko durch Verlust der Integrität der Bauteile bewertet werden. Es wird vorab bestimmt, welche Schädigungs- und Fehlermechanismen wo und wie rasch wirken. Mit der Ermittlung der Konsequenzen eines Fehlers kann sodann das Risiko bestimmt und entsprechende Maßnahmen zum Risikomanagement gesetzt werden.

Die RBI ist ein wesentliches Instrument zur Bestimmung von Art und Umfang von Instandsetzungsmaßnahmen unter den Gesichtspunkten des Risikomanagements (vgl. Abbildung 22).



**Abbildung 22: Einfluss der Risk-based Inspection (RBI) auf die Instandsetzungsplanung**

Wahrscheinlichkeit, Zuverlässigkeit und Risiko sind im besten Fall quantitativ bestimmbar. Bei Tragwerken im Bauwesen ist dies dann möglich, wenn abgesehen vom statischen System und seinen Randbedingungen der jeweilige Versagensmodus und die Einwirkung samt deren Streuungen bekannt sind. Dies kann beispielsweise bei einem vorgeschädigten Brückentragwerk der Fall sein oder auch – wenn auch seltener - bei einer Tunnelinnenschale, sofern sämtliche genannten Parameter erkundet sind. Da im zu erwartenden üblichen Anwendungsfall einer zunächst unverdächtigen und zu verkleidenden Tunnelinnenschale der allfällige maßgebende Versagensmodus a priori nicht bekannt ist, ist eine quantifizierte Risiko- bzw. Zuverlässigkeitsabschätzung schwer möglich.

Für den erwarteten üblichen Fall einer nicht vorgeschädigten (“unverdächtigen”) und nachträglich verkleideten Tunnelinnenschale ist aber eine qualitative RBIF-Betrachtung möglich.

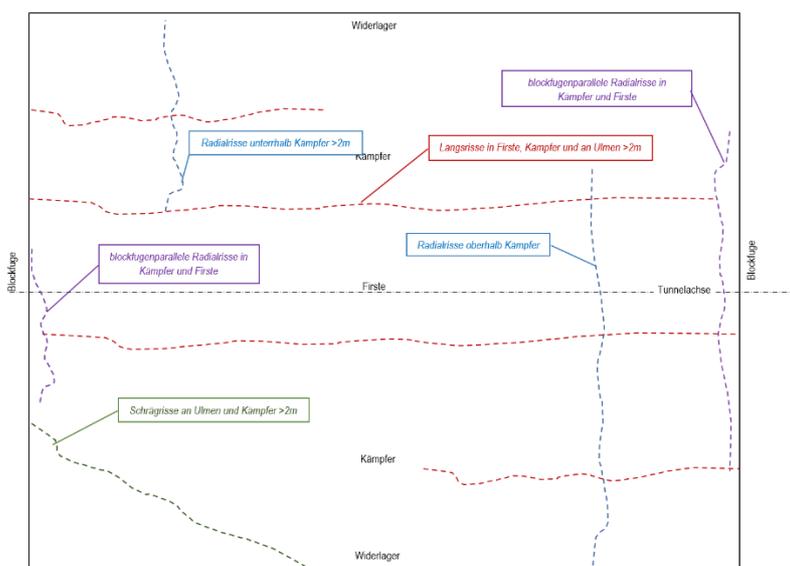
Das Risiko im Zusammenhang mit einem Versagensmodus lässt sich ausdrücken als ein faktorisiertes Risiko R:

$$R = (LoF \times CoF) / PoD$$

LoF bezeichnet dabei die “Likelihood of Failure”, CoF die “Consequence of Failure” und PoD die Probability of Detection.

Alle drei Größen beziehen sich auf Versagensmodi im Zusammenhang mit zu detektierenden Rissphänomenen. Da diese, wie schon erläutert, bei einer nicht vorgeschädigten Schale a priori meist nicht bekannt sind, werden jene Rissphänomene einer qualitativen Risikobewertung unterzogen, die gemäß Arbeitspaket 2 (D 2) als potenziell relevant ausgewiesen wurden (vgl. Abbildung 23). Für Rissphänomene kann nunmehr jeweils eine Likelihood of Failure kategorisiert werden, beispielsweise aufgrund der bisherigen ingenieurmäßigen Erfahrung zur Auftretshäufigkeit. Unter Zuhilfenahme, der im Bericht D 2 mit den Phänomenen assoziierten Mechanismen kann auch die Consequence of Failure kategorisiert werden. Beide sind zunächst unabhängig von der Art der Bauwerksüberwachung, also ob konventionell visuell inspiziert werden kann oder nur über alternative Monitoringsysteme.

Die Probability of Detection hingegen ist qualifiziert durch die Art der Bauwerksüberwachung, insbesondere deren räumlichen und zeitlichen Auflösung.



**Abbildung 23: Relevante zu erfassende Rissverläufe (vgl. Deliverable D 2)**

### 3.3 Räumliche Auflösung und Entwicklung Rissbild

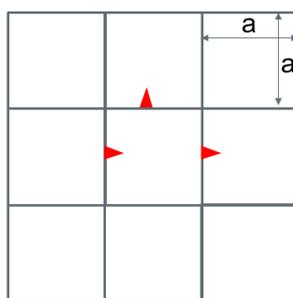
In Hinblick auf die räumliche Auflösung hängt die Leistungsfähigkeit von der Rasterdichte des Messlayouts ab. Ein Riss, auch in früher Rissbildungsphase, wird erst dann detektierbar, wenn er eine Faser kreuzt. Risse, deren Länge kürzer als das Messraster ist, werden hingegen kaum detektiert. Sobald eine Rissbildung erfasst wird, müssen die entsprechenden Punkte zu Rissbildern interpretiert werden, um auf einen möglichen Schalenzustand schließen zu können. Das interpretierte Rissbild ist dabei mit tunnelstatischem Sachverständnis zu entwickeln.

#### Die relevanten Attribute sind:

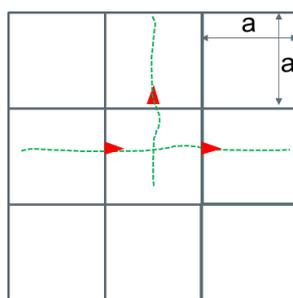
1. Ist ein Riss vorhanden/ nicht vorhanden?
2. Sind Rissweitenänderungen messbar bzw. wie groß sind deren maximal aufgetretenen Rissweite?
3. Ist der Riss kritisch oder nicht?

Aufbauend auf die potenziell interessierenden Rissphänomenen der Abbildung 23 wird im Folgenden exemplarisch ein quadratisches Messgrundraster von  $a=2,0$  m gewählt und anhand dessen unterschiedliche Risse beispielhaft interpretiert. In den folgenden Abbildungen werden erkannte „Rissmarken“ über dem Schwellwert als rote Dreiecke gekennzeichnet, und mögliche Rissbilder (grün) eingezeichnet.

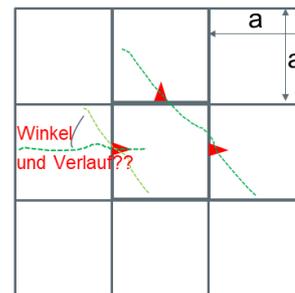
#### Messintervall n



Messbild Risse  
 $W_r > W_s$



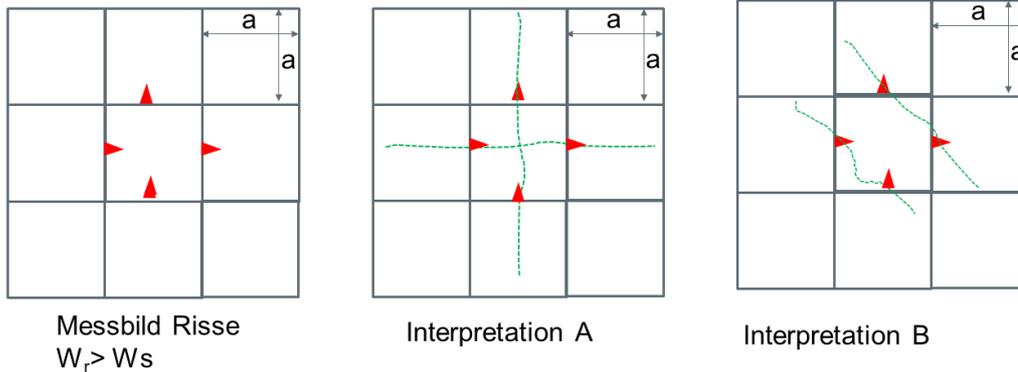
Interpretation A:  
wahrscheinlicher



Interpretation B:  
manchmal kritischer

**Abbildung 24: Messintervall zum Zeitpunkt n, 3 Risse welche grösser als der Schwellwert sind werden entdeckt (links), zwei abgeleitete Interpretationen (A – Mitte und B rechts)**

**Messintervall n +1**



**Abbildung 25: Messintervall zum Zeitpunkt n+, 3 Risse welche grösser als der Schwellwert sind werden entdeckt (links), zwei abgeleitete Interpretationen (A – Mitte und B rechts)**

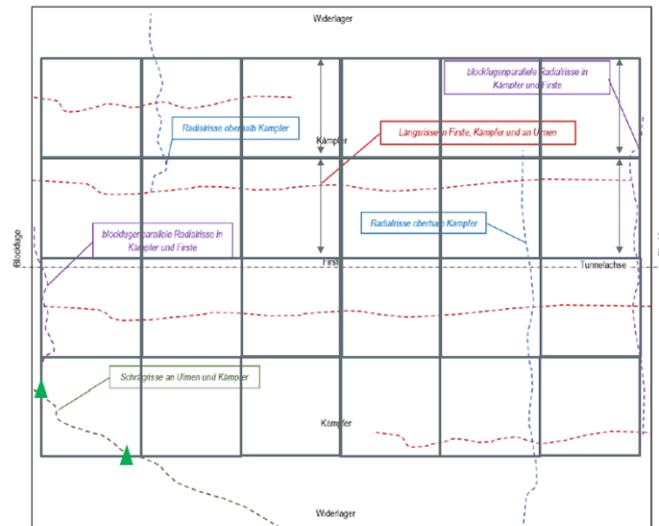
Wie in Abbildung 24 dargestellt, werden beim Messintervall n drei Risse identifiziert, deren Verlauf nun unterschiedlich interpretiert werden kann. Ob Interpretation A oder Interpretation B wahrscheinlicher ist bzw. welche kritischer ist, ist im jeweiligen Bauwerkskontext zu beurteilen. Gleiches kann bei der Folgemessung n+1 durchgeführt werden, dabei wird, wie in Abbildung 25 erkennbar, noch ein zusätzlicher möglicher Riss gefunden. Auch hier können wieder unterschiedliche Interpretationen durchgeführt werden.

Zur besseren Bewertung des Messlayouts wird nun aufbauend auf mögliche relevante Rissbilder das quadratische Messraster von  $a=2.0$  m auf mögliche Rissbilder im Tunnelblock angewendet und deren Erkennbarkeit diskutiert und qualitativ bewertet. Die erkannten Rissmarken sind wiederum als rote Dreiecke dargestellt:



### 3) Schrägrisse an Ulmen und Kämpfer:

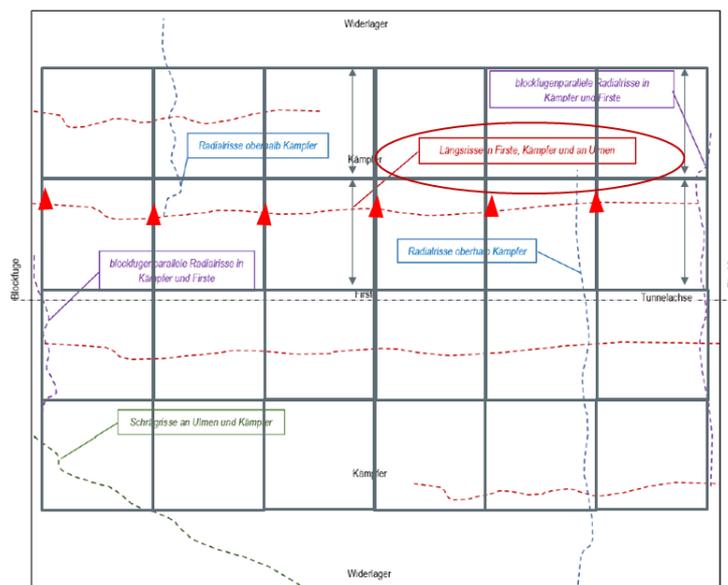
- Detektionschancen: hoch
- mögliche Zuordnung: niedrig (ggf. als Radial- od. Längsrisse fehlinterpretiert)



**Abbildung 28: Beispielhafte Erkennung Schrägrisse an Ulmen und Kämpfer mit Messraster von  $a=2.0m$ .**

### 4) Längsrisse in Firse, Kämpfer und Ulmen:

- Detektionschancen: hoch
- mögliche Zuordnung: mittel (je nach Länge und Anzahl der Risse)
- Rissweitenbestimmung: hoch



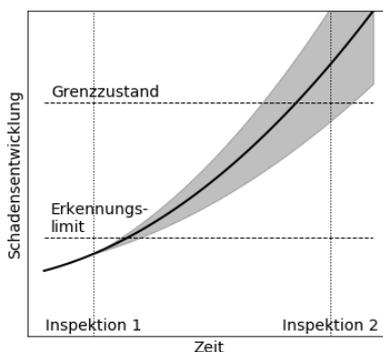
**Abbildung 29: Beispielhafte Erkennung Längsrisse in Firse, Kämpfer und Ulmen mit Messraster von  $a=2.0m$ .**

All diese Messungen und Phänomene lassen unterschiedliche Interpretationen zu. Für unbewehrte Innenschalen lässt sich ein Messraster von 2.0 m und üblichen Blocklängen bei Faserlängen von bis zu 70/80 m noch ausreichend gut umsetzen. Zur Beantwortung der Frage welches Rissmuster nun wahrscheinlich vorliegt bzw. wie dieses kritisch bewertet werden soll wird bei fehlender visueller Erfassungsmöglichkeit folgender Ansatz der „Worst-Case“ Interpretation des möglichen Rissbildes vorgeschlagen:

Wenn auf Basis der erfassten Rissmarken ein kritischer Riss gebildet werden kann, wird angenommen, dass dieser auch eintritt. Damit wird die Detektionschancen für den kritischer Riss erhöht, verringert aber die Messgenauigkeit in konservativer Richtung. Natürlich kann letztlich im Falle eines besonders kritischen Rissphänomens eine ergänzende Inspektion, letztlich ggf. auch mit örtlichem Abnehmen von Verkleidungen eine notwendige Maßnahme sein.

### 3.4 Zeitliche Auflösung und Messintervall

Ein wesentliches Ziel der Bauwerksüberwachung ist ein rechtzeitiges Erkennen der Zustandsveränderung, hier im Speziellen in der Form von Rissphänomenen. Prinzipiell ist es durch ein automatisiertes Monitoring möglich, die Inspektionsintervalle zu verkürzen, oder gar ein kontinuierliches Monitoring durchzuführen. Andererseits sind aufgrund des notwendigen örtlichen Diskretisierens der aufzubringenden Sensoren (Messlayout) „systembedingte“ Unschärfen der Erfassung vorhanden. Hinzu kommen noch Ungenauigkeit bei der Messwerterfassung und Signalauswertung selbst. Eine Quantifizierung der Zuverlässigkeit unter Einbezug der Messdaten durch Bauwerksmonitoring ist grundsätzlich dann möglich, wenn sowohl die Zuverlässigkeit des Messsystems, als auch prognostizierter Schadensverlauf und damit der zu identifizierende Messparameter (Indikatoren) hinreichend bekannt sind. Der Schaden muss als Indikator aus den Daten erkannt (Schadenserkennung) und ausreichend Zeit für eine Umsetzung von Maßnahmen vorhanden sein. Der festzulegende Indikator erfüllt idealerweise beide Bedingungen.



### Abbildung 30 Einflüsse auf die operative Zuverlässigkeit im Vergleich aus [9].

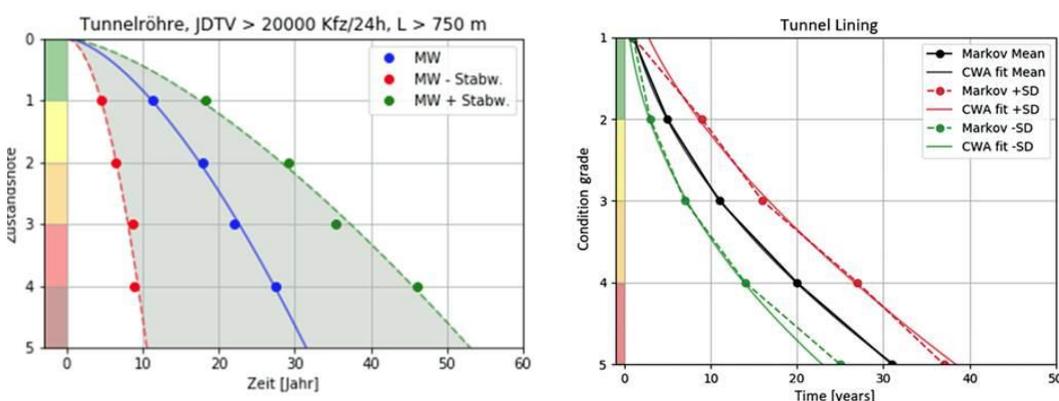
Abbildung 30 stellt vereinfacht den Fall dar, dass die Inspektion 1 vor dem Erkennungslimit erfolgt. Die mögliche Schadensentwicklung unterliegt dem schraffierten Streubereich, welcher sich mit zunehmender Zeit vergrößert. Klarzustellen ist, wie bereits im Kapitel 3.2 beschrieben, dass die operative Zuverlässigkeit einer Bauwerksüberwachung nur anhand spezifischer bekannter Versagensmechanismen und -verläufe quantifiziert werden kann.

Die Intervalle herkömmlicher Inspektionen von Straßentunnelanlagen sind in [2] geregelt. Demzufolge finden laufende Überwachungen alle 4 Monate jedoch ohne besondere Rissbeobachtung statt. Kontrollen durch eine sachkundigen Ingenieur sind alle 2 Jahren oder kürzer für die Tunnelstrecke (auffällige Beschädigungen der Tunnelauskleidung oder des Tunnelinnengewölbes, Verdrückungen, Risse, Ausbrüche, klaffende Fugen, Wassereintritt, auffällige Feuchtstellen oder Eisbildung), sowie eine Tunnelprüfung mit einer Bauteilbewertung mit Zustandsnoten von 1 bis 5 inklusive einer Risskartierung welche alle 12 Jahre oder im Bedarfsfall eben kürzer stattfindet.

Eine Quantifizierung der Zuverlässigkeit unter Einbezug von Messtechnik oder Monitoring ist nur bei hinreichend genauer Prognose des Schadensverlaufes (z.B. durch eine nichtlineare FEM-Schadensanalyse) und die Wahl eines auch aus statisch abgesichert bewerteten Messindikators möglich. Dies konnte beispielsweise für die Beurteilung von Brücken anhand von Lastmonitoring in [9] umfangreich hergeleitet werden.

Da der Versagensmodus für Tunnelinnenschalen a priori nicht bekannt ist, trifft dies auf dessen zeitliche Entwicklung ebenso zu. Für die Festlegung eines zweckmäßigen Messintervalls muss sinnvollerweise die Rate einer denkbaren Zustandsentwicklung vorweggenommen werden. Mangels eines konkreten Versagensmodus kann im ersten Ansatz der generische Degradationsverlauf der typischen Tunnelinnenschale dienen. Die Degradationskurve ist ein erster Indikator für den im Mittel zu erwartendem Zeitpunkt, bis zu welchem im Allgemeinen das Erreichen eines akzeptierten Grenzzustandes erwartet werden kann – sofern keine näheren spezifischen Informationen vorliegen. Verglichen mit einer konventionellen Bauwerksinspektion ist beim alternativen DFOS-Monitoring insbesondere die frühzeitigere Erkennung eines Risses bereits ab  $<0.1$  mm hervorzuheben, während hingegen bei üblicher Aufnahme unbewehrter Schalen (manuell oder mittels Scans) Risse erst ab ca.  $>0.3$  mm kartiert werden. Je nach Messintervall ist somit das DFOS-Monitoring der konventionellen Überwachung hinsichtlich zeitlicher Früherkennung voraus.

Degradationskurven können aus einer statistischen Auswertung historischer Zustandsnotenbewertungen entwickelt werden. Derartige Kurven wurden unter Zugrundelegung von statistischen Methoden (z.B. Clustering nach Verkehrsfluss oder Bauwerkstyp mit und ohne Einbezug von Markov Verkettungen) für Straßentunnel im Zuge zweier Vorprojekte der Projektpartner [11][12] abgeleitet und für eine „Do Nothing“ Strategie (Degradation ohne zustandsverbessernde Maßnahmen) ausgewertet. Diese Degradationskurven geben die Verweildauer an, wie lange das betreffende Bauwerk - in diesem Fall wie in Abbildung 31 dargestellt Tunnelinnenschalen- im Mittel in einer Zustandsnote bleiben. Neben dem Mittelwert ist auch die einfache Standardabweichung (Stabw.) bei entsprechender Datenauswertung dargestellt.

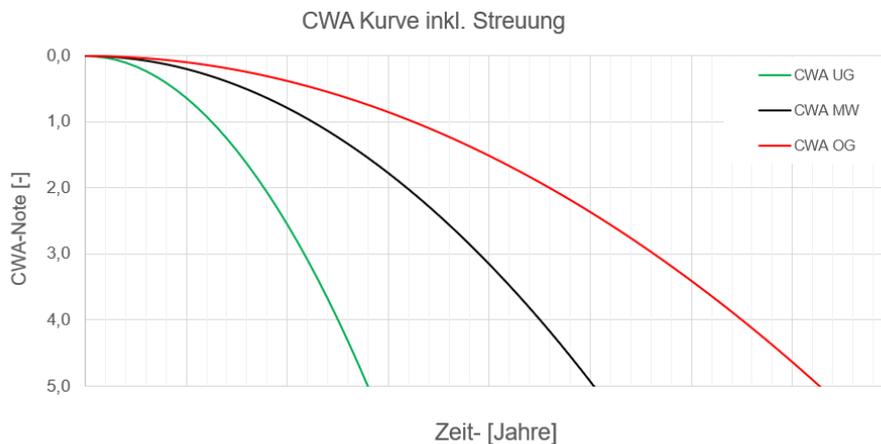


**Abbildung 31 Statistische Auswertung von Straßen Zustandsnoten nach RVS13.03.31- für den gesamten Tunnel links nach [11] und rechts unter Einbezug von Markov Ketten [12]. Für Mittelwert und +- Standardabweichung.**

Die Kurvencharakteristik ist unterschiedlich, und von den betrachteten Einflussparameter und Auswertemethodik abhängig. Vor allem auch deshalb, da als Datenbasis nur die Gesamttunnelnoten vorliegen und nicht der Schädigungsverlauf des Einzelblockes aufgrund der Erfassungsmethode dargestellt werden kann. Somit werden unterschiedliche Schädigungsparameter an unterschiedlichen Orten gemeinsam als „Umhüllungskurve“ bewertet und die Degradation eines typischen Innenschalenblocks tendenziell überschätzt. Eine prinzipielle Grundtendenz kann daraus aber abgeleitet werden. Es ist möglich, bei entsprechender Bestandsdatenlage und entsprechend angepasster Granularität der Zustandsbewertung den tatsächlichen Degradationsverlauf eines typischen unbewehrten Innenschalenblocks zu schärfen und für verschiedene Expositionen (Geologie, Portalnähe, etc.) zu parametrisieren [11][12].

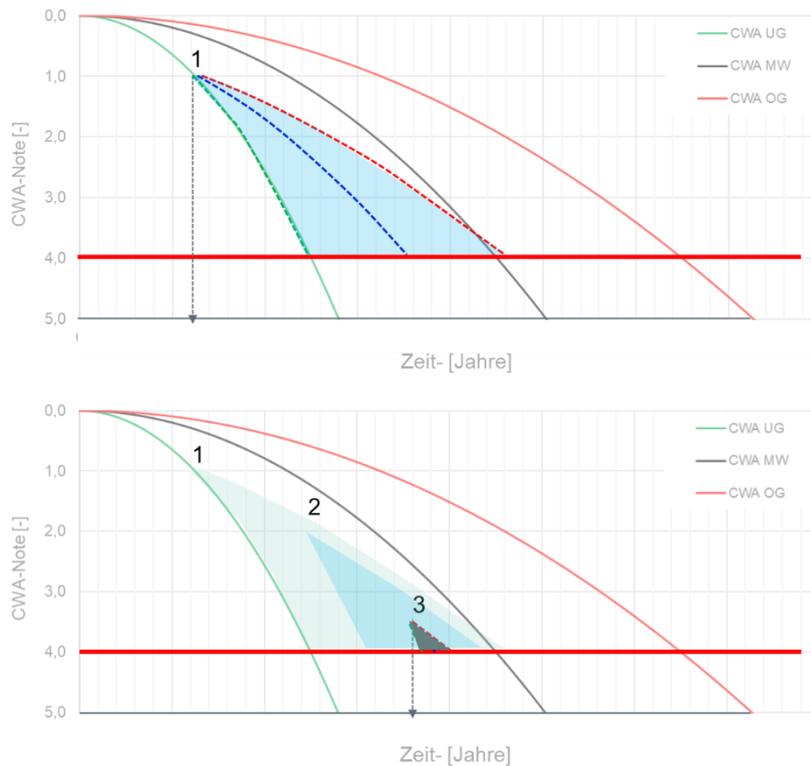
Zur weiteren theoretischen Untersuchung und zur Ableitung eines passenden Messintervalls wird folgend ein generischer Schädigungsverlauf auf Basis von Degradationskurven

ermittelt aus den Eingangsparameter aus [13] herangezogen. Anhand des dort im ANNEX A vorgeschlagenen Beispiels werden unterschiedliche Szenarien von Inspektionen und eines DFOS- Monitorings miteinander verglichen. Der angenommenen Schädigungsverlauf unterliegt einer exponentiellen Alterungskurve, Streubreiten wurden in ähnlicher Größenordnung wie in Abbildung 31 beim Übergang der Note 4 zu 5 angenommen.



**Abbildung 32 Angenommene generische Alterungskurve nach [13] mit gewähltem großen Streubereich.**

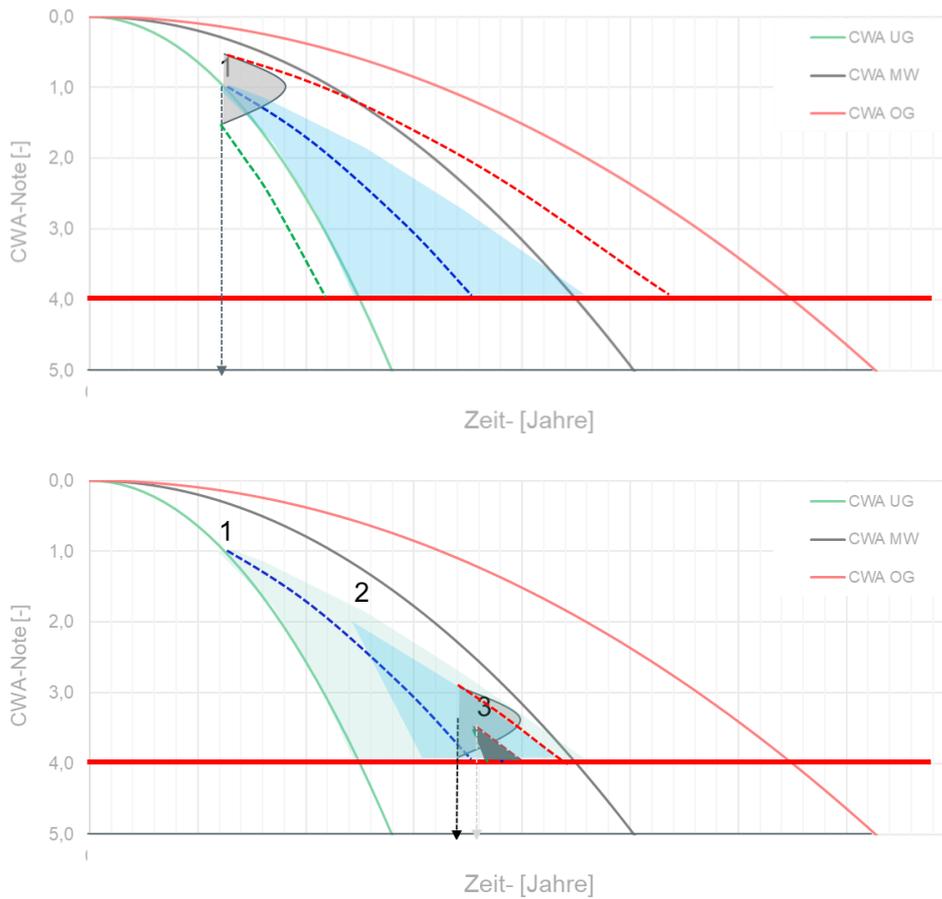
Der für die weitere Betrachtung gewählte generische Schadensverlauf (z.B. Jahren) mit entsprechender Verweildauer ist mit den Noten von 1-5 ist in Abbildung 32 ebenfalls als „Do Nothing“ Verlauf dargestellt. Eine weitere Annahme ist das spätestens bei der Note 4 eine Maßnahme eingeleitet werden müsste, sprich das Monitoring muss entsprechend früh anschlagen und warnen. Findet nun eine Inspektion statt, wird der Bauwerkszustand bewertet und eine Note vergeben. Ähnlich wie mit dem in Abbildung 30 dargestellten Ansatz, kann nach jeder Inspektion die Zustandsprognose jeweils aktualisiert werden und damit rückgeschlossen werden, wann allerspätestens Maßnahmen ergriffen werden müssen. Dieser Ansatz ist beispielhaft in Abbildung 33 dargestellt. Der Streubereich wird hier vereinfachend als eine Parallelverschiebung der Verlaufs- und der Streukurven definiert, wodurch sich ein trichterförmiger (färbiger) Bereich ergibt, wo der künftige Zustand „wahrscheinlich“ liegen kann. Konkret wird angenommen, dass bei der 1. Inspektion der Zustand 1 festgestellt wird. Der in Abbildung 33 oben blau schraffierte Bereich zeigt den wahrscheinlich möglichen Bereich der künftigen Zustände. Dieser Vorgang kann für die weiteren Inspektionen 2 und 3 wiederholt werden, und bei jeder weiteren Inspektion wird die „wahre“ Zustandsnote für den betreffenden Block festgestellt, und die Prognose durchgeführt. Somit wird mit jeder späteren Inspektion die Prognose genauer, der Streubereich nimmt ab. Die entsprechenden Felder sind farblich in Abbildung 33 unten dargestellt.



**Abbildung 33** beispielhaft angenommene generische Inspektionen und Extrapolation der Schadensverläufe im Zuge von Inspektion 1 oben, und Abnahme des Streubereichs nach Inspektion 3 unten.

Generell muss zudem immer auch ein Streubereich für die Zuverlässigkeit der Erfassungsmethode angesetzt werden. Diese ist vom jeweiligen Messsystem abhängig. In diesem Fall wird eine Streubreite der Methode als Ungenauigkeit in der Bestimmung der Note dargestellt. Folgend wird dies in Abbildung 34 als generische graue Glockenkurve bei unterschiedlichen Inspektions- bzw. Messzeitpunkten dargestellt. Die Schadensprognosen können wiederum analog durchgeführt werden. Für eine rechtzeitige Warnung müsste hier die Erfassung entsprechend früher erfolgen, da die Systemunsicherheit erhöht wird, und damit zum Streubereich der Prognose zusätzlich die Unsicherheit der Erfassungsmethode hinzukommt. Einflussparameter sind somit:

- Prognoseunsicherheit
- Erfassungsgenauigkeit
- zeitlicher Schadensverlauf (schnell-spröd, langsam-duktil)

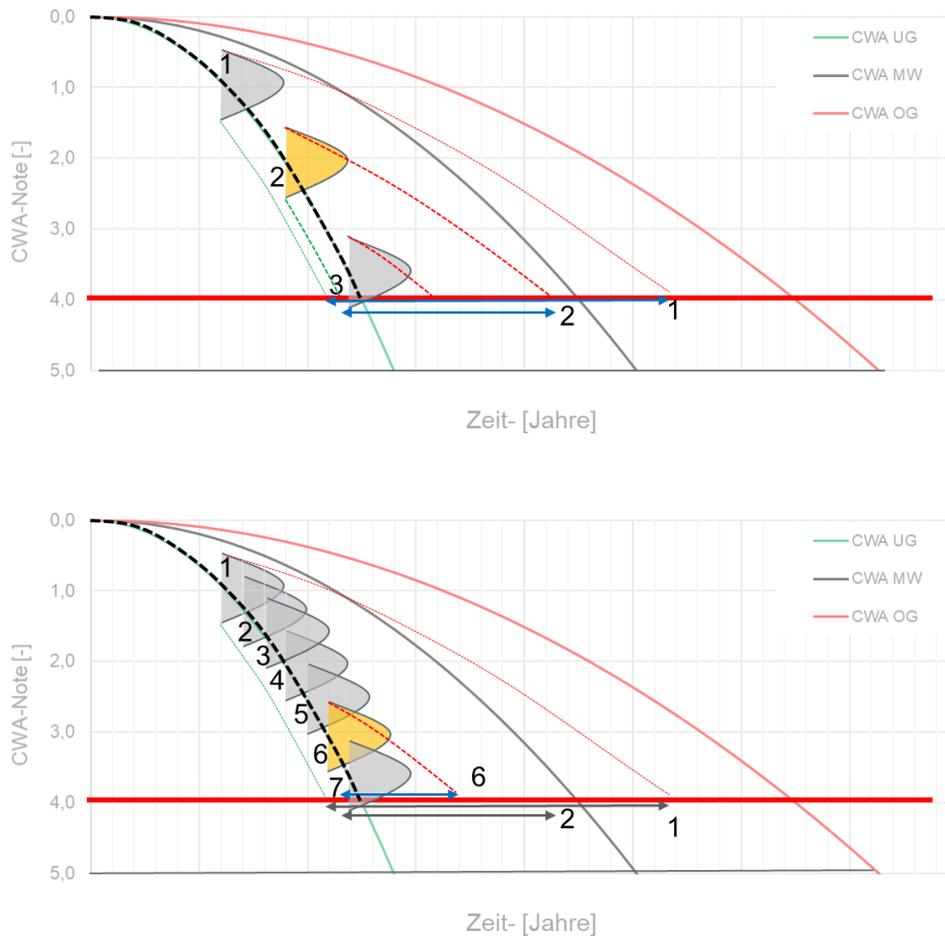


**Abbildung 34 Angenommene generische Extrapolation der Schadensverläufe mit Einbezug von Streuung bei Erfassungsmethoden.**

Mit diesem Ansatz werden nun zwei unterschiedliche Inspektionsintervalle miteinander vergliche (vgl. Abbildung 35). Diese orientieren sich am unteren Grenzverlauf der Prognosekurve, jener welche sich durch den deutlich schnelleren Verfall auszeichnet.

Beim Intervall 1 (Abbildung 35 oben) würde die Inspektion 3 schon zu spät erfolgen, aufgrund der Streubreite wäre hier ein unsicherer Bereich vorhanden, die Warnung und daraus folgende Maßnahme kann nicht mehr rechtzeitig umgesetzt werden.

Beim verdichteten Intervall (Abbildung 35 unten) wären hier im beispielhaften Vergleich noch zwei weitere Inspektionsschritte möglich und die Prognose wesentlich genauer, um hier die Warnung rechtzeitig umsetzen zu können.



**Abbildung 35 Beispielhafter Vergleich der Streubereite und Prognoseschwankungen bei Unterschiedlichen Messintervallen.**

Aus dieser Betrachtung können folgende Erkenntnisse abgeleitet werden. Mit DFOS Messungen können Risse und deren Bewegungen wesentlich genauer bestimmen als diese mit freiem Auge erkennbar sind. Aber eine vollflächige Erfassung ist technisch nicht möglich, womit natürlich auch die Systemunsicherheit zunimmt und als Streubereich der Erfassung einbezogen werden muss. Wesentlich ist somit der Zusammenhang zwischen dem Streubereich der Erfassungsmethode und der Geschwindigkeit des Schadenseintrittes.

Die statistische Streuung von DFOS Risserkennung ist derzeit noch unbekannt, neben den Langzeiteffekten und Messerfassungsrandbedingungen, ist die nachträglich Risserkennung hinter Verkleidungsplatten vor allem von der Erkennung im Zusammenhang mit dem gewählten Messraster abhängig.

Werden hier die statistisch ausgewerteten Kurven in Abbildung 31 und deren unterer Verlaufskurven der Standardabweichung betrachtet, so wären in diesen theoretisch sehr extremen Fällen in ca. 10-15 Jahren Maßnahmen nötig.

Aus heutiger Sicht wird ein Messintervall von maximal 2 Jahren empfohlen, welches auch dem in der RVS [2] definierten Intervall der Kontrollen durch den sachkundigen Ingenieur entspricht. Bei erkennbaren abnormalen Verhalten oder bei bekannten Vorschäden ist dieses Intervall spezifisch anzupassen.

### 3.5 Bewertung der Überwachungsqualität

Eine quantitative Risikoanalyse zur Bewertung der operativen Zuverlässigkeit erfordert eine stochastische Auswertung der einwirkenden Größen sowie entsprechende Aufbereitung der Widerstandseite bzw. der stochastischen Aufbereitung der Versagensmodi und deren möglichen Messgrößen und Indikatoren.

Diese Größen stehen im gegenständlichen Fall nicht zur Verfügung, deshalb wurde eine qualitative Beurteilung der Überwachung auf Basis der RBIF-Bewertung (siehe Kapitel 3.2 durchgeführt. Verschiede definierte Schadensphänomene (siehe Tabelle 7) dienen zur Bewertung von verschiedenen Inspektionsmethoden, anhand dessen die Probability of Detection PoD, Likelihood of Failure und Consequentes of Failure nach [10] berechnet wird. Die drei gewählten Inspektionsmethoden sind:

- A) Tunnelprüfung konventionell
- B) Prüfung bei Abnahme von Platten und Einsicht von mind. 50% der Fläche
- C/D) DFOS hinter Verkleidungen unabhängig von 2 Assessoren A- und B bewertet.

**Tabelle 7: Exemplarische Bewertung der Probability of Detection PoD**

Schadensphänomen	Probability of Detection				Anmerkung
	PoD Tunnelprüfung konventionell	PoD Abnehmen Platten Fenster 50%	PoD DFOS hinter Verkleidung: (Assessor A)	PoD DFOS hinter Verkleidung: (Assessor B)	
	A	B	C	D	
beginnender Längsriss Firste und Kämpfer l>2m statisch oder zyklisch	80%	40%	68%	80%	DFOS: Früherkennung bereits <0,1mm, wenige Blind-Spots (<5%) konventionell: Platten demontieren 100% alle 10a: Erkennung erst ab 0,3-0,4mm, keine Blind-Spots konventionell: Platten demontieren 50% alle 10a: Erkennung erst ab 0,3-04mm, sehr großer Blind-Spot
Längsriss Firste und Kämpfer l>2m, w>0,3mm mit Trend	100%	60%	68%	80%	
beginnender Längsriss Ulme l>2m statisch oder zyklisch	80%	40%	68%	80%	
Längsriss Ulme l>2m mit Trend	100%	60%	68%	80%	
Radialrisse l>2m Ulme statisch oder zyklisch	80%	40%	68%	80%	
Radialriss l>2m w>0,3mm Ulme mit Trend	100%	60%	68%	80%	
Radialriss umlaufend statisch oder zyklisch	80%	40%	68%	80%	
Radialriss l>2m >0,3mm umlaufend mit Trend	100%	60%	68%	90%	
Radialriss nahe bei Blockfuge (kleine Blockfugenabplatzung)	100%	50%	56%	68%	
Schrägriss l>2m statisch oder zyklisch	80%	40%	45%	80%	
Schrägriss l>2m w>0,3mm mit Trend	100%	60%	45%	80%	

Die RBIF – Methode für DFOS ist in Tabelle 8 durchgeführt worden, unter Einbezug der Schadensauftretswahrscheinlichkeit (Likelihood of Failure) und Konsequenz (Consequence of Failure). Das ermittelte faktorisierte Risiko der drei Inspektionsmethoden wurde miteinander verglichen.

**Tabelle 8:** Vergleich der RBIF Bewertungen der drei Inspektionsmethoden:

Schadensphänomen	Likelihood of Failure		Consequence of Failure		Base Risk	Factored Risk			
	LoF		CoF		LoFxCoF	LoFxCoF/PoD Tunnelprüfung konventionell	LoFxCoF/PoD Abnehmen Platten Fenster 50%	LoFxCoF/PoD DFOS hinter Verkleidung (Assessor A)	PoDxLoFxCoF DFOS hinter Verkleidung (Assessor B)
	1-5	1-5	1-5	1-5	A	B	C	D	
beginnender Längsriss Firste und Kämpfer l>2m statisch oder zyklisch	hoch	5	gering	1	5	6,25	12,50	7,41	6,25
Längsriss Firste und Kämpfer l>2m, w>0,3mm mit Trend	gering	1	mittel	3	3	3,00	5,00	4,44	3,75
beginnender Längsriss Ulme l>2m statisch oder zyklisch	gering	1	gering	1	1	1,25	2,50	1,48	1,25
Längsriss Ulme l>2m mit Trend	gering	1	mittel	3	3	3,00	5,00	4,44	3,75
Radialrisse l>2m Ulme statisch oder zyklisch	hoch	5	gering	1	5	6,25	12,50	7,41	6,25
Radialrisse l>2m w>0,3mm Ulme mit Trend	gering	1	mittel	3	3	3,00	5,00	4,44	3,75
Radialrisse umlaufend statisch oder zyklisch	gering	1	mittel	3	3	3,75	7,50	4,44	3,75
Radialrisse l>2m >0,3mm umlaufend mit Trend	gering	1	hoch	5	5	5,00	8,33	7,41	5,56
Radialrisse nahe bei Blockfuge (kleine Blockfugenabplattung)	mittel	3	mittel	3	9	9,00	18,00	16,00	13,33
Schrägriss l>2m statisch oder zyklisch	gering	1	gering	1	1	1,25	2,50	2,22	1,25
Schrägriss l>2m w>0,3mm mit Trend	gering	1	mittel	3	3	3,00	5,00	6,67	3,75

44,75                      83,83                      66,37                      52,64 !

Im Vergleich hat natürlich die visuelle Inspektion das geringste faktorisierte Risiko, werden nur 50 Prozent der Platten eingesehen ist somit auch das Risiko doppelt so hoch. Die DFOS Methode wurde unabhängig von zwei Assessoren bewertet, welche zu einem qualitativ ähnlichen Ergebnis kamen. Die Genauigkeit einer konventionellen Prüfung wird nicht ganz erreicht, aber ist doch deutlich besser als im Fall B mit nur 50 % inspizierter Tunnelleibung.

## 4 ZUSAMMENFASSUNG

Die Laborergebnisse haben das große Potenzial der Rissdetektion mittels faseroptischer Überwachung bestätigt. Bei der Verwendung von aufeinander abgestimmten Fasern und Klebern können die Risse sehr zuverlässig detektiert und auch deren Weiten über Integration der gemessenen Dehnung bzw. über ein eigenes Modell bestimmt werden. Die Auswertung lässt sich zudem auch automatisieren. Veränderung der Rissweiten und Maximalwerte über der Zeit sind auch in Epochen messbar.

Die Genauigkeit der Bestimmung von Rissweiten hat die Erwartungen und Anforderungen übertroffen. Die Laborversuche erreichten eine Genauigkeit im Vergleich zu Referenzsensoren im schlechtesten Fall 0.017 mm bei einer Standardabweichung von 0.006 mm. Im Dauerbetrieb waren diese Werte fast eine Größenordnung höher und betrugen 0.15 mm im schlechtesten Fall bei einer Standardabweichung von 0.05mm (vgl. D 5).

Der Einfluss des Kreuzungswinkels zur Rissöffnung hat einen Einfluss auf die Rissweitenmessung. Bei orthogonalen Winkeln können Rissweiten sehr gut bestimmt werden, die Signalform selbst gibt keinen Rückschluss auf einen möglich vorhandenen nichtorthogonalen Kreuzungswinkel. Bei 60° Kreuzungswinkel können die Rissweiten geringfügig unterschätzt werden, erste Anzeichen von „Signalstörungen“ deuten aber auf eine Abweichung hin. Ab 30° findet doch eine deutliche Unterschätzung (ca. 40-50% bei 30°) der Rissweite statt. Die Signale sind durch eine deutliche Signalstörung ab einer Weite von  $w_R \sim 0.60$  mm erkennbar.

Schubrisse wurden theoretisch mit dem FE-Modell untersucht. Die theoretische Signalform hat eine Grundähnlichkeit mit einem Längsriss, nur ist diese um Größenordnungen geringer. Die Weite kann dabei nicht mehr über die Integration bestimmt werden und das Verhalten wird stark nichtlinear. Für genauere Aussagen über Erkenn- und Unterscheidungsmöglichkeit sind jedenfalls ergänzende Versuche erforderlich und empfehlenswert.

Eine Ankündigung vor der Rissentstehung ist in der Regel nicht oder nur sehr eingeschränkt möglich. Der Grund liegt im spröden Bruchverhalten des Betons und der fehlenden Kenntnis des Spannungszustandes bei Applikation. Das Langzeitverhalten von Kriechen ist untergeordnet. Das Schwinden des Betons ab einem Bauwerksalter von 10 Jahren ist vernachlässigbar. Einflüsse des Klebers sind spezifisch vom verwendeten Produkt abhängig. Es sollten allerdings nur bauaufsichtlich zugelassene Produkte verwendet werden, deren Langzeitverhalten prinzipiell untersucht und nachgewiesen worden sind. Die

Beanspruchung im Zusammenhang mit dem Rissmonitoring ist in der Regel deutlich geringer als jene in ihren üblichen Einsatzfeldern im konstruktiven Bereich.

Eine quantitative Bewertung der Zuverlässigkeit einer Bauwerksüberwachung kann nur anhand spezifischer bekannter Versagensmechanismen und -verläufe erfolgen. Schadensverlauf und Streuung der Erfassungsmethode beeinflussen die Wahrscheinlichkeit der möglichen rechtzeitigen Erfassung. Diesbezüglich sind für Tunnelinnenschalen keine ausreichenden Datengrundlagen vorhanden, bzw. es fehlt noch an Erkenntnissen für die Streuung des Erfassungssystems „DFOS“ als längerfristiges Rissmonitoring, um hier ebenfalls Aussagen betreffend der Quantifizierung der operativen Zuverlässigkeit treffen zu können.

Vorgeschädigte Blöcke mit bekannten Versagensmechanismen erfordern ein spezifisch zugeschnittenes Monitoringsystem und Messlayout. Für nicht vorgeschädigte Blöcke erfolgte eine qualitative Bewertung der Kompensation anhand der Risikobeurteilung Basis des Risskatalogs (D 2), der dort enthaltenen potenziell interessanten Rissphänomene und -kombinationen, sowie einer möglichen Beurteilung der Wahrscheinlichkeit der Detektion (zeitlich + räumlich). Der zeitliche Schadensfortschritt wurde in Anlehnung an allgemeine Degradationsverläufe prinzipiell angenähert, um Empfehlungen für eine Überwachung von Blöcken ohne Vorschädigung nach heutigem Kenntnisstand wie folgt abzuleiten:

Als Inspektionsintervall wird ein Messgrundintervall von zwei Jahren empfohlen. Für das Messfaserlayout ist ein quadratischer Rasterabstand von  $a=2.0$  m empfohlen. Die möglichen Rissbildkombinationen sollten tunnelbausachverständig interpretiert werden unter Berücksichtigung konservativer „Worst Case“ Fälle (z.B., wenn ein schräger Riss möglich ist, dann tritt dieser auch auf). Sind bereits Risse und Schäden vorhanden, sollte sowohl Layout und Intervall spezifisch angepasst werden.

## LITERATURVERZEICHNIS

- [1] ÖBB-Infrastruktur AG Regelwerk (2012): 06.01.02 Konstruktiver Ingenieurbau: Instandhaltung – Instandhaltungsplan. Stand 21.12.2012
- [2] ÖSTERREICHISCHE FORSCHUNGSGESELLSCHAFT STRASSE • SCHIENE • VERKEHR (FSV), Arbeitsgruppe Tunnelbau, Arbeitsausschuss Leistungsbild Bestandsprüfung von Tunnel: „Richtlinien und Vorschriften für den Straßenbau (RVS) 13.03.31, Straßentunnel – baulich konstruktive Teile“, Wien, 2013.
- [3] PÖTTLER, R.: Die unbewehrte Innenschale im Felstunnelbau – Standsicherheit und Verformung im Rissbereich. Beton- und Stahlbetonbau 88 (1993), Heft 6. Ernst & Sohn Verlag, Berlin, 1993
- [4] SAURER, E.; HÖSER, S.; MATTLE, B.: Ein Bemessungskonzept für unbewehrte und faserbewehrte Tunnelinnenschalen. Beton- und Stahlbetonbau 106 (2011), Heft 6. Ernst & Sohn Verlag, Berlin, 2011
- [5] DEUTSCHER AUSSCHUSS FÜR UNTERIRDISCHES BAUEN E.V.: „Empfehlungen zu Ausführung und Einsatz unbewehrter Tunnelinnenschalen“, Köln, 2007.
- [6] Seim, W. (2007). „Bewertung und Verstärkung von Stahlbetontragwerken“. Berlin: Ernst & Sohn. ISBN: 978-3-433-01817-0.
- [7] Vorwagner: "Entwicklung eines effizienten und dauerhaften Verankerungssystems für vorgespannte eingeschlitzte Kohlefaserlamellen zur Bauteilverstärkung."; Dissertation an der Technischen Universität Wien, Reviewer: S. Burtscher, Institut für Hochbau und Technologie, 2012; Oral Examination: 2012-01-13.2012
- [8] FFG Branchenprojekt: Entwicklung von praxistauglichen Modellen zur Vorhersage des Kriechens und Schwindens von Beton. <https://projekte.ffg.at/projekt/3859396>
- [9] Ralbovsky M., Prammer D., Lachinger S., Vorwagner A.: "Verfahren und Modelle zur Quantifizierung der Zuverlässigkeit von dauerüberwachten Bestandsbrücken" Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen, Reihe B: Brücken- und Ingenieurbau (151), Fachverlag NW in der Carl Ed. Schünemann KG- Bremen 2020 urn:nbn:de:hbz:opus-bast-23753, ISBN. 978-3-95606-505-7
- [10] DIN EN 16991: 2018 Risikobasierte Inspektion RBIF, Beuth Verlag Berlin
- [11] FFG-VIF 2015 Projekt Ambition „Entwicklung eines integrativen Ansatzes zur Messung und Bewertung von Eisenbahn- und STraßentunnel“ <https://projekte.ffg.at/projekt/1695878>
- [12] FFG- VIF 2017 Projekt Optimal „Optimierte Instandsetzungs Planung der tunnel-spezifischen baulichen und elektromaschinellen Ausrüstung mittels LCA“ <https://projekte.ffg.at/projekt/3019466>

- [13] CEN – CWA 16633:2013 «Ageing behaviour of Structural Components with regard to Integrated Lifetime Assessment and subsequent Asset Management of Constructed Facilities»,
- [14] Borchert, K. und Zilch, K. (2008). „Bond Behaviour of NSM FRP Strips in Service.” Structural Concrete. Vol. 9, Nr.3, S. 127-142.
- [15] EMPA. (2002). „Zusammenfassende Berichterstattung betreffend Langzeitversuch.“ In: Bericht Nr. 840-684. Eidgenössische Materialprüfungsanstalt Dübendorf, Schweiz.