

Detektion innerer Spannstahlbrüche durch faseroptische Messungen an Betonoberflächen

Stichworte [Spannbeton; Spannstahlbruch; Verankerung; Monitoring; Faseroptik; DFOS; Experiment]

Unerkannte innere Spannstahlbrüche stellen ein Risiko für Spannbetontragwerke dar. Sofern eine Vorankündigung durch Rissbildung rechnerisch nicht nachgewiesen werden kann, sind Abbruch und Neubau oft die Konsequenz. In diesem Beitrag wird eine experimentelle Methode zur Erkennung und Lokalisierung solcher Schäden mittels faseroptischer Messtechnik vorgestellt. Infolge des Vorspannungsverlusts sowie der Neuverankerung des Spanngliedes im umgebenden Beton entstehen charakteristische Änderungen im Dehnungsfeld an der Betonoberfläche. Diese werden mit einem zweidimensionalen Gitter aus faseroptischen Sensoren detektiert.

In experimentellen Untersuchungen an Spannbetonträgern wurden Spannstahlbrüche erzeugt und die daraus resultierenden Dehnungsfelder an der Oberfläche gemessen. Die Neuverankerung im Beton wurde mithilfe von Sensoren an den Spanngliedern bewertet. Relevante Einflussgrößen auf das Messsignal wurden durch Variation der Betonfestigkeitsklasse, der Tiefenlage der Spannglieder sowie der Vordehnung des Spannstahls untersucht. Zusätzlich wurde der Einfluss von Biegerissen auf das Messsignal bewertet.

Es zeigt sich, dass Spanngliedbrüche bis in Tiefen von 25 cm von der Oberfläche klar erkannt und lokalisiert werden können. Messgröße sind die Dehnungsänderungen entlang der Spanngliedachse besonders geeignet. Die Dehnungsänderungen orthogonal zum Spannglied zeigen schwächer, aber ebenfalls die Bruchstelle an und bilden eine sinnvolle Ergänzung des Messsystems.

1 Einleitung

Brückenbauwerke, insbesondere solche in Spannbetonbauweise, sind ein wesentlicher Bestandteil der Verkehrsinfrastruktur [1]. Spannstahlbrüche, etwa infolge von Ermüdung [2; 3] oder Spannungsrisskorrosion [4; 5] reduzieren die Tragfähigkeit solcher Bauwerke bis in den sicherheitsrelevanten Bereich. Bei internen Spanngliedern ist aufgrund der Lage im Beton eine visuelle Inspektion nicht möglich. Hier ist ein Ankündigungsverhalten durch äußerlich sichtbare Rissbildung nachzuweisen, was oftmals, insbesondere im Stützbereich mit stark ausgenutzten

Druckzonen, nicht gelingt [6]. Durch ein Monitoring [7; 8] können potenzielle Schäden durch kontinuierliche Überwachung frühzeitig erkannt werden.

Derzeit angewendete Monitoringverfahren zur Detektion von Spannstahlbrüchen sind

- (a) die Magnetstrefelfeldmethode [9; 10]
- (b) die Schallemissionsanalyse [11; 12] und
- (c) die Codawelleninterferometrie [13–15].

All diese Verfahren haben ihre spezifischen Vor- und Nachteile. Sie erfordern die Zugänglichkeit einzelner Spannglieder (a), erlauben keine Messung bei einem Sensorausfall (b, c) bzw. überlagernden Störsignalen (b) oder befinden sich derzeit noch in der Entwicklung mit prototypischer Anwendung (c).

Eine Alternative bieten Messungen mit kontinuierlichen faseroptischen Sensoren (engl. Distributed Fiber Optic Sensors; DFOS). Diese Messmethode hat sich zur Erfassung von Temperaturen [16; 17] oder Dehnungen [18; 19] an Betonstrukturen etabliert und zeichnet sich durch ihr quasi-kontinuierliches Messsignal entlang einer Faser aus. Sie wird in linienartiger Form u.a. zur Erfassung von ermüdungsinduzierten Dehnungen [20; 21] oder zur Detektion von Rissen [22; 23] eingesetzt. In [24] wird Faseroptik im Zuge eines Brückenrückbaus lokal eingesetzt, um das Neuverankerungsverhalten durchtrennter Spannglieder abzuschätzen. Dazu werden einzelne DFOS auf dem Beton.

In diesem Beitrag werden die Grundlagen zur Detektion von Spanngliedbrüchen entlang ganzer Spanngliedstränge mit Messgittern aus DFOS entwickelt, um - unabhängig von einer Bruchposition – von Oberflächen aus innere Schäden rechtzeitig zu erkennen. Dies erfordert effektive Messraster, die zudem eine gewisse Redundanz gegenüber unvermeidlichem Sensorausfall besitzen. Bild 1 zeigt das Konzept eines solchen Gitters, ausgerichtet an den girlandenförmig geführten, inneren Spanngliedern einer Brücke, mit lokalen, an der Spanngliedführung orientierten Koordinatensystemen. Infolge eines Bruchs und der Neuverankerung im umgebenden Beton bzw. Verpressmörtel [25–27] ändert sich lokal das Dehnungsfeld im Beton. Diese Diskontinuität breitet sich bis zur Oberfläche aus und kann dort messtechnisch erfasst werden. Der Ort solch einer Schädigung ist beliebig.

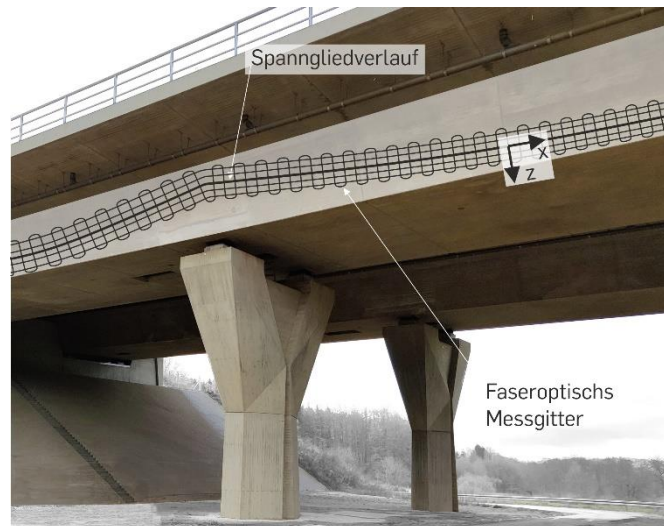


Bild 1: Konzeptionelle Applikation eines zweidimensionalen Gitters faseroptischer Sensoren an der Oberfläche einer Spannbetonbrücke mit lokalem, am Spannglied ausgerichteten Koordinatensystem

Der Beitrag ist wie folgt gegliedert: Kap. 2 behandelt die experimentellen Untersuchungen an Spannbetonträgern mit künstlich erzeugten Spannstahlbrüchen. Dabei werden die Betonfestigkeitsklasse, die Vorspannung und die Tiefenlage variiert. Anschließend werden in Kap. 3 und 4 ein Verfahren zur Datenaufbereitung und Interpolation der Messdaten sowie die damit erzeugten Ergebnisse vorgestellt. Ergebnisse werden in Kap. 5 diskutiert und Empfehlungen für die praktische Anwendung des Messsystems abgeleitet.

2 Experimentelle Untersuchungen

2.1 Versuchsaufbau

Ziel der experimentellen Untersuchungen ist die messtechnische Erfassung der flächigen Dehnungsänderungen an der Betonoberfläche infolge eines Spannstahlbruchs. Dazu werden fünf vorgespannte Probekörper (PK 1 bis PK 5) mit Rechteckquerschnitt (Breite $b = 0,3$ m und Höhe $h = 0,2$ m) und Längen von $l = 1,4$ m (PK 1) bzw. $l = 2,0$ m (PK 2 bis 5, schematisch in Bild 2a dargestellt) verwendet. Mithilfe von drei geraden, profilierten Spanndrähten St 1375/1570 (Nenn Durchmesser $d_p = 10,5$ mm; Profiltiefe $t = 0,19 \pm 0,03$ mm) wird eine Vorspannkraft P_0 über sofortigen Verbund in die Probekörper eingeleitet. P_0 wird sieben Tage nach der Betonage durch Lösen der Spannbettverankerung übertragen und beträgt für PK 1 ≈ 25 kN, was einer Vordehnung $\varepsilon_{p,0} \approx 1500$ $\mu\text{m/m}$ entspricht. Für die PK 2 bis 5 wird P_0 auf ≈ 70 kN erhöht ($\varepsilon_{p,0} \approx 4000$ $\mu\text{m/m}$), womit $\varepsilon_{p,0}$ in einer üblichen Größenordnung von Bestandsspanngliedern liegt [25]. Bild 2c zeigt die Position der Spannglieder im Querschnitt. In den vorgestellten Untersuchungen werden ausschließlich gerade Spanndrähte verwendet, weshalb ein kartesisches Koordinatensystem im Schwerpunkt des Querschnitts genutzt wird (Bild 2a).

Für PK 1, 3 und 4 wird ein Beton mit einer Würfeldruckfestigkeit $f_{\text{cm,cube}} \approx 70 \text{ N/mm}^2$ und für PK 2 und 5 mit $f_{\text{cm,cube}} \approx 55 \text{ N/mm}^2$ verwendet. Die PK 1 bis 4 sind längs mit 4Ø8 und Bügeln Ø10-20 bewehrt, was der Robustheits- bzw. Spaltzugbewehrung entspricht. An PK 5 wird der Einfluss einer Belastung $F_y = 2 \cdot 50 \text{ kN}$ (4-Punkt-Biegeversuch) mit einhergehender Rissbildung untersucht, weshalb die Längsbewehrung auf 6Ø10 erhöht wird. Eine Übersicht über die Material-, Geometrie- und Vorspannparameter des Versuchsprogramms sowie die Anzahl der Glasfaserstränge ist in Tab. 1 gegeben.

Tab. 1 Abmessungen, Materialparameter, Vorspannung, Messsystem sowie Belastungssituation der untersuchten Probekörper

Bezeichnung	Geometrie $l \cdot b \cdot h \text{ [m]}$	$f_{\text{cm,cube}} \text{ [N/mm}^2\text{]}$	Verbundfestig- keit $f_{\text{bm}} \text{ [N/mm}^2\text{]}$	Vordehnung $\varepsilon_{p,0}$ je Spann- draht $[\mu\text{m/m}]$	Anzahl Glasfa- ser-stränge	Äußere Einwirkung
		$f_{\text{ctm}} \text{ [N/mm}^2\text{]}$ $E_{\text{cm}} \text{ [N/mm}^2\text{]}$				
PK 1	1,4 · 0,3 · 0,2	68,1	-	1500	Längs: 4	-
		4,0*			Quer: 11	
		35000			Diagonal: 0	
PK 2	2,0 · 0,3 · 0,2	55,5	14,44	4000	Längs: 5	-
		4,1			Quer: 17	
		33000			Diagonal: 0	
PK 3	2,0 · 0,3 · 0,2	72,8	24,87	4000	Längs: 5	-
		3,6			Quer: 14	
		32000			Diagonal: 0	
PK 4	2,0 · 0,3 · 0,2	32000	-	4000	Längs: 4	-
		3,5			Quer: 15	
		35000*			Diagonal: 14	
PK 5	2,0 · 0,3 · 0,2	54,9	-	4000	Längs: 9**	Vier-Punkt-Biege- versuch (y-Richtung) $F_y = 2 \cdot 50 \text{ kN}$
		3,5			Quer: 12**	
		35000*			Diagonal: 0	

*Hergeleitet aus $f_{\text{cm,cube}}$ nach DIN EN 1992-1-1 [28]

**für PK5 ist die Messtechnik an der Balkenunterseite angeordnet

Zum Trennen der Spannglieder werden, wie in Bild 2b schematisch dargestellt, Kunststoffrohre zwischen Spannstahl und Betonoberfläche eingebaut. Dies erfolgt versetzt von der Balkenmitte, bei $x_{\text{Bruch}} = 1200 \text{ mm}$ (PK 1: $x_{\text{Bruch}} = 700 \text{ mm}$). Damit ist gemäß dem Berechnungsansatz nach [28] auf einer Seite des Bruchs ($x < 1200 \text{ mm}$) eine vollständige Verankerung des Spannglieds sichergestellt, während auf der anderen ($x > 1200 \text{ mm}$) die initiale Vorspannkraft P_0 nur anteilig in den Betonkörper eingetragen wird.

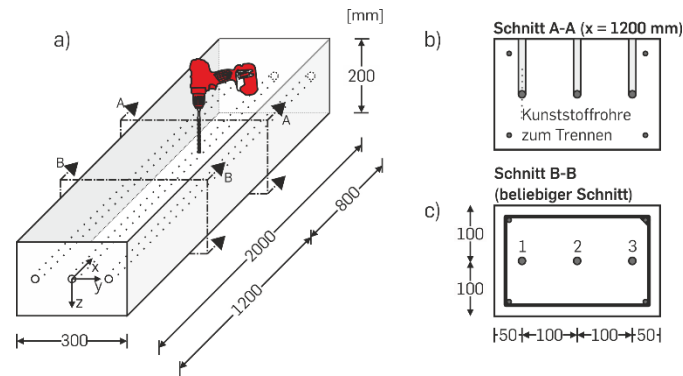


Bild 2: Versuchsaufbau: a) Schematische Darstellung der Probekörper 2 bis 5, b) Schnitt an der Trennstelle, c) Schnitt abseits der Trennstelle

2.2 Messtechnik

Das Messgitter aus DFOS an der Betonoberfläche wird wie in Bild 3a dargestellt schlaufenförmig parallel sowie orthogonal zur Spanngliedachse unter Einhaltung ihres Mindestbiegesradius ($\approx 10 \text{ mm}$ [17]) verlegt. Damit werden die Änderungen der Betonlängsdehnungen $\Delta\epsilon_{c,x}$ in verschiedenen Höhenlagen z sowie die der Betonquerdehnungen $\Delta\epsilon_{c,z}$ an verschiedenen Längspositionen x mit einem Sensor bestimmt. Das Messgitter wird durch vier Parameter nach Bild 3a charakterisiert:

- die Messfeldlänge in x -Richtung l_1
- die Messfeldlänge in z -Richtung l_2
- der Sensorabstand in x -Richtung d_1
- der Sensorabstand in z -Richtung d_2

An PK 4 wird zusätzlich eine diagonale Faser, im Winkel von 45° zur Spanngliedachse (mit $d_1 = d_2$), appliziert, (Bild 3b). Dies ermöglicht die Transformation der Dehnungen in ein beliebiges Koordinatensystem und insbesondere in Hauptdehnungen. An PK 5 wird die DFOS aufgrund der im Versuch aufgetragenen Belastung an der Balkenunterseite (x - y -Ebene) appliziert.

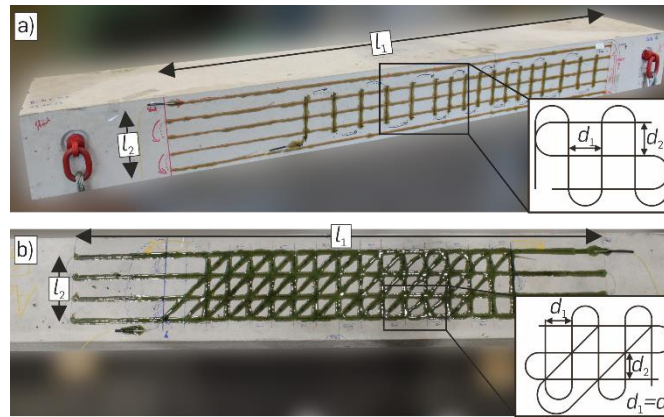


Bild 3: Konfigurationen des DFOS-Messgitters an der Oberfläche eines Spannbetonträgers: a) orthogonales Gitter mit variablem Abstand d_1 zwischen den vertikalen Fasern, b) ergänzt um eine diagonale Glasfaser zur Bestimmung von Schub- bzw. Hauptdehnungen

Die Messfeldlängen l_1 und l_2 sowie die Sensorabstände d_1 und d_2 werden im Verlauf der Versuchsreihe variiert, während der Messpunktabstand entlang der Faser (0,65 mm) sowie die Messfrequenz (1 Hz) für alle Versuche identisch gewählt sind. Das Polyimid Coating [29; 30] des verwendeten DFOS weist mit $E_{\text{Polyimid}} = 2000 \text{ N/mm}^2$ gegenüber anderen gängigen Coatings wie bspw. einem Acrylatcoating ($E_{\text{Acrylat}} = 5 \text{ N/mm}^2$) [31] eine höhere Steifigkeit auf, was insbesondere im Bereich steiler Dehnungsgradienten die Übertragung zwischen Klebstoff und Coating begünstigt [32]. Der verwendete Zweikomponenten-Klebstoff auf Epoxidharzbasis (Polytec AC2411) wurde bereits in früheren Untersuchungen genutzt [33].

Zusätzliche DFOS werden in einer in die Spannglieder eingefrästen Nut installiert. Bild 4 zeigt ein solches Spannglied mit präparierter Bruchstelle. Die Faser wird in einer Kapillare schlaufenförmig um die Bruchstelle gelegt, sodass sie im Bruchzustand ausreichend Verformungskapazität aufweist und nicht versagt. Ergänzend wird an jedem Spanndraht ein Dehnungsmessstreifen als Referenz an einer beliebigen Position außerhalb des Betonkörpers appliziert.

Die Dehnungsmessung am Spannglied wird vor dem Vorspannen im Spannbett initialisiert. Auf dem Beton wird die DFOS erst nach dem Ausschalen und der Übertragung der Vorspannung appliziert. Diese Messung erfasst folglich Dehnungsänderungen zum vorgespannten Zustand.

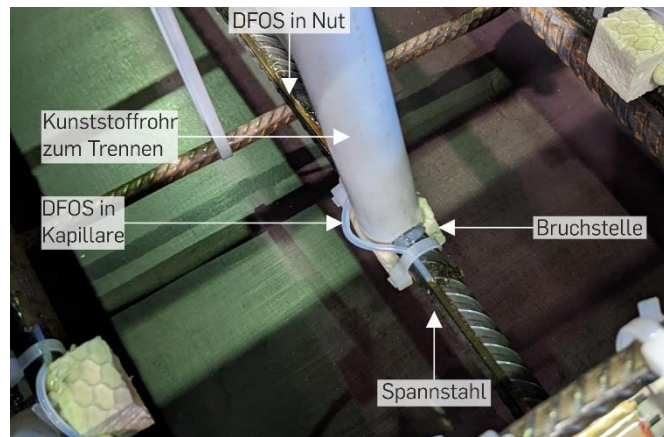


Bild 4: Präparierte Bruchstelle eines Spanndrahts von der Betonage mit in Nut geklebter DFOS, die schlaufenförmig in einer Kapillare um die Bruchstelle geführt wird

2.3 Versuchsdurchführung

Bild 5 zeigt den prinzipiellen Versuchsaufbau. Die PK werden an den Enden überragend auf einer Werkbank positioniert. Der Spanngliedbruch wird mithilfe eines Hartmetallfräasers ($\varnothing = 12 \text{ mm}$) mechanisch innerhalb der zuvor installierten Kunststoffrohre ($\varnothing = 15 \text{ mm}$) erzeugt. Zunächst werden die außenliegenden und dann das zentrische Spannglied durchtrennt. Der Vorgang wird nach jedem Bohrmillimeter gestoppt und entstandene Stahlspäne entfernt. Die vollständige Trennung kann optisch durch das Kunststoffrohr überprüft werden und beendet den Versuch.

Die Untersuchungen an PK 5 werden unter gehaltener Last in z-Richtung im Vier-Punkt-Biegeversuch mit einem Lagerabstand von 1800 mm und einem Lastpunktabstand von 800 mm durchgeführt. Dabei wird der Balken in die abgeschlossene Rissbildung (mit $M = 1,3M_{cr} \approx 25 \text{ kNm}$ mit Rissmoment M_{cr} nach [28]) belastet. Die Trennung der Spannglieder erfolgt hier unter gehaltener Last mittels Magnetbohrmaschine und Hartmetallfräser.

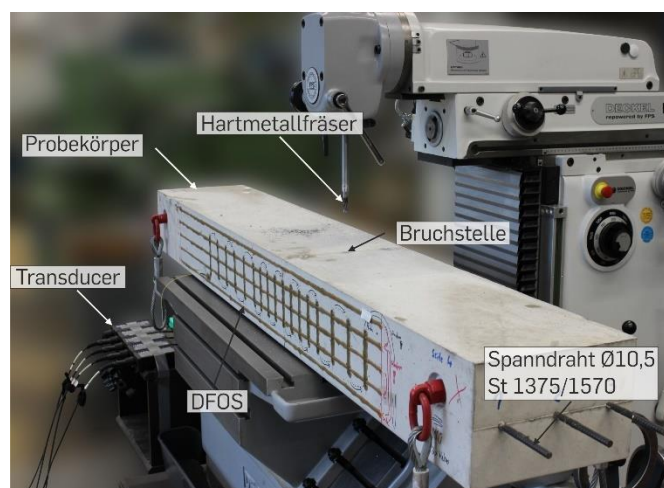


Bild 5: Probekörper im Versuchsstand mit applizierter DFOS

3 Aufbereitung der Messdaten

3.1 Spannglieddehnungen im Verankerungsbereich

Aus der Dehnungsänderung entlang des Spannglieds $\varepsilon_p(x)$ kann die Spannkraftübertragung vom Stahl auf den umliegenden Beton abgeleitet werden. Zur Vergleichbarkeit werden die gemessenen Dehnungen auf die Vordehnung $\varepsilon_{p,0}$ normiert. Sie liegen damit zwischen null (keine Kraftübertragung) und eins (volle Kraftübertragung). Im Bereich um die Bruchstelle ($\Delta x \approx 40$ mm) ist keine Messung möglich (vgl. Bild 4). Hier werden die Dehnungen, wie in Bild 6 dargestellt, extrapoliert. Dazu werden vergleichend Polynome zweiten bzw. dritten Grades sowie eine Exponentialfunktion (Gl. (1)) untersucht. Die Funktionsparameter werden nach der Methode der kleinsten Quadrate [34] anhand berechnet und Erreichen generell ein hohes Bestimmtheitsmaß $R^2 \geq 0,97$. Für die weiteren Auswertungen wird aufgrund ihres asymptotischen Verhaltens die Exponentialfunktion (Gl. 1) verwendet. Sie konvergiert gegen eins (wenn $b < 0$) und liefert damit auch mit zunehmendem Abstand zur Bruchstelle plausible Ergebnisse. Ab $\varepsilon_p(x)/\varepsilon_{p,0} \geq 0,99$ wird von einer vollständigen Neuverankerung ausgegangen. Aus den approximierten Verläufen wird die Verankerungslänge l_{bp} abgeleitet. Sie beschreibt den horizontalen Abstand zwischen der normierten Dehnung von 0 und 0,99. Die ermittelten Parameter der Exponentialfunktion betragen $a \approx 225.000$ und $b \approx -17$.

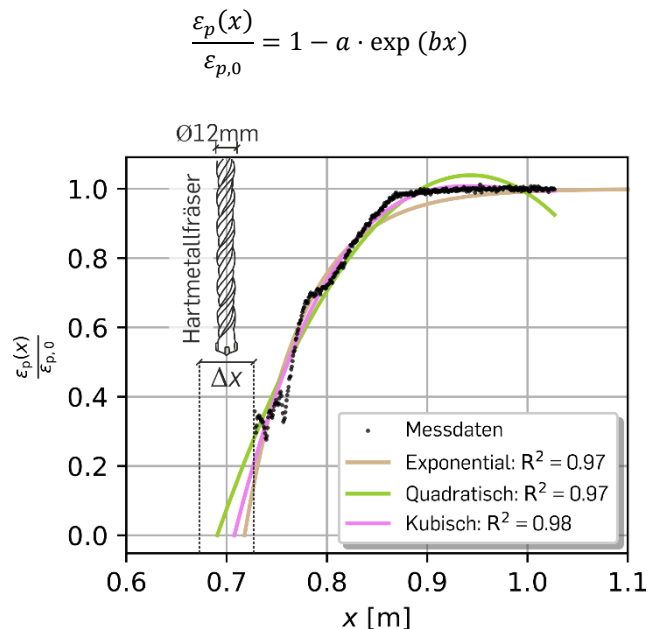


Bild 6: Normierte Spannstahldehnungen nach dem Bruch und folgender Neuverankerung im umgebenden Beton, approximiert mit einer Exponentialfunktion sowie Polynomen zweiten bzw. dritten Grades anhand von PK 1

3.2 Transformation linienförmiger Messdaten in Dehnungsfelder

Um aus den linienförmigen Messdaten der DFOS (gestrichelt in Bild 7a) Dehnungsfelder (Bild 7b) zu erzeugen, werden zunächst maßgebende Punkte entlang der Faser, i.d.R. Anfangs- und Endpunkt einer Lage durch lokales Erwärmen lokalisiert und ihrer Position auf der Betonoberfläche zugeordnet („Touch-to-locate“ [17]). Zusätzlich wird die Laufrichtung der Faser in der jeweiligen Lage (positiv oder negativ) zur korrekten Zuordnung der Messpunkte übergeben. Daraus resultieren linienorientierte, diskrete, durch x - und z -Werte lokalisierte Messdaten. Werte zwischen den Messpunkten werden durch bilineare Interpolation nach Gl. (2) abgeschätzt.

$$f(x, z) = a_{11} + a_{21}x + a_{12}z + a_{22}xz \quad (2)$$

Die Bestimmung der Vorfaktoren a_{ij} ($i, j = 1, 2$) erfolgt durch Lösen eines linearen Gleichungssystems (Gl. (3)). x_i und z_j geben die Position der umliegenden Messpunkte an, $f(x_i, z_j)$ die zugehörigen Messwerte. Je kürzer der Abstand zwischen einem zu interpolierenden Punkt und einem Messpunkt, desto stärker wird dieser Messpunkt in der Interpolation gewichtet. Eine Visualisierung der Wichtungen anhand von farblich verknüpften Flächen und Messpunkten zeigt Bild 7c.

$$\begin{bmatrix} 1 & x_1 & z_1 & x_1 z_1 \\ 1 & x_1 & z_2 & x_1 z_2 \\ 1 & x_2 & z_1 & x_2 z_1 \\ 1 & x_2 & z_2 & x_2 z_2 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} a_{11} \\ a_{21} \\ a_{12} \\ a_{22} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} f(x_1, z_1) \\ f(x_1, z_2) \\ f(x_2, z_1) \\ f(x_2, z_2) \end{bmatrix} \quad (3)$$

Aus der flächigen Interpolation folgt das Dehnungsfeld an der Betonoberfläche. Exemplarisch für PK 1 ist es für die Längsdehnungsänderungen in Bild 7b dargestellt. Die Bruchstelle x_{Bruch} ist im Versuch bekannt und entsprechend markiert. Hier treten die maximalen Längsdehnungsänderungen $\Delta\epsilon_{c,x}$ auf.

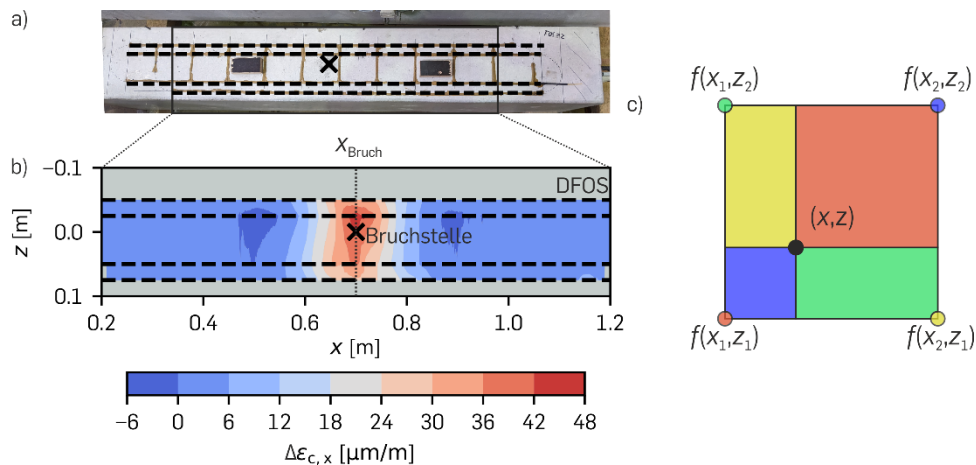


Bild 7: Transformation linienförmiger Dehnungen in ein zweidimensionales Dehnungsfeld: a) Seitenfläche von PK 1 mit applizierter Glasfaser (kombiniert in Längs- und Querrichtung, Faser in Längsrichtung nachgezeichnet), b) Dehnungsfeld $\Delta\epsilon_{c,x}$ resultierend aus einem Spanngliedbruch, c) Prinzip der bilinearen

Interpolation

4 Ergebnisse

4.1 Dehnungsmessungen auf den Spanngliedern

Bei allen PK kann nur ein Teil der Spannglieder ausgewertet werden, da einige DFOS während der Herstellung bzw. beim Trennen ausfielen (auf den Spanngliedern ca. 40 %; auf der Betonoberfläche ca. 5 %). Das Messsystem ist sehr empfindlich gegenüber direkten mechanischen Einwirkungen, weshalb es selbst unter Laborbedingungen Redundanzen benötigt. Die Messdaten (als Punkte) sowie die extrapolierten Verläufe (als Linien) sind in Bild 8 zusammengefasst. Dabei ist die extrapolierte Position der Bruchstelle auf der Abszisse mit 0 angegeben. Die Steigung ist an dieser Position maximal und flacht mit zunehmendem Abstand zur Bruchstelle ab.

Der minimale Wert $l_{bp} \approx 220$ mm wird bei PK 1 ($\varepsilon_{p,0} \approx 1500 \mu\text{m/m}$; $f_{cm,cube} = 68,1 \text{ N/mm}^2$) gemessen, der maximale Wert von ≈ 360 mm bei PK 2 ($\varepsilon_{p,0} \approx 4000 \mu\text{m/m}$; $f_{cm,cube} = 55,5 \text{ N/mm}^2$). An PK 5, dessen Spannglieder unter Biegebeanspruchung getrennt werden, verkürzt sich die Verankerungslänge des Spanngliedes in der Druckzone um ca. 11 %. Für alle PK erreicht die approximierte Exponentialfunktion $R^2 \geq 0,95$. Die ermittelten l_{bp} liegen aufgrund der Profilierung und der geringen Dehnung $\varepsilon_{p,0} \leq 4 \text{ ‰}$ im Bereich von üblichen Betonstählen mit $\approx 35d_p$.

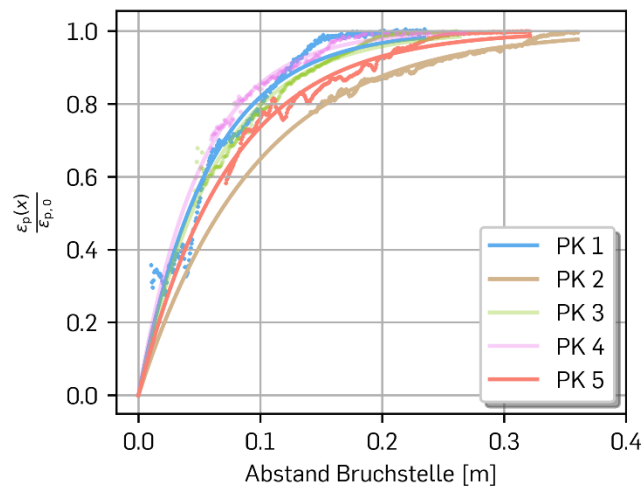


Bild 8: Gemessene (als Punkte) und extrapolierte (als Linien) Spannstahldehnungen ausgewählter Spannglieder nach Bruch und folgender Neuverankerung

4.2 Dehnungsmessungen an der Betonoberfläche

Die Änderungen der Betondehnungen in Längs- $\Delta\varepsilon_{c,x}$ wie Querrichtung $\Delta\varepsilon_{c,z}$ werden auf beiden Seitenflächen ($y = \pm 0,15$ m) aufgezeichnet. Somit werden die Spanngliedbrüche der exzentrisch liegenden Spannglieder zugleich oberflächennah und in größerer Tiefenlage ($\Delta y = 0,05$ m und $0,25$ m) gemessen, wobei der horizontale Abstand zwischen DFOS und Spannglied mit Δy bezeichnet ist. Die Messdaten werden mit einem ungewichteten gleitenden Mittel (Moving Average Filter) über 50 Messpunkte geglättet (vgl. [35]). Anschließend werden die

Dehnungsfelder interpoliert. Sie sind für PK 1 bis 3 in Bild 9 für unterschiedliche Tiefenlagen Δy des Spannglieds zusammengestellt. Die grauen Bereiche kennzeichnen Flächen außerhalb des Messgitters oder mit Ausfall einzelner Messpunkte (vgl. [36]). Die Ergebnisse der PK 4 und 5 werden in Kap. 5.2 und 5.3 betrachtet.

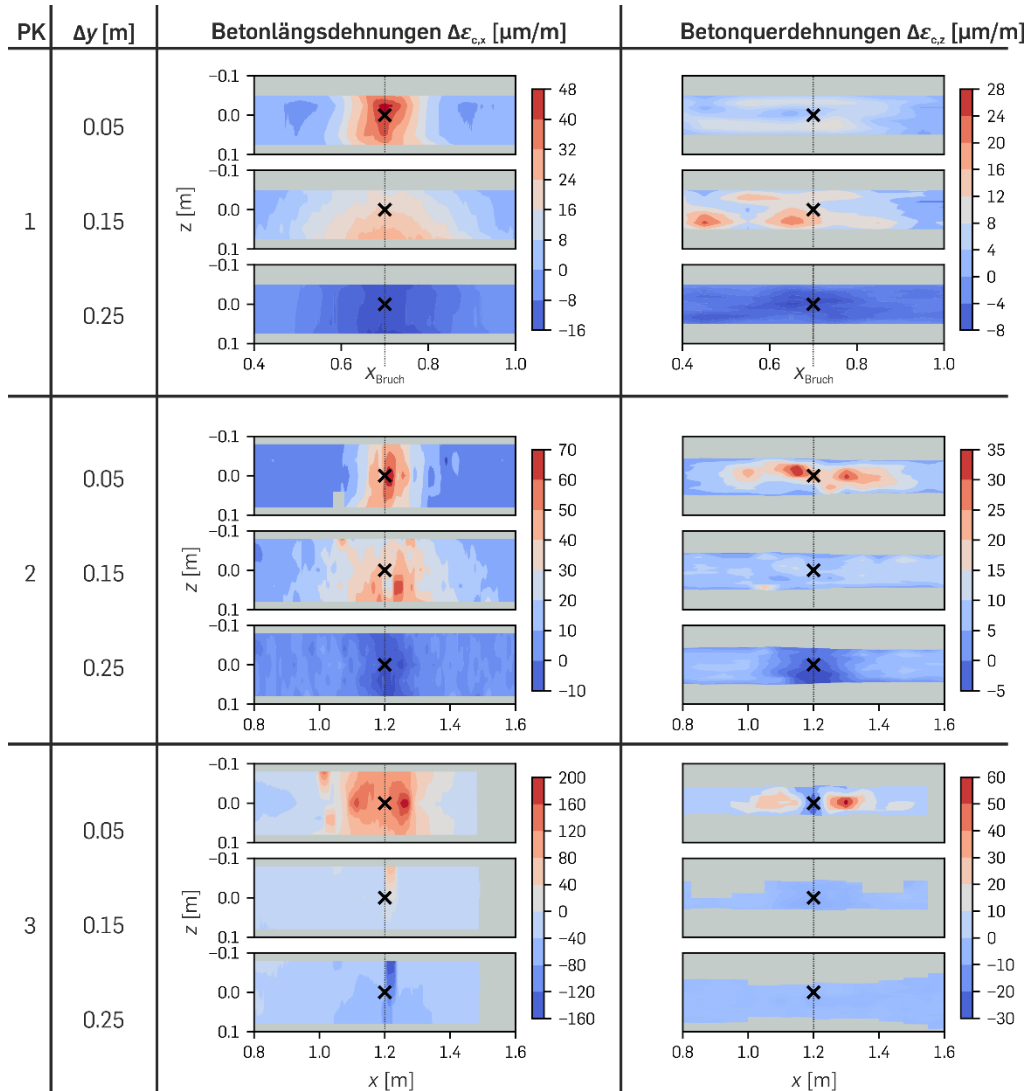


Bild 9: Dehnungsfelder der gerichteten Längsdehnungen $\Delta \varepsilon_{c,x}$ und Querdehnungen $\Delta \varepsilon_{c,z}$ an der Betonoberfläche, gemessen mit DFOS nach abgeschlossenem Spannstahlbruch für PK 1 bis 3 mit variierenden Tiefenlagen Δy , Bruchstellen sind mit einem Kreuz gekennzeichnet und liegen bei $x = 0,7$ m (PK 1) bzw. $x = 1,2$ m (PK 2 und 3)

Die Felder $\Delta \varepsilon_{c,x}$ (dritte Spalte) sind für die jeweiligen Δy bei allen Probekörpern qualitativ ähnlich. Für oberflächennahe Brüche mit $\Delta y = 0,05$ m wird an der Bruchstelle ein stark positives $\Delta \varepsilon_{c,x}$ ($48 - 160 \mu\text{m}/\text{m}$) registriert, erkennbar als ellipsenartiges Feld. Die Werte nehmen mit zunehmenden Abständen Δx bzw. Δz zur Bruchstelle ab, bis ein konstantes Niveau von $\leq 5 \mu\text{m}/\text{m}$ erreicht wird (Längsausbreitung: PK 1: ≈ 250 mm; PK 2: ≈ 400 mm; PK 3: ≈ 450 mm). Bei PK 3 treten die maximalen Messwerte $\Delta \varepsilon_{c,x,\text{max}}$ ($200 \mu\text{m}/\text{m}$) links und rechts von der Bruchstelle ($160 \mu\text{m}/\text{m}$) auf ($\Delta x \approx 60$ mm).

Mit zunehmender Tiefe ($\Delta y = 0,15$ m) werden weiterhin positive, aber deutlich geringere $\Delta \varepsilon_{c,x}$ gemessen (PK 1: $20 \mu\text{m/m}$; PK 2: $40 \mu\text{m/m}$; PK 3: $30 \mu\text{m/m}$). Die Längsausbreitung des Feldes wird größer (PK 1: ≈ 450 mm; PK 2: ≈ 650 mm; PK 3: ≈ 600 mm; Zunahme gegenüber $\Delta y = 0,05$ m von ≈ 200 mm). Für PK 2 entsteht an der Bruchstelle ein lokales Minimum zwischen den beiden Maxima, mit einem Abstand von $\Delta x \approx 50$ mm zur Bruchstelle.

In einer Tiefenlage $\Delta y = 0,25$ m werden für $\Delta \varepsilon_{c,x}$ Stauchungen gemessen. Diese liegen zwischen $-16 \mu\text{m/m}$ (PK 1) und $-150 \mu\text{m/m}$ (PK 3). Die Ausbreitung der Dehnungsänderungen liegt zwischen 400 mm (PK 2) und 540 mm (PK 3) und damit auf einem ähnlichen Niveau wie für $\Delta y = 0,05$ m.

Die Querdehnungsänderungen $\Delta \varepsilon_{c,z}$ zeigt die vierte Spalte von Bild 9. Für PK 1 ist bei keiner Tiefenlage ein ausgeprägter Maximalwert im Bereich der Bruchstelle erkennbar. Die Messwerte liegen im Bereich des Messrauschens. Bei PK 2 und 3 entsteht für $\Delta y = 0,05$ m ein ellipsenartiges Dehnungsfeld an der Bruchstelle (PK 2: $\Delta \varepsilon_{c,z,\text{max}} \approx 15$; PK 3: $\approx -25 \mu\text{m/m}$) und zwei ellipsenartige Felder jeweils $\Delta x \approx 60$ mm von der Bruchstelle entfernt (PK 2 ≈ 32 ; PK 3 $\approx 45 \mu\text{m/m}$). Eine ergänzende Darstellung der Querdehnungsfelder für PK 2 und 3 mit angepassten Skalen für Tiefenlagen $\Delta y \geq 0,15$ m ist in Bild 10 gegeben. Hier zeigt sich, dass die Dehnungsprofile mit zunehmender Tiefe ($\Delta y = 0,15$; $\Delta y = 0,25$ m) qualitativ ähnlich bleiben, aber sehr klein werden (Messrauschen $\approx 5 \mu\text{m/m}$).

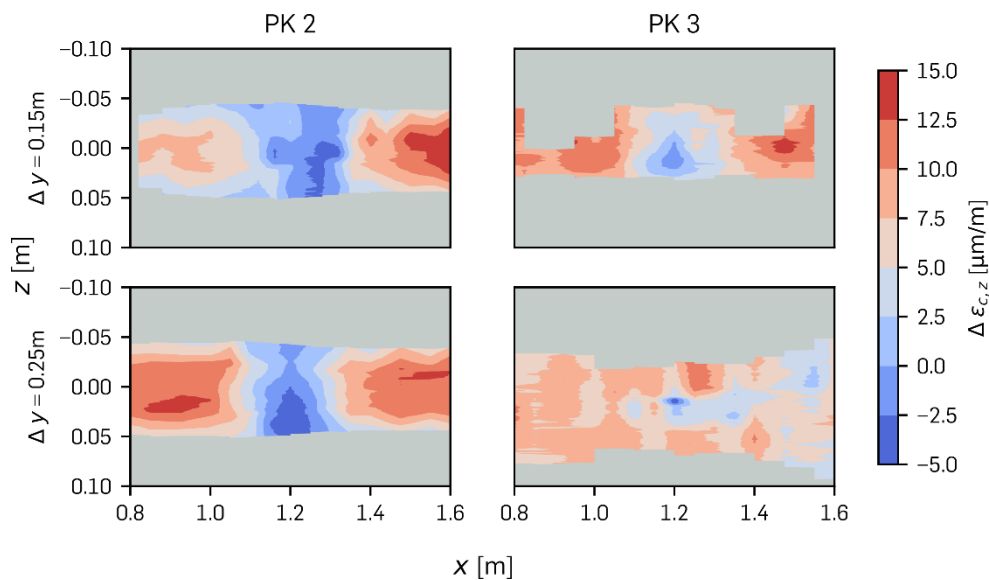


Bild 10: Gerichtetes Querdehnungen $\Delta \varepsilon_{c,z}$ an der Betonoberfläche der PK 2 und 3 infolge des Spanngliedbruchs bei $\Delta y \geq 0,15$ m und $x = 1,2$ m

5 Diskussion

5.1 Parameterkorrelationen

Um systematische Zusammenhänge zwischen Einflussgrößen des Spanngliedbruchs und den Dehnungsfeldern zu identifizieren, werden die geglätteten Dehnungsfelder in x -Richtung zunächst allgemein gültig in ihrer Form und Ausprägung mathematisch beschrieben (Bild 11a). Sie sind mit den folgenden, in Bild 11b dargestellten Parametern, charakterisiert:

- der Maximalwert der Dehnungsänderung $\Delta\epsilon_{c,x,\max}$
- die Dehnungsänderung an der bekannten Bruchstelle $\Delta\epsilon_{c,x}(x_{\text{Bruch}})$
- die konstante Dehnungsänderung $\Delta\epsilon_{c,x,\lim}$, die sich außerhalb des Bereichs der Neuverankerung ($x \rightarrow l$) einstellt
- die Ausbreitungslänge des Dehnungsfeldes l_c , welche durch einen Grenzwert $\Delta\epsilon_{c,x,\lim}$ definiert ist

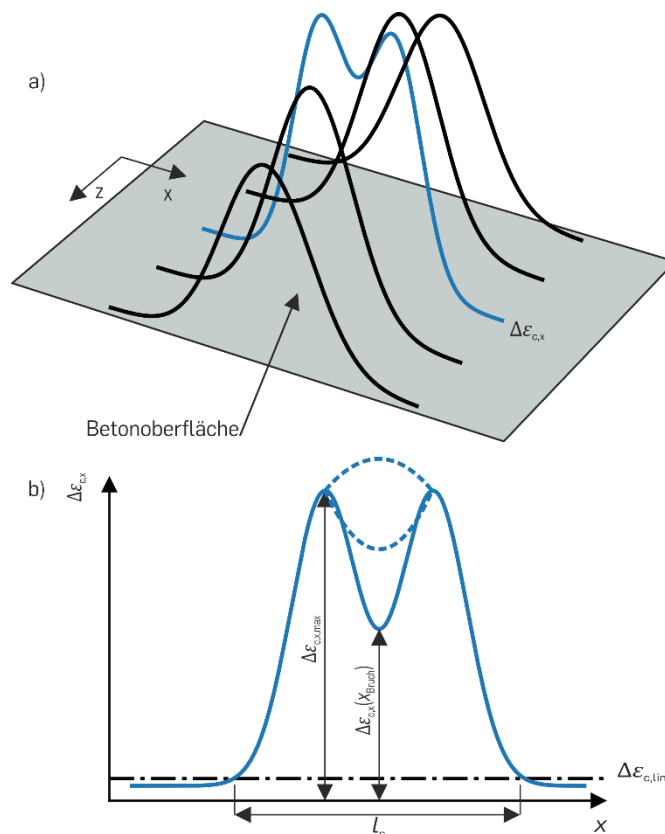


Bild 11: Längsdehnungen an der Betonoberfläche nach dem Spanngliedbruch: a) generische Darstellung entlang mehrere Messfasern, b) allgemeiner Verlauf der Dehnungsänderung infolge des Spanngliedbruchs entlang einer Linie (z konstant) mit Zuordnung der charakteristischen Parameter

Nachfolgend wird der Einfluss der in den Versuchen variierten Faktoren (vgl. Tab. 1) auf die charakteristischen Parameter des Dehnungsfeldes untersucht. Es werden jeweils die Messwerte der Faser verwendet, die dem

Spannglied am nächsten ist (PK 1: $\Delta z = 25$ mm; PK 2: 0 mm; PK 3: 0 mm; PK 4: 20 mm). Bild 12 zeigt in Streudiagrammen den Einfluss verschiedener Faktoren (Δy , $\varepsilon_{p,0}$, $f_{cm,cube}$, $\Delta \varepsilon_{c,x}(x_{Bruch})$) auf die charakteristischen Parameter (Bild 11b). Δy -Werte werden anhand der Symbole (0,05 m: Kreis; 0,15 m: Dreieck; 0,25 m: Raute), PK anhand der Farben (PK 1: blau; PK 2: rot; PK 3: gelb; PK 4: grün) unterschieden.

Bild 12a und b zeigen den Einfluss der Tiefenlage auf das Dehnungsfeld. Bei annähernd gleicher Vordehnung ($\varepsilon_{p,0} \approx 4000$ $\mu\text{m/m}$) nehmen $\Delta \varepsilon_{c,x,max}$ und $\Delta \varepsilon_{c,x}(x_{Bruch})$ mit zunehmendem Δy ab. Für $\Delta y = 0,25$ m werden trotz des lokalen Vorspannungsverlustes Druckdehnungen gemessen. Grund hierfür ist das durch ein exzentrisches Spannglied eingetragene Biegemoment M_z , das nach Gl. (4) die Axialdehnung ε_x erhöht oder vermindert (vgl. [35]). Die Detektion von Druckdehnungen belegt die globale Überlagerung des lokalen Dehnungsfelds durch globale Biegung.

$$\varepsilon_x = \frac{\sigma_x}{E} = \frac{1}{E} \cdot \left(\frac{N}{A} + \frac{M_z}{I_z} \cdot y + \frac{M_y}{I_y} \cdot z \right) \quad (4)$$

Die Streuung der Einzelergebnisse für $\Delta \varepsilon_{c,x,max}$ und $\Delta \varepsilon_{c,x}(x_{Bruch})$ wird relativ zum Absolutwert anhand der Standardabweichung bezogen auf den Mittelwert, also anhand des Variationskoeffizienten CV, ausgewertet. CV liegt für beide Parameter zwischen 0,34 und 0,57, wobei je Tiefenlage CV zwischen den Parametern um max. 0,06 abweicht. Die Streuung beider Parameter liegt demnach in vergleichbarem Rahmen.

Für das Querdehnungsfeld $\Delta \varepsilon_{c,z}$ wird der Mittelwert der Querdehnungsänderung $\Delta \bar{\varepsilon}_{c,z}$ über die Höhe des Messfeldes für einen konstanten x -Wert betrachtet. Der Einfluss von Δy auf $\Delta \varepsilon_{c,z}$ wird an der Bruchstelle ($x = x_{Bruch}$) untersucht (Bild 12c). $\Delta \bar{\varepsilon}_{c,z}$ liegt hierbei zwischen -5 $\mu\text{m/m}$ und 15 $\mu\text{m/m}$ und nimmt mit steigendem Δy zu. Unabhängig von der Tiefenlage sind für PK 2 deutlich höhere Änderungen (5 bis 10 $\mu\text{m/m}$) der mittleren Querdehnung an der Betonoberfläche zu verzeichnen, was auf die geringere Betonfestigkeitsklasse und die damit verbundene geringere Verbundfestigkeit und Steifigkeit des Betons zurückgeführt wird. Die Querdehnung des Spannstahls (Hoyer-Effekt, vgl. [37]) wird folglich in geringerem Maße behindert, was sich in einer erhöhten Dehnung auf der Betonoberfläche und der größten gemessenen Verankerungslänge l_{bp} (vgl. Kap. 4.1) widerspiegelt.

Der Einfluss der Betonfestigkeit wird anhand der Würfeldruckfestigkeit $f_{cm,cube}$ bei annähernd konstantem $\varepsilon_{p,0} \approx 4000$ $\mu\text{m/m}$ untersucht (Bild 12e). Für zentrische Spanngliedbrüche nimmt $\Delta \varepsilon_{c,x}(x_{Bruch})$ mit zunehmendem $f_{cm,cube}$ leicht ab, während der Absolutwert für exzentrische Brüche ansteigt. Eine vergleichbare Entwicklung kann für $\Delta \varepsilon_{c,x,max}$ beobachtet werden.

Den Einfluss der Vordehnung $\varepsilon_{p,0}$ auf $\Delta\varepsilon_{c,x,\max}$ zeigt Bild 12d durch einen Vergleich der Probekörper mit nur geringen Unterschieden in der Betonklasse (PK 1,3,4). $\varepsilon_{p,0}$ wird hierbei von $\approx 1500 \mu\text{m/m}$ auf $\approx 4000 \mu\text{m/m}$ erhöht. Für die exzentrischen Spannglieder ($\Delta y = 0,05 \text{ m}$; $\Delta y = 0,25 \text{ m}$) steigt $|\Delta\varepsilon_{c,x,\max}|$ mit zunehmender Vordehnung an ($\Delta y = 0,05 \text{ m}$: von 45 auf $150 \mu\text{m/m}$; $\Delta y = 0,25 \text{ m}$: von -10 auf $-40 \mu\text{m/m}$). Für den zentrischen Spanngliedbruch ist ebenfalls eine Zunahme zu beobachten (von $20 \mu\text{m/m}$ auf $35 \mu\text{m/m}$), die jedoch deutlich geringer ausfällt (zentrisch: $15 \mu\text{m/m}$; exzentrisch: -30 bzw. $105 \mu\text{m/m}$).

Abschließend wird der Zusammenhang zwischen der Ausbreitung des Dehnungsfeldes l_c und $\Delta\varepsilon_{c,x}(x_{\text{Bruch}})$ an den PK 1 bis 4 untersucht (Bild 12f). l_c variiert zwischen 400 und 700 mm und überschreitet mit Ausnahme von PK 2 in allen Versuchen die Neuverankerungslängen der Spannglieder nach Kap. 4.1 (vgl. Bild 8). Während l_c bei den exzentrischen Spanngliedern i.d.R. zwischen 450 und 550 mm liegt, werden bei den zentrischen Spanngliedern Werte von $\geq 550 \text{ mm}$ erreicht. Die unterschiedlichen Tiefenlagen teilen das Diagramm in drei Bereiche (senkrechte Linien in Bild 12f): für $\Delta y = 0,25 \text{ m}$ ist $\Delta\varepsilon_{c,x}(x_{\text{Bruch}}) < 0$, für die zentrischen Spannglieder $0 < \Delta\varepsilon_{c,x}(x_{\text{Bruch}}) < 50 \mu\text{m/m}$ und für die oberflächennahen ($\Delta y = 0,05 \text{ m}$) $\Delta\varepsilon_{c,x}(x_{\text{Bruch}}) > 50 \mu\text{m/m}$.

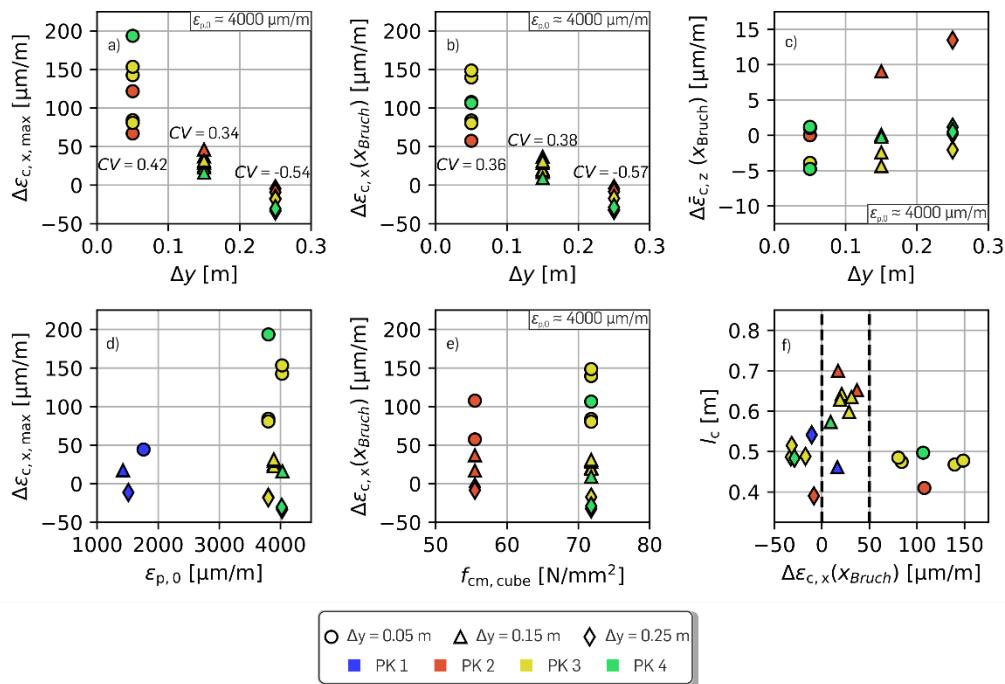


Bild 12: Korrelationsanalyse ausgewählter charakteristischer Parameter des Dehnungsfeldes zu verschiedenen Versuchsfaktoren: a) Tiefenlage Δy gegen maximale Betondehnung $\Delta\varepsilon_{c,x,\max}$, b) Δy gegen Betondehnung an der Bruchstelle $\Delta\varepsilon_{c,x}(x_{\text{Bruch}})$, c) Δy gegen mittlere Betondehnung $\Delta\varepsilon_{c,z}$ am Spanngliedbruch, d) Vordehnung $\varepsilon_{p,0}$ gegen $\Delta\varepsilon_{c,x,\max}$, e) Betondeckfestigkeit $f_{\text{cm,cube}}$ gegen $\Delta\varepsilon_{c,x}(x_{\text{Bruch}})$, f) $\Delta\varepsilon_{c,x}(x_{\text{Bruch}})$ gegen Ausbreitung des Dehnungsfeldes

l_c

5.2 Auswertung der Hauptdehnungen

An PK 4 erfolgt zusätzlich eine Messung an diagonal zur x -Richtung angeordneten Fasern (vgl. Bild 3b). Damit ist es möglich, an den Schnittpunkten die Haupt- und Schubdehnungen zu ermitteln. Die Berechnungen nach den Gln. (5) – (8) werden vereinfachend anstatt mit Dehnungsänderungen ($\Delta\varepsilon / \Delta\gamma$) anhand von Dehnungen (ε / γ) erläutert.

Zunächst wird das um φ gedrehte Koordinatensystem (ξ - η) eingeführt (Bild 11a). ε_ξ sind somit die Dehnungen entlang der gedrehten, diagonalen Faser. Eine Transformation zwischen den Koordinatensystemen erfolgt mithilfe der Koordinatentransformationsgleichung (Gl. 5), die zur Schubdehnung γ_{xz} umgeformt werden kann (Gl. 6). Anschließend werden der Winkel der Hauptdehnungen α (Gl. 7) sowie die Hauptdehnungen ε_1 und ε_2 (Gl. 8) an jedem Kreuzungspunkt berechnet.

$$\varepsilon_\xi = \frac{\varepsilon_x + \varepsilon_z}{2} + \frac{\varepsilon_x - \varepsilon_z}{2} \cos(2\varphi) + \frac{1}{2} \gamma_{xz} \sin(2\varphi) \quad (5)$$

$$\gamma_{xz} = \frac{2\varepsilon_\xi - (\varepsilon_x + \varepsilon_z) - (\varepsilon_x - \varepsilon_z) \cos(2\varphi)}{\sin(2\varphi)} \quad (6)$$

$$\tan(2\alpha) = \frac{\gamma_{xz}}{\varepsilon_x - \varepsilon_z} \quad (7)$$

$$\varepsilon_{1,2} = \frac{\varepsilon_x + \varepsilon_z}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\varepsilon_x - \varepsilon_z}{2}\right)^2 + \left(\frac{1}{2} \gamma_{xz}\right)^2} \quad (8)$$

Die Dehnungsänderungen infolge des zentrischen Spanngliedbruchs in PK 4 sind in Bild 13 zusammengefasst. Die Felder (Bild 13c,e) der gerichteten Dehnungen $\Delta\varepsilon_{c,x}$ und $\Delta\varepsilon_{c,z}$ werden nachher in Kap. 3.2 vorgestellten Methode ermittelt. Die transformierten Hauptdehnungen $\Delta\varepsilon_{c,1}$ (Bild 13b) und $\Delta\varepsilon_{c,2}$ (Bild 13d) sowie die Schubdehnung $\Delta\gamma_{c,xz}$ werden an den Kreuzungspunkten von drei Fasern ermittelt. Die Hauptdehnungen sind dort als Vektoren entsprechend dem zugehörigen Winkel α dargestellt. Für die Schubdehnung wird ein Dehnungsfeld (Bild 13f) nach Kap. 3.2 zwischen den Kreuzungspunkten der Fasern interpoliert.

Der Verlauf von $\Delta\varepsilon_{c,x}$ gleicht dem von PK 3 mit $\Delta y = 0,15$ m. An der Bruchstelle ($x_{\text{Bruch}} = 1,2$ m) werden $\approx 20 \mu\text{m/m}$ gemessen, die sich über eine Länge l_c von ≈ 600 mm abbauen bis sie ein konstantes Niveau von

$\approx 5 \mu\text{m/m}$ erreichen. Auch die Querdehnungsänderungen $\Delta\epsilon_{c,z}$ stellen sich ähnlich zu PK 3 an der Bruchstelle leicht negativ ($\approx -6 \mu\text{m/m}$) und in einer Entfernung von $\approx 300 \text{ mm}$ leicht positiv ($\approx 3 \mu\text{m/m}$) ein.

Die Hauptdehnungsänderungen $\Delta\epsilon_{c,1}$ und $\Delta\epsilon_{c,2}$ verlaufen insbesondere nahe der Bruchstelle ($1,1 \leq x \leq 1,4 \text{ m}$) nahezu parallel zum x-z-Koordinatensystem. Auch ihre Werte ($0 \leq \Delta\epsilon_{c,1} \leq 30 \mu\text{m/m}$; $-10 \leq \Delta\epsilon_{c,2} \leq 0 \mu\text{m/m}$) entsprechen in guter Näherung denen der gerichteten Dehnungen ($-5 \leq \Delta\epsilon_{c,x} \leq 35 \mu\text{m/m}$; $-10 \leq \Delta\epsilon_{c,z} \leq 5 \mu\text{m/m}$). Die Schubdehnungen $\Delta\gamma_{c,xz}$ sind in diesem Bereich gering.

Die Hauptdehnungen entsprechen also bei einer Ausrichtung der Faser parallel bzw. orthogonal zum Spannglied annähernd den gerichteten Dehnungen. Zugleich wird die Auflösung gröber, wenn nur die Kreuzungspunkte ausgewertet werden.

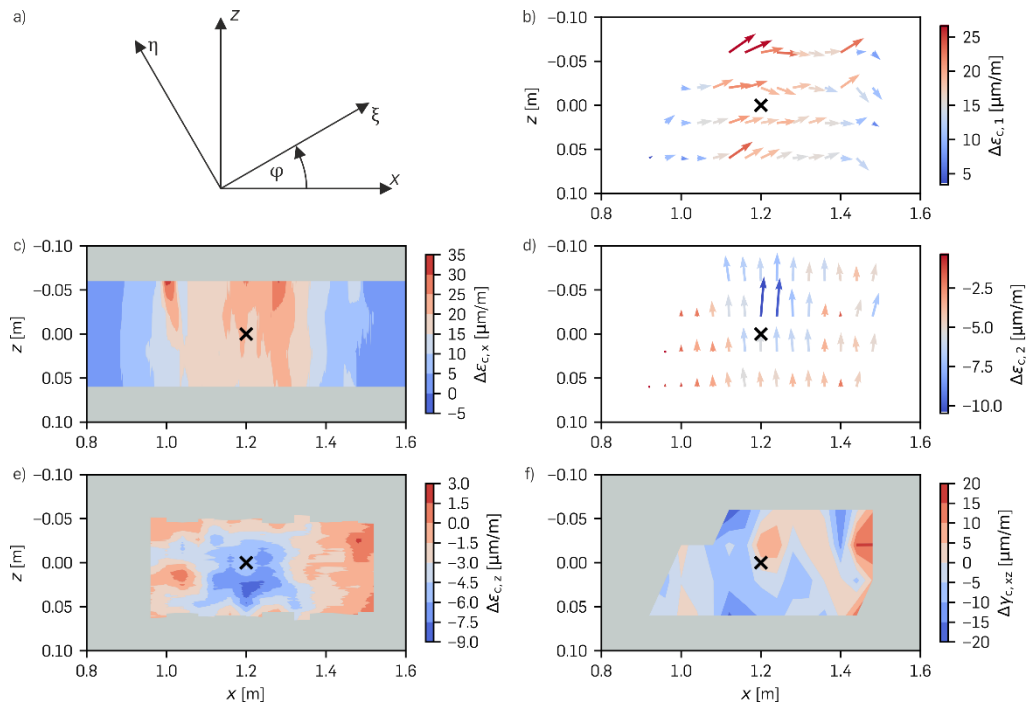


Bild 13: Dehnungen infolge eines Spanngliedbruchs für $\Delta y = 0,15 \text{ m}$ am PK 4, aufgezeichnet mit Fasern in drei Richtungen: a) Rotiertes Koordinatensystem um einen Winkel φ , b) erste Hauptdehnungen $\Delta\epsilon_{c,1}$, c) gerichtete Längsdehnungen $\Delta\epsilon_{c,x}$, d) zweite Hauptdehnungen $\Delta\epsilon_{c,2}$, e) gerichtete Querdehnungen $\Delta\epsilon_{c,z}$, f) Betonschubdehnungen $\Delta\gamma_{c,xz}$

5.3 Einfluss von Rissen

Risse sind als deutliche Dehnungsspitzen im Messsignal der DFOS erkennbar [32]. Die Überlagerung dieses dominanten Signals mit den geringen Dehnungsänderungen infolge des Spannstahlbruchs wird an PK 5 untersucht. Der Balken wird während des Trennens der Spannglieder in einem Vier-Punkt-Biegeversuch in y-Richtung belastet und die Dehnungsänderungen in neun ($\Delta\epsilon_{c,x}$) bzw. zwölf ($\Delta\epsilon_{c,y}$) Lagen aufgezeichnet. Der Abstand Δz zwischen Betonoberfläche und Spannglied ist konstant $0,1 \text{ m}$. Bild 14a zeigt die Oberfläche von PK 5 nach dem Bruch

des zentrischen Spannglieds ($x_{\text{Bruch}} = 1,2 \text{ m}$; $y_{\text{Bruch}} = 0,0 \text{ m}$) mit nachgezeichneten Rissen. Das Dehnungsfeld für $\Delta\epsilon_{c,x}$ in Bild 14b weist oberhalb des Schwerpunkts ($y < 0$) Druckdehnungen ($\approx -250 \mu\text{m/m}$), unterhalb ($y > 0$) Rissstellen mit Dehnungsspitzen auf. Abseits der Risse treten Zugdehnungen bis $\approx 100 \mu\text{m/m}$ auf. Die Dehnungsspitzen überlagern die Dehnungsänderungen des Spannstahlbruchs, sodass eine Lokalisierung der Bruchstelle zunächst nicht möglich ist.

In Bild 14c ist das Dehnungsfeld mit einem veränderten Bezugszeitpunkt nach Aufbringen der Last und angepasstem Wertebereich dargestellt. Hier ist der Spanngliedbruch (als Kreuz markiert) deutlich erkennbar, wird aber von den Zusatzdehnungen infolge der Rissaufweitung überlagert. Die beiden Risse nahe der Bruchstelle, die infolge des gebrochenen Spanngliedes weiter aufgehen und damit ein Dehnungssignal in der Faser erzeugen, sind weiterhin deutlich sichtbar.

Alternativ kann der Spanngliedbruch durch Auswertung der Querdehnungsänderungen $\Delta\epsilon_{c,y}$ (Bild 14d; identischer Bezugszeitpunkt wie in Bild 14b) detektiert werden. Da die Risse die Querfasern nicht kreuzen (s. Bild 14a), entstehen keine Dehnungsspitzen und die Bruchstelle tritt als ellipsenartiges Dehnungsfeld hervor.

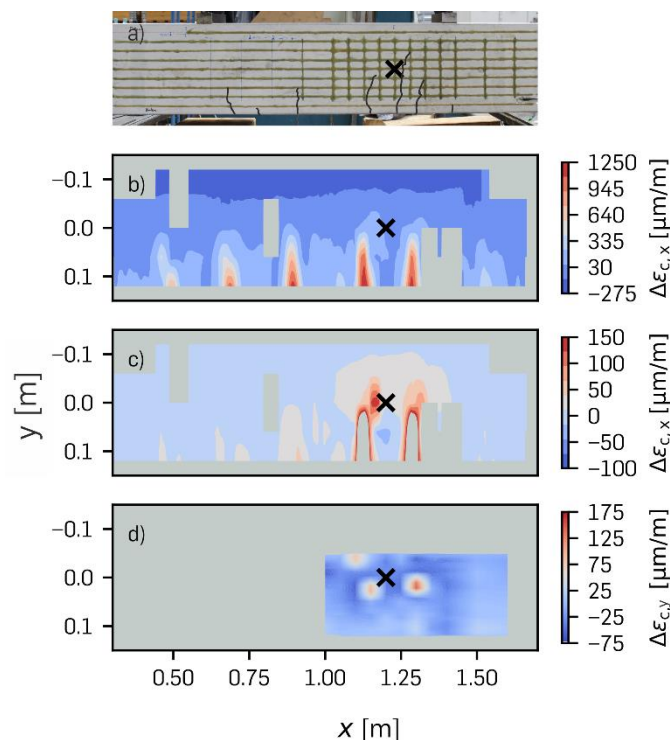


Bild 14: Einfluss von Rissen auf das Dehnungsfeld: a) Unterseite (x-y-Ebene) des Probekörpers mit nachgezeichneten Rissen infolge Querbiegung, b) Längsdehnungen infolge von Belastung, Rissbildung sowie Spanngliedbruch, c) Längsdehnungen infolge eines Spanngliedbruchs (reduzierter Betrachtungszeitraum) mit angepasstem Wertebereich, d) Querdehnungen, gemessen zeitgleich mit den Längsdehnungen in b)

6 Schlussfolgerungen

Der Beitrag stellt ein Verfahren zur Detektion von äußerlich nicht sichtbaren Spanngliedbrüchen vor. Die Ergebnisse zeigen, dass infolge des Bruchs charakteristische Dehnungsfelder an der Betonoberfläche entstehen, die mittels DFOS erfasst werden können. Folgende Schlussfolgerungen können gezogen werden:

- Mit DFOS-Messungen an der Betonoberfläche können hier Spannstahlbrüche bis zu einer Tiefenlage von ca. 0,25 m sicher detektiert werden. Größere Tiefenlagen werden in späteren Versuchsserien untersucht.
- Die größten Dehnungsänderungen entstehen in Richtung des Spannglieds auf Höhe der Bruchstelle. Sie liegen in den Versuchen zwischen gut messbaren 50 und 200 $\mu\text{m/m}$ und ermöglichen somit eine eindeutige Aussage über einen aufgetretenen Spanngliedbruch.
- Auch mit einer Faser orthogonal zum Spannglied ist eine Detektion der Brüche möglich. Die Dehnungsänderungen liegen zwischen -5 und -30 $\mu\text{m/m}$ und deutlich über der Messgenauigkeit der DFOS ($\pm 2 \mu\text{m/m}$). Sie sind primär bei geringeren Tiefenlagen des Spanngliedbruchs aussagekräftig. Die Verwendung ist insbesondere dann sinnvoll, wenn Biegerisse das Messsignal in Längsrichtung überlagern.
- Die Verwendung einer dritten Faserrichtung – z.B. in diagonalen Richtung zur Transformation in Hauptdehnungen – bietet für die Detektion von Spanngliedbrüchen keinen wesentlichen Mehrwert.

Empfohlen wird die Verwendung von DFOS in zwei Richtungen orthogonal und parallel zur Spanngliedachse. Parallel sind wenigstens drei Lagen zur Ableitung von Dehnungsfeldern und aus Gründen der Redundanz in der empfindlichen Messtechnik sinnvoll. Auf Grundlage der Daten wird erwartet, dass - in Abhängigkeit des Spannstahls und seines Verankerungsverhaltens - eine Detektion in Tiefenlagen von max. 50 cm möglich ist.

7 Dank

Die Autoren danken der Deutschen Forschungsgemeinschaft (DFG) für die finanzielle Unterstützung der Forschungsarbeiten im Rahmen des Vorhabens 501774158 als Teil des Schwerpunktprogramms 2388 „Hundert plus – Verlängerung der Lebensdauer komplexer Baustrukturen durch intelligente Digitalisierung“.

8 Literaturverzeichnis

- [1] Jackmuth, A. et al. (2022) *Die neue Erhaltungsstrategie für Brücken der Bundesfernstraßen* in: *BetonKalendar 2022*. John Wiley & Sons, Ltd, S. 347–373.
- [2] Heinrich, J. et al. (2021) *Detektieren ermüdungsbedingter Spannstahlbrüche mittels Rissmonitoring im Versuch und am Bauwerk* in: *Bauingenieur* 96, H. 03, S. 92–101.
- [3] Sanio, D. et al. (2018) *Bauwerksmessungen versus Rechenkonzepte zur Beurteilung von*

- Spannstahlermüdung in Betonbrücken* in: Bautechnik 95, H. 2, S. 99–110.
<https://doi.org/10.1002/bate.201700092>
- [4] Rauert, T.; Zehetmaier, G. (2018) *Alternatives stochastisches Nachweisverfahren für den Spannungs-risskorrosionsnachweis von Straßenbrücken* in: Beton- und Stahlbetonbau 113, H. 11, S. 807–820.
<https://doi.org/10.1002/best.201800066>
- [5] Nürnberger, U. (2002) *Corrosion induced failure mechanisms of prestressing steel* in: Materials and Corrosion 53, H. 8, S. 591–601. [https://doi.org/10.1002/1521-4176\(200208\)53:8<591::AID-MACO591>3.0.CO;2-X](https://doi.org/10.1002/1521-4176(200208)53:8<591::AID-MACO591>3.0.CO;2-X)
- [6] Albertin-Hummel, U.; Brandt, B. (2007) *Zur Beurteilung des Ankündigungsverhaltens von Spannbetonbrücken nach dem Riss-vor-Bruch-Kriterium. Vorschläge zur Vorgehensweise bei gefährdeten Brücken* in: Beton- und Stahlbetonbau 102, H. 9, S. 607–614. <https://doi.org/10.1002/best.200700570>
- [7] Hassani, S.; Dackermann, U. (2023) *A Systematic Review of Advanced Sensor Technologies for Non-Destructive Testing and Structural Health Monitoring* in: Sensors 23, H. 4, S. 2204.
<https://doi.org/10.3390/s23042204>
- [8] Deng, Z. et al. (2023) *The Current Development of Structural Health Monitoring for Bridges: A Review* in: Buildings 13, H. 6, S. 1360. <https://doi.org/10.3390/buildings13061360>
- [9] Scheel, H. (2006) *Spanndrahtbruchortung mit der magnetischen Streufeldmethode* in: Beton- und Stahlbetonbau 101, H. 8, S. 614–621. <https://doi.org/10.1002/best.200600490>
- [10] Mietz, J.; Fischer, J. (2005) *Verifizierung zerstörungsfreier Prüfverfahren zur Detektion von Spannstahlschäden an Spannbetonbauteilen mit nachträglichem Verbund* in: Beton- und Stahlbetonbau 100, H. 8, S. 656–663. <https://doi.org/10.1002/best.200590181>
- [11] Sodeikat, C. et al. (2019) *Acoustic Emission in der Bauwerksüberwachung zur Feststellung von Spannstahlbrüchen* in: Beton- und Stahlbetonbau 114, H. 10, S. 707–723.
<https://doi.org/10.1002/best.201900041>
- [12] Käding, M.; Schacht, G.; Marx, S. (2022) *Acoustic Emission analysis of a comprehensive database of wire breaks in prestressed concrete girders* in: Engineering Structures 270, S. 114846.
<https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2022.114846>
- [13] Sträter, N. et al. (2024) *Detection of tendon breaks in prestressed concrete structures using coda wave interferometry* in: Structural Concrete. <https://doi.org/10.1002/suco.202400680>
- [14] Clauß, F. et al. (2020) *Comparison of Experimentally Determined Two-Dimensional Strain Fields and Mapped Ultrasonic Data Processed by Coda Wave Interferometry* in: Sensors 20, Nr. 14.

<https://doi.org/10.3390/s20144023>

- [15] Clauß, F. et al. (2022) *Correlation of Load-Bearing Behavior of Reinforced Concrete Members and Velocity Changes of Coda Waves* in: *Materials* (Basel, Switzerland) 15, Nr. 3.
<https://doi.org/10.3390/ma15030738>
- [16] Clauß, F.; Ahrens, M. A.; Mark, P. (2022) *Thermo-mechanical experiments on reinforced concrete beams: Assessing thermal, mechanical, and mixed impacts on fiber optic measurements* in: *Structural Concrete* 23, H. 6, S. 3521–3537. <https://doi.org/10.1002/suco.202100890>
- [17] Konertz, D. et al. (2019) *Faseroptische Messung von Dehnungs- und Temperaturfeldern* in: *Bauingenieur* 94, 07-08, S. 292–300. <https://doi.org/10.37544/0005-6650-2019-07-08-70>
- [18] Schmidt-Thrö, G.; Scheufler, W.; Fischer, O. (2016) *Kontinuierliche faseroptische Dehnungsmessung im Stahlbetonbau* in: *Beton- und Stahlbetonbau* 111, H. 8, S. 496–504.
<https://doi.org/10.1002/best.201600026>
- [19] Speck, K. et al. (2019) *Faseroptische Sensoren zur kontinuierlichen Dehnungsmessung im Beton* in: *Beton- und Stahlbetonbau* 114, H. 3, S. 160–167. <https://doi.org/10.1002/best.201800105>
- [20] Becks, H. et al. (2023) *Monitoring concept for the propagation of compressive fatigue in externally pre-stressed concrete beams using digital image correlation and fiber optic sensors* in: *Fatigue & Fracture of Engineering Materials & Structures* 46, H. 2, S. 514–526. <https://doi.org/10.1111/ffe.13881>
- [21] Bassil, A. et al. (2020) *Concrete Crack Monitoring Using a Novel Strain Transfer Model for Distributed Fiber Optics Sensors* in: *Sensors* 20, Nr. 8. <https://doi.org/10.3390/s20082220>
- [22] Kindler, A. et al. (2023) *Langzeitrisssmonitoring an Spannbetonkonstruktionen mittels Distributed Strain Sensing* in: *Bautechnik* 100, H. 7, S. 383–395. <https://doi.org/10.1002/bate.202300025>
- [23] Richter, B.; Herbers, M.; Marx, S. (2024) *Crack monitoring on concrete structures with distributed fiber optic sensors—Toward automated data evaluation and assessment* in: *Structural Concrete* 25, H. 2, S. 1465–1480. <https://doi.org/10.1002/suco.202300100>
- [24] Burger, H. et al. (2024) *Untersuchungen zur Verbundverankerung von durchtrennten Spanngliedern beim Brückenrückbau* in: *Beton- und Stahlbetonbau*. <https://doi.org/10.1002/best.202400046>
- [25] Betz, P. et al. (2024) *Rückverankerung beim Durchtrennen historischer Spannglieder* in: *Beton- und Stahlbetonbau* 119, H. 10, S. 764–776. <https://doi.org/10.1002/best.202400048>
- [26] Sanio, D. et al. (2021) *Nachträgliche Verbundverankerung von Stabspanngliedern* in: *Beton- und Stahlbetonbau* 116, H. 10, S. 741–753. <https://doi.org/10.1002/best.202100069>
- [27] Sanio, D.; Mark, P. (2020) *Spanngliedverankerung beim Rückbau von Brücken* in: Bergmeister, K. [Hrsg.]

Beton-Kalender 2020. Ernst & Sohn, S. 249–292.

- [28] DIN EN 1992-1-1 *Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Regeln - Regeln für Hochbauten, Brücken und Ingenieurbauwerke*. Berlin: Beuth.
- [29] Herbers, M. et al. (2023) *Crack monitoring on concrete structures: Comparison of various distributed fiber optic sensors with digital image correlation method* in: *Structural Concrete* 24, H. 5, S. 6123–6140.
<https://doi.org/10.1002/suco.202300062>
- [30] Weisbrich, M.; Holschemacher, K.; Bier, T. (2020) *Comparison of different fiber coatings for distributed strain measurement in cementitious matrices* in: *Journal of Sensors and Sensor Systems* 9, H. 2, S. 189–197. <https://doi.org/10.5194/jsss-9-189-2020>
- [31] Chapeleau, X.; Bassil, A. (2021) *A General Solution to Determine Strain Profile in the Core of Distributed Fiber Optic Sensors under Any Arbitrary Strain Fields* in: *Sensors* 21, Nr. 16, p. 5423.
<https://doi.org/10.3390/s21165423>
- [32] Mata-Falcón, J. et al. (2020) *Combined application of distributed fibre optical and digital image correlation measurements to structural concrete experiments* in: *Engineering Structures* 225, S. 111309.
<https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2020.111309>
- [33] Clauß, F.; Ahrens, M. A.; Mark, P. (2021) *A comparative evaluation of strain measurement techniques in reinforced concrete structures* in: *Structural Concrete* 22, H. 5, S. 2992–3007.
<https://doi.org/10.1002/suco.202000706>
- [34] Papageorgiou, M.; Leibold, M.; Buss, M. (2015) *Methode der kleinsten Quadrate* in: Papageorgiou, M.; Leibold, M.; Buss, M. [Hrsg.] *Optimierung: Statische, dynamische, stochastische Verfahren für die Anwendung*. 4. Aufl. Berlin, Heidelberg: Springer Vieweg, S. 133–151.
- [35] Paul, A.; Sanio, D.; Mark, P. (2024) *Monitoring tendon breaks in concrete structures at different depths using distributed fiber optical sensors* in: *e-Journal of Nondestructive Testing* 29, H. 7.
<https://doi.org/10.58286/29598>
- [36] Sawicki, B. et al. (2020) *Detection and Measurement of Matrix Discontinuities in UHPFRC by Means of Distributed Fiber Optics Sensing* in: *Sensors* 20, H. 14, S. 3883. <https://doi.org/10.3390/s20143883>
- [37] Hegger, J.; Bertram, G. (2010) *Verbundverhalten von vorgespannten Litzen in UHPC* in: *Beton- und Stahlbetonbau* 105, H. 6, S. 379–389. <https://doi.org/10.1002/best.201000019>

Autoren

Aeneas Paul, M. Sc. (Korrespondenzautor)

aeneas.paul@rub.de

Ruhr-Universität Bochum
Lehrstuhl für Massivbau
Universitätsstraße 150
44780 Bochum

Dr.-Ing. David Sanio
david.sanio@rub.de
Ruhr-Universität Bochum
Lehrstuhl für Massivbau
Universitätsstraße 150
44780 Bochum

Prof. Dr.-Ing. Peter Mark
peter.mark@rub.de
Ruhr-Universität Bochum
Lehrstuhl für Massivbau
Universitätsstraße 150
44780 Bochum