

TECHNISCHE UNIVERSITÄT MÜNCHEN
TUM School of Engineering and Design

Zur Beurteilung des Zustands von Brücken bei Spannstahlausfällen infolge von Spannungsrisskorrosion

Matthias Rainer Wild

Vollständiger Abdruck der von der TUM School of Engineering and Design der Technischen Universität München zur Erlangung des akademischen Grades eines

Doktors der Ingenieurwissenschaften

genehmigten Dissertation.

Vorsitzender: Prof. Dr.-Ing. Martin Mensinger

Prüfer der Dissertation: 1. Prof. Dr.-Ing. Oliver Fischer
2. Prof. Dr.-Ing. Thomas Braml

Die Dissertation wurde am 10.06.2021 bei der Technischen Universität München eingereicht und durch die TUM School of Engineering and Design am 10.11.2021 angenommen.

Kurzfassung

Die Zustandsbeurteilung von Bestandsbrücken erfordert je Schädigungsszenario ein individuelles Bewertungskonzept. Schädigungsprozesse, welche zu einem spröden Versagen führen, wie z.B. der Spannstahlausfall durch SpRK, sind hierbei besonders kritisch zu betrachten. In dieser Arbeit werden aktuelle Regelwerke zur Beurteilung der SpRK-Gefährdung in Längstragrichtung analysiert und eine Optimierung vorgeschlagen. Auf Basis eines stochastischen Ansatzes wird zudem ein praxistaugliches Bewertungskonzept für die SpRK-Gefährdung in Quertragrichtung erarbeitet.

Abstract

The condition assessment of existing bridges requires an individual assessment concept for each damage scenario. Damage processes which lead to a brittle failure, such as prestressing steel failure due to SCC, are to be considered particularly critical. In this work, current regulations for the assessment of the risk of stress corrosion cracking in the longitudinal direction are analysed and an optimization is proposed. A practical evaluation concept, based on a stochastic approach, for the risk of prestressing steel failure due to SCC in the transverse direction is also developed.

Vorwort

Die vorliegende Arbeit entstand während meiner Tätigkeit als wissenschaftlicher Mitarbeiter und Gastwissenschaftler am Lehrstuhl für Massivbau der Technischen Universität München. Die Themenstellung entwickelte sich aus fachlichen Diskussionen am Lehrstuhl, mit Ingenieurbüros und Behördenvertretern.

Mein ganz besonderer Dank gilt meinem Doktorvater Herrn Univ.-Prof. Dr.-Ing. Dipl.-Wirt. Ing. Oliver Fischer für den initialen Anstoß dieses Forschungsthemas, die fachliche Betreuung während der gesamten Forschungstätigkeit und das entgegengebrachte Vertrauen und die Motivation, insbesondere in den letzten Jahren der Fertigstellung dieser Arbeit. Herrn Univ.-Prof. Dr.-Ing. Thomas Braml möchte ich für das Interesse an dieser Arbeit und die bereitwillige Übernahme des Koreferats danken. Bei Herrn Univ.-Prof. Dr.-Ing. Martin Mensinger bedanke ich mich für die Übernahme des Vorsitzes der Prüfungskommission.

An dieser Stelle möchte ich mich auch bei allen Kolleginnen und Kollegen des Lehrstuhls und allen Mitarbeiterinnen und Mitarbeitern des Materialprüfungsamtes für das Bauwesen der Technischen Universität München bedanken. Neben wertvollen fachlichen Diskussionen war die Gemeinsamkeit durch eine zwischenmenschlich sehr angenehme Zusammenarbeit geprägt.

Ein ganz herzlicher Dank gilt allen meinen Freunden und meiner Familie für ihre Unterstützung in der zeitintensiven Erstellung dieser Arbeit, ihre Geduld und das entgegengebrachte Vertrauen und die daraus resultierende Motivation.

München, Mai 2021

Matthias Wild

Inhaltsverzeichnis

Inhaltsverzeichnis		v
1	Einleitung	1
1.1	Problemstellung	1
1.2	Zielsetzung und Aufbau der Arbeit	3
2	Grundlagen der Spannungsrissskorrosion	7
2.1	Korrosionsprozesse im Bauwesen	7
2.2	Erläuterung des Begriffs Spannungsrissskorrosion	9
2.3	Arten der Spannungsrissskorrosion	13
2.3.1	Gemeinsamkeiten der kathodischen und anodischen Spannungsrissskorrosion	13
2.3.2	Anodische Spannungsrissskorrosion	13
2.3.3	Kathodische Spannungsrissskorrosion	15
2.4	Schädigungsmechanismen der kathodischen Spannungsrissskorrosion	20
2.4.1	Allgemeines	20
2.4.2	Drucktheorie	20
2.4.3	Adsorptionstheorie	21
2.4.4	Dekohäsionstheorie	22
2.4.5	Versetzungstheorie	24
2.4.6	Zusammenfassung der Schädigungsmechanismen	25
3	Historischer Rückblick: Schadensfälle im Spannbetonbau aufgrund von Spannungsrissskorrosion	27
3.1	Gefährdungspotential durch Spannungsrissskorrosion	27
3.2	Schäden an Spannbetonbauteilen mit Tonerdeschmelzzement	28

3.3	Schadensfälle an Spannstahlstäben St 110/135	30
3.4	Internationale Einordnung der Spannungsrissskorrosionsproblematik im Spannbetonbau	31
3.5	Schadensfälle.....	33
3.5.1	Schadensfälle bei Transport und Lagerung	33
3.5.2	Teileinsturz einer Produktionshalle in Mannheim (1989).....	33
3.5.3	Verhinderter Einsturz einer Fabrikhalle in Mühlacker (1992) ...	35
3.5.4	Verhinderter Einsturz einer Fabrikhalle in Schrobenhausen (1995)	36
3.5.5	Zusammenfassung und Fazit	36
3.6	Auffälligkeiten.....	37
3.6.1	Allgemeines	37
3.6.2	Auffälligkeiten im Hochbau	37
3.6.3	Auffälligkeiten im Brückenbau	38
3.6.4	Weitere Auffälligkeiten	41
3.7	Zusammenfassung	44
4	Spannungsrissskorrosion im Spannbetonbau	47
4.1	Randbedingungen und Einflussfaktoren.....	47
4.1.1	Allgemeines	47
4.1.2	Mechanische Belastung	47
4.1.3	Medium.....	49
4.2	Spannungsrissskorrosionsgefährdete Spannstähle.....	52
4.2.1	Allgemeines	52
4.2.2	Einflussfaktoren auf die Empfindlichkeit von Spannstahl gegenüber SpRK.....	52
4.2.3	Unterschiedliche Gefährdung verschiedener Stahllarten hinsichtlich SpRK.....	55

	4.2.4	Besonders gefährdete Spannstähle	57
	4.2.5	Zulassungs- und Überwachungsprüfungen für aktuelle Spannstähle.....	61
	4.3	Zusammenfassung.....	62
5	Beurteilung von spannungsrissskorrosionsgefährdeten Bauwerken nach aktuellen Regelwerken		63
	5.1	Veranlassung und Chronologie relevanter Richtlinien zur Beurteilung von spannungsrissskorrosionsgefährdeten Bauwerken.....	63
	5.2	Handlungsanweisung Spannungsrissskorrosion	65
	5.2.1	Allgemeines.....	65
	5.2.2	Querschnittsweiser Nachweis eines Ankündigungsverhaltens....	65
	5.2.3	Stochastischer Nachweis eines Ankündigungsverhaltens	71
	5.3	Konzept der Deutschen Bahn AG zur Beurteilung von Spannungsrissskorrosion	79
	5.3.1	Hintergrund und konzeptionelles Vorgehen.....	79
	5.3.2	Ausfallszenario 1: Ein Riss je Spannglied.....	80
	5.3.3	Ausfallszenario 2: Drahtweiser Ausfall mit unbegrenzter Rissanzahl.....	83
	5.4	Vergleich der Handlungsanweisung Spannungsrissskorrosion mit dem Konzept der Deutschen Bahn AG	86
	5.5	Brückenquerrichtung: Anwendung aktueller Regelwerke zur Beurteilung der Spannungsrissskorrosionsgefährdung.....	88
	5.5.1	Nachweis gemäß „Handlungsanweisung Spannungsrissskorrosion“	88
	5.5.2	Konzept der Deutschen Bahn AG	90
	5.5.3	Fazit	90
	5.6	Zusammenfassung.....	90
6	Aspekte zur Beurteilung der Spannungsrissskorrosionsgefährdung in Brückenlängsrichtung		93

6.1	Motivation	93
6.2	Festlegung des Untersuchungsrahmens.....	94
6.3	Methodisches Vorgehen	96
6.4	Exkurs: Verkehrslasten auf Straßenbrücken	97
6.4.1	Historische Entwicklung von normativen Regelungen zu Verkehrslasten auf Straßenbrücken	97
6.4.2	Objektbezogene Ermittlung von Verkehrslasten auf Straßenbrücken mittels Verkehrslastsimulation	100
6.5	Einfluss der absoluten Verkehrsbelastung.....	101
6.5.1	Zielsetzung und Ansatz	101
6.5.2	Diskussion des Einflusses der absoluten Verkehrsbelastung auf den SpRK-Nachweis.....	103
6.5.3	Parametervariation.....	107
6.5.4	Zusammenfassung der Ergebnisse.....	115
6.6	Einfluss des Verkehrslastanteils bei Erstrissbildung	117
6.6.1	Zielsetzung und Ansatz	117
6.6.2	Diskussion des relevanten Verkehrslastanteils	118
6.6.3	Parametervariation.....	119
6.6.4	Zusammenfassung der Ergebnisse.....	125
6.7	Einfluss des statisch unbestimmten Anteils der Vorspannung.....	126
6.7.1	Zielsetzung und Ansatz	126
6.7.2	Abminderung des statisch unbestimmten Anteils der Vorspannung aufgrund von Spannstahlbrüchen.....	128
6.7.3	Parametervariation.....	129
6.7.4	Zusammenfassung der Ergebnisse.....	130
6.8	Einfluss der Anzahl an Nachweisschnitten	132
6.8.1	Zielsetzung und Ansatz	132

6.8.2	Diskussion der Anzahl an Nachweisschnitten.....	133
6.8.3	Parametervariation.....	136
6.8.4	Zusammenfassung der Ergebnisse.....	137
6.9	Einfluss der Korrelation von Spannstahlbrüchen.....	138
6.9.1	Zielsetzung und Ansatz	138
6.9.2	Parametervariation.....	139
6.9.3	Zusammenfassung der Ergebnisse.....	141
6.10	Lokales Monitoring von Querschnitten ohne Ankündigungsverhalten ...	142
6.10.1	Zielsetzung und Ansatz	142
6.10.2	Parametervariation.....	143
6.10.3	Monitoringverfahren und Methoden zur Materialuntersuchung	145
6.10.4	Zusammenfassung	150
6.11	Bewertung der untersuchten Aspekte (Brückenlängsrichtung).....	151
7	Aspekte zur Beurteilung der Spannungsrisskorrosionsgefährdung in Brückenquerrichtung	153
7.1	Quervorspannung von Spannbetonbrücken.....	153
7.2	Lastansatz in Brückenquerrichtung	154
7.2.1	Lastmodell	154
7.2.2	Auswirkungen des Lastansatzes auf die Beurteilung der Brückenquerrichtung hinsichtlich Spannungsrisskorrosion	155
7.3	Diskussion von Ankündigungssignalen	156
7.3.1	Nachweisverfahren gemäß Handlungsanweisung Spannungsrisskorrosion („Riss-vor-Bruch“-Kriterium).....	156
7.3.2	Versagensankündigung durch Verformung	157
7.4	Stochastischer Ansatz zur Beurteilung der Resttragfähigkeit in Brückenquerrichtung	158

7.4.1	Motivation für die Entwicklung eines stochastischen Verfahrens	158
7.4.2	Methodisches Vorgehen	159
7.4.3	Betrachtung des Brückenlängssystems als Beurteilungsbasis für die Quertragrichtung	161
7.4.4	Erforderlicher Restspannstahlquerschnitt zur Sicherstellung der Resttragfähigkeit	166
7.4.5	Simulation von Spannstahlbrüchen	177
7.4.6	Bewertung: Übergang vom Quer- zum Längssystem	180
7.4.7	Bayessches Update	187
7.5	Vereinfachtes Verfahren zur Beurteilung der SpRK-Gefährdung in Brückenquerrichtung	190
7.6	Weitere mögliche Beurteilungskriterien	196
7.6.1	Allgemeines	196
7.6.2	Grenzspannung	196
7.6.3	Systemidentifikation	198
7.6.4	Monitoring	199
7.6.5	Einzelbruchwahrscheinlichkeit	199
7.6.6	Lokale Probennahme	201
7.6.7	Bestimmung der maximal aufnehmbaren Verkehrslast	204
7.7	Zusammenfassung zur SpRK-Beurteilung in Quertragrichtung	204
8	Anwendungsbeispiel: Beurteilung der SpRK-Gefährdung in Querrichtung	207
8.1	Beschreibung des Bauwerks	207
8.1.1	Allgemeines	207
8.1.2	Statisches System	207
8.1.3	Materialkennwerte	208
8.2	Ermittlung des erforderlichen Spannstahls	209

8.2.1	Lastannahmen.....	209
8.2.2	Bestimmung der mitwirkenden Breiten.....	210
8.2.3	Statische Berechnung – Schnittgrößen und erforderlicher Spannstahl.....	211
8.3	Beurteilung in Brückenquerrichtung	214
8.3.1	Simulation von Spannstahlbrüchen	214
8.3.2	Faltung und Bewertung	216
8.3.3	Studie: Variation des ursprünglich vorhandenen Spannstahls ..	217
8.3.4	Handlungsoptionen bei negativem SpRK-Nachweis	222
8.3.5	Vergleich mit anderen Nachweisverfahren	223
8.4	Zusammenfassung.....	226
9	Zusammenfassung und Ausblick	227
	Verwendete Abkürzungen und Formelzeichen	231
	Literaturverzeichnis	237
	Anhang A Parameterstudie in Längsrichtung	259
	Anhang B Ablaufschema zur Beurteilung in Querrichtung.....	275
	Anhang C Parameterstudie (Querrichtung)	277
	Anhang D Auswertetabellen (Vereinfachtes Verfahren Querrichtung).....	297

1 Einleitung

1.1 Problemstellung

Die Spannbetonbauweise hat sich ab circa 1950 in Deutschland als dominierendes Konstruktionsprinzip im Brückenbau durchgesetzt. Der rapide steigende Anteil an Spannbetonbauwerken beruht auf technischen und wirtschaftlichen Vorteilen gegenüber früheren Bauweisen [König et al.1986]. In den Statistiken des zuständigen Bundesministeriums spiegelt sich der Erfolg der Spannbetonbauweise wider. Nach [BMVBS2013] wurden rund 70 % der Brückenfläche von Bundesfernstraßen des aktuellen Brückenbestandes in Spannbeton ausgeführt. Dies entspricht einem Anlagevermögen von etwa 30 Mrd. Euro (ohne Berücksichtigung von Eisenbahnbrücken bzw. kommunalen Bauwerken) [Peil2010]. Viele dieser Bauwerke sind in den späten 1950er bis 1980er Jahren erstellt worden. Für die dauerhafte Sicherstellung der Mobilität und somit das wirtschaftliche Wachstum ist ein funktionierendes Fernstraßennetz essenziell, daher wird der Umgang mit diesem alternden Brückenbestand auf politischer Ebene in Strategieplanungen behandelt (vgl. [BMVBS2013]) und führt zu Diskussionen im Bundestag (vgl. [BMVI2015a]). Die Diskussion über den Zustand deutscher Autobahnbrücken findet neben politischen Debatten und Fachpublikationen auch immer mehr Einzug in allgemeine Print- und Webmedien und wird somit zu einem Thema der breiten Öffentlichkeit (vgl. [Wüst2016], [Dietrich2016a], [Dietrich2016b] und [Jaeger2016]). Aufgrund eines bisher zurückhaltenden Finanzierungskonzepts, des zunehmenden Schwerverkehrs (vgl. [Naumann2007]) und der vorhandenen Altersstruktur mit einer zunehmenden Verschlechterung des Bauwerkszustandes gewinnt die Thematik der Bauwerkserhaltung an Brisanz. Hierbei ist es wichtig, den Zustand von Bauwerken aus technischer Sicht möglichst realitätsnah einzuschätzen, um über eine Priorisierung die vorhandenen finanziellen Mittel für Ertüchtigungs- bzw. Neubaumaßnahmen gezielt einzusetzen und ein Schadensrisiko zu minimieren.

Vor dem Hintergrund des steigenden Verkehrsaufkommens und der Fortentwicklung von Konstruktionsprinzipien und technischen Regelwerken bietet die „Richtlinie zur Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand“ (kurz: Nachrechnungsrichtlinie [BMVBS2011c]) ein Konzept zur Beurteilung der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit von Bestandsbauwerken. Auf Basis der Nachrechnungsrichtlinie können

objektspezifische Bewertungen von älteren Brückenbauwerken durchgeführt werden. Die Nachrechnungsrichtlinie besteht seit 2011 und wird durch systematische Analysen in ihrer Effizienz verbessert [Fischer et al.2014a]. Unter Berücksichtigung von streckenabhängigen Faktoren können Investitionen in das Infrastrukturnetz volkswirtschaftlich sinnvoll geplant werden. Im Rahmen von objektbezogenen Brückennachrechnungen treten jedoch zum Teil spezielle Probleme auf, die der früher gültigen Normung (wie z.B. beim Querkraftnachweis) bzw. veralteten Konstruktionsprinzipien (wie z.B. bei der Koppelfugenproblematik) geschuldet sind. Diese spezifischen Problemstellungen konnten über den Zugewinn an Erfahrung mit der Spannbetonbauweise in den zurückliegenden Jahrzehnten identifiziert werden. Die Normung und die eingesetzten Spannverfahren wurden in der Folge derart weiterentwickelt, dass diese Schwachpunkte in neu erstellten Bauwerken nicht mehr existieren. Um die uneingeschränkte Nutzung eines Bestandsbauwerkes sicherstellen zu können, müssen diese hinsichtlich aller potenziellen Problemstellen positiv beurteilt werden. Ist ein einzelnes Schädigungsszenario nicht mit hinreichender Wahrscheinlichkeit ausschließbar, so ist das Bauwerk als gefährdet einzustufen und es müssen Maßnahmen, wie z.B. eine Ertüchtigung oder der Rückbau, ergriffen werden. Andererseits stellt es einen volkswirtschaftlichen Verlust dar, wenn ein Bauwerk aufgrund eines einzelnen Defizits lediglich aufgrund unzureichender Beurteilungsverfahren durch einen Ersatzneubau ersetzt werden muss.

Im Speziellen ist deshalb die Problematik der Spannungsrissskorrosion von großer Bedeutung. Die Spannungsrissskorrosion ist ein stark werkstoffabhängiger Korrosionsprozess, der auch nach längerer Nutzungsphase zu verzögerten Spannstahlbrüchen führen kann. Dieser Prozess kann im Inneren des Bauwerks ablaufen und erfolgt ohne ausgeprägte Bildung von Korrosionsprodukten. Die Schädigung kann folglich äußerlich unerkannt fortschreiten. Je nach statischem System bedingt die Spannungsrissskorrosion die Gefahr des Totalversagens eines Bauwerks unter seltener Einwirkungskombination ohne vorheriges Ankündigungsverhalten durch Rissbildung im Betonquerschnitt unter häufiger Belastung. Dieses Gefährdungsszenario kann den alleinigen Ausschlag für die Entscheidung zum Rückbau und Ersatzneubau eines Brückenbauwerks geben. Obwohl bisher noch keine konkreten Schadensfälle mit dem Versagen eines Brückenbauwerks bekannt sind, ist die Dringlichkeit eines Beurteilungskonzepts für die Problematik der Spannungsrissskorrosion offensichtlich. Die exakte Anzahl an Brückenbauwerken, welche mit spannungsrissskorrosionsgefährdetem Spannstahl errichtet wurden, ist nicht bekannt. Die Bundesanstalt für Straßenwesen hat eine Liste mit vordringlichen zu untersuchenden Brückenbauwerken erstellt, welche 1263 Bauwerke im Zuge von Bundesautobahnen enthält. Von diesen sind circa 200 Bauwerke spannungsrissskorrosionsgefährdet [Fischer et al.2014a]. Weitere bundeslandbezogene Auswertungen, wie z.B. in [Curbach et al.2009] und [Macheleidt2002], ermöglichen die Abschätzung von mindestens 500 betroffenen Brücken im Bundesfernstraßennetz zuzüglich der Bauwerke unter kommunaler Verwaltung. Die bundesweite Gesamtanzahl an spannungsrissskorrosionsgefährdeten Bauwerken beläuft sich somit auf circa 1000 Bauwerke.

Als Reaktion auf Schadensfälle im Hochbau mit verzögert aufgetretenen Spannstahlbrüchen nach langjähriger Nutzung wurden im Jahr 1993 Empfehlungen zum Umgang mit betroffenen Brückenbauwerken eingeführt [BMV1993a]. Für viele Bauwerke konnte in gering ausgenutzten Querschnitten der Nachweis eines Ankündigungsverhaltens durch Rissbildung vor Erreichen eines kritischen Spannstahlausfalls nach dem vorgeschlagenen Verfahren nicht geführt werden. In der Folge wurde ein stochastisches Verfahren entwickelt, welches das Gesamtsystem berücksichtigt und die Problematik hinsichtlich der Bereiche mit geringer Ausnutzung reduziert. Dieses stochastische Verfahren wurde in die „Handlungsanweisung Spannungsrisskorrosion“ (HA-SpRK [BMVBS2011a]) aufgenommen und ermöglicht bei ca. 65 % der untersuchten Brücken eine positive Beurteilung in Brückenlängsrichtung [Fischer et al.2014a]. In Brückenquerrichtung ist dieses Verfahren in der Regel nicht anwendbar [Goj2011].

1.2 Zielsetzung und Aufbau der Arbeit

Die Motivation dieser Arbeit liegt einerseits in der Ausarbeitung von Verbesserungsvorschlägen für die Beurteilung der Gefährdung durch Spannungsrisskorrosion in Brückenlängsrichtung. Andererseits ist Ziel dieser Arbeit, ein Nachweiskonzept zur Gefährdungsbeurteilung durch Spannungsrisskorrosion in Brückenquerrichtung auszuarbeiten.

Die Betrachtung der Längsrichtung erfolgt über eine Zuschärfung der Einflussparameter des Nachweiskonzepts gemäß der aktuell gültigen „Handlungsanweisung Spannungsrisskorrosion“ [BMVBS2011a]. In erster Linie werden unterschiedliche Einwirkungen unter Berücksichtigung des tatsächlich vorhandenen Verkehrsaufkommens diskutiert. Es werden zusätzlich statische und stochastische Aspekte des Nachweisformats diskutiert und bewertet. Final werden Empfehlungen für eine optimierte Anwendung der „Handlungsanweisung Spannungsrisskorrosion“ [BMVBS2011a] gegeben. Diese umfassende Analyse der Beurteilung in Brückenlängsrichtung sollte Ansätze für ein Nachweiskonzept in Brückenquerrichtung liefern.

Insbesondere in Brückenquerrichtung ist bisher kein anwendungsreifes Nachweiskonzept vorhanden, um die Tragfähigkeit eines spannungsrisskorrosionsgefährdeten Bauwerkes zu beurteilen [Goj2011]. Im Rahmen der vorliegenden Arbeit wird deshalb ein Konzept erarbeitet, um objektbezogen Brückenbauwerke hinsichtlich ihrer Gefährdung durch Spannungsrisskorrosion in Brückenquerrichtung bewerten zu können. Wurde ein Brückenbauwerk in Brückenlängs- und Brückenquerrichtung mit spannungsrisskorrosionsgefährdetem Spannstahl erstellt, kann es nur dann weiterhin genutzt werden, wenn in beiden Tragrichtungen die Gefährdung durch Spannungsrisskorrosion ausgeschlossen wurde. Eine anwendungsreife Methode der Gefährdungsbeurteilung ist sowohl aus Sicherheitsaspekten

als auch aus volkswirtschaftlicher Sicht, um Finanzmittel sinnvoll einzusetzen, erforderlich.

Die Zielsetzung dieser Arbeit kann zusammenfassend als die Sensibilisierung für maßgebende Aspekte der Beurteilung der Spannungsrissskorrosionsgefährdung in Brückenlängsrichtung und die Erarbeitung eines Konzepts zur Bewertung des Gefährdungspotentials hinsichtlich Spannungsrissskorrosion in Quertragrichtung von Brücken formuliert werden. Als Ausgangsbasis wird in den einführenden Kapiteln eine umfassende Recherche des Stands der Wissenschaft und Technik zusammengefasst. Das Ziel dieser Recherche ist die Identifikation von Verbesserungspotential der Beurteilungsverfahren in Brückenlängsrichtung, aber insbesondere auch die Identifikation von Aspekten, die es ermöglichen, die SpRK-Gefährdung der Brückenquerrichtung zu beurteilen. Mögliche Ansätze können materialspezifischer oder stochastischer Natur sein bzw. auf den aktuellen Nachweiskonzepten basieren.

Zuerst wird hierzu in Kapitel 2 der Schädigungsmechanismus der Spannungsrissskorrosion grundlegend erläutert. Aus aufgetretenen Schadensfällen und Auffälligkeiten an Bauwerken (vgl. Kapitel 3) werden in Kapitel 4 relevante Randbedingungen und Einflussfaktoren der Spannungsrissskorrosion im Spannbetonbau abgeleitet. Weiterhin wird in Kapitel 4 auf das unterschiedliche Gefährdungspotential verschiedener Stahlarten eingegangen. Abschließend wird in Kapitel 5 die historische Entwicklung und der aktuelle Stand der Regelwerke zur Beurteilung von Spannungsrissskorrosion als Basis für die Ausarbeitung von Optimierungsmöglichkeiten und Nachweiskonzepten erläutert.

In Kapitel 6 werden darauf aufbauend Verbesserungsvorschlägen für die Beurteilung der Gefährdung durch Spannungsrissskorrosion in Brückenlängsrichtung erarbeitet. Das aktuelle Nachweiskonzept der „Handlungsanweisung Spannungsrissskorrosion“ [BMVBS2011a] wird unter Berücksichtigung einer Variation der absoluten Verkehrsbelastung und hinsichtlich des Verkehrslastanteils bei Rissbildung untersucht, um den Einfluss der tatsächlich vorhandenen Verkehrsbelastung gegenüber der normativen Belastung beurteilen zu können. Weiterhin wird der bisher unberücksichtigte statisch unbestimmte Anteil der Vorspannkraft diskutiert und diesbezüglich eine Methode zur Berücksichtigung ausgefallener Spanndrähte erarbeitet. Neben der Einwirkungs- und Widerstandseite werden zudem die Anzahl an Nachweisschnitten und die Korrelation einzelner Spannstahlbrüche als Randbedingungen des aktuellen Nachweiskonzepts bewertet. Das Kapitel wird mit einem Ausblick auf den Einfluss lokaler Monitoringverfahren zur verbesserten Gefährdungsbeurteilung von spannungsrissskorrosionsgefährdeten Bauwerken abgeschlossen.

Zu Beginn wird in Kapitel 7 die grundlegende Problematik und der Unterschied zur Längstragrichtung bei der Überprüfung der Spannungsrissskorrosionsgefährdung erläutert. In einem ersten Schritt wird dafür der Lastansatz in Brückenquerrichtung und dessen

Auswirkungen auf den Nachweis in Quertragrichtung untersucht. Nach der Diskussion möglicher Ankündigungssignale eines fortschreitenden Spannstahlausfalls am Bauwerk, werden Methoden zur Beurteilung der Resttragfähigkeit mit ausgefallenen Spanndrähten in Brückenquerrichtung geprüft. Die Betrachtung möglicher Ankündigungssignale und der Resttragfähigkeit führt zu einer neuen Methode, um das Gefährdungspotential der Spannungsrisskorrosion in Brückenquerrichtung zu beurteilen. Hierin liegt der innovative Kern der Arbeit. Das Konzept basiert auf einem stochastischen Ansatz, der es ermöglicht, in einer Grenzwertbetrachtung die Auftretenswahrscheinlichkeit einer SpRK-Gefährdung unter definierten Randbedingungen zu bestimmen. Dieses Ergebnis kann über eine gezielte, lokale Probennahme am Bauwerk verbessert werden. Diese Bewertung ermöglicht es Bauwerke weiterhin, auch ohne optisch erkennbares Ankündigungsverhalten bzw. dauerhaftes Monitoring, zu nutzen.

Zum Abschluss des Kapitels 7 wird über eine Parameterstudie ein vereinfachtes Verfahren zur Beurteilung der SpRK-Gefährdung in Brückenlängsrichtung erarbeitet. Dieses vereinfachte Verfahren basiert auf dem Grundgedanken des hier entwickelten stochastischen Verfahrens und ermöglicht dem konstruktiven Ingenieur eine Beurteilung ohne den Einsatz von Simulationsverfahren, lediglich auf Basis statischer Berechnungen und der Anwendung von Bewertungstabellen.

In Kapitel 8 wird das neue Konzept zur Beurteilung der Spannungsrisskorrosionsgefährdung in Brückenquerrichtung an einem Praxisbeispielen vorgeführt, bevor im abschließenden Kapitel 9 eine Zusammenfassung und ein Ausblick gegeben werden.

2 Grundlagen der Spannungsrissskorrosion

2.1 Korrosionsprozesse im Bauwesen

Dieses Kapitel dient zur Einordnung der Spannungsrissskorrosion in die Vielfalt der unterschiedlichen Korrosionsprozesse im Allgemeinen und speziell im Bauwesen. Insbesondere im Stahl- und Spannbetonbau ist die Bewehrungskorrosion die häufigste Ursache für eine Beeinträchtigung der Standsicherheit bzw. der Dauerhaftigkeit von Bauteilen und damit von hoher Relevanz im Massivbau [Hillemeier et al.1999].

Der Begriff Korrosion lässt sich auf das lateinische Verb „corrodere“ (dt.: zersetzen, zernagen) zurückführen und steht allgemein für eine physikochemische Wechselwirkung zwischen einem metallischen Werkstoff und seiner Umgebung. Dem ursprünglichen Wortsinn entsprechend führt eine korrosive Reaktion – gemäß der normativen Definition in [DIN EN ISO 8044:2020-08] – zu einer Veränderung des betroffenen Metalls (Korrosionserscheinung), welche in einer funktionalen Beeinträchtigung eines Bauteils (Korrosionsschaden) resultieren kann. Entgegen früheren Definitionen wird der Begriff Korrosion nicht mehr ausschließlich für elektrochemische Prozesse verwendet. Insbesondere vielschichtige Mischprozesse, wie die Wasserstoffversprödung und die wasserstoffinduzierte Rissbildung, erfordern eine umfassende Betrachtung von elektrochemischen Prozessen, chemischen Reaktionen und metallphysikalischen Vorgängen, da die komplexen Abläufe mit einer Fokussierung auf rein elektrochemische Prozesse nicht abgebildet werden können [Wendler-Kalsch & Grüfen1998].

Korrosive Vorgänge basieren auf einer Vielzahl unterschiedlicher Prozesse aus dem Gebiet der physikalischen Chemie und unterliegen verschiedener Differenzierungsmöglichkeiten. Ein wesentliches Charakteristikum ist die Kombination von Korrosion mit einer mechanischen Beanspruchung. In der Literatur (z.B. [Wendler-Kalsch & Grüfen1998]; [Nürnberger1995]) unterscheidet man daher zwischen Korrosionsarten ohne bzw. mit mechanischer Beanspruchung (vgl. Abbildung 2.1).

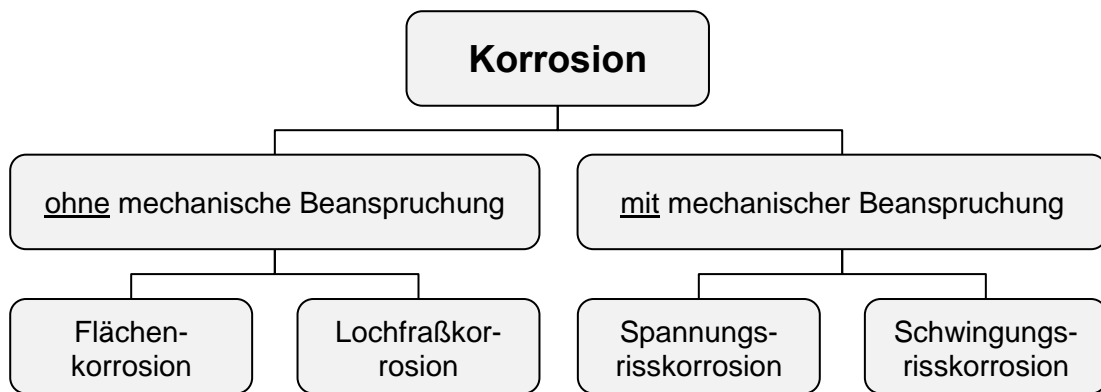


Abbildung 2.1: Untergliederung von Korrosionsarten mit großer baupraktischer Relevanz

Typische Korrosionsarten ohne mechanische Beanspruchung sind die gleichmäßige Flächenkorrosion, Muldenkorrosion, Lochkorrosion/Lochfraßkorrosion, Spaltkorrosion, Kontaktkorrosion, selektive Korrosion und weitere, für das Bauwesen untergeordnete Korrosionsarten.

Die gleichmäßige Flächenkorrosion von Bewehrung (Mikrozellenkorrosion) lässt sich häufig auf eine Karbonatisierung des umliegenden Betons zurückführen und zeichnet sich durch einen gleichmäßigen Abtrag auf der gesamten Metalloberfläche aus. Der Korrosionsvorgang ist mit einer Volumenzunahme vom Metall zum Korrosionsprodukt auf das zwei- bis sechsfache verbunden [Broomfield1997]. Der zeitliche Verlauf des Schädigungsgrades kann über theoretische Modelle (vgl. z.B. [DAfStb255]) abgebildet und mittels geeigneter Monitoringsysteme überwacht werden.

Entgegen der gleichmäßigen Korrosion im großflächig karbonatisierten Beton resultiert eine chloridinduzierte Korrosion i.d.R. in der Bildung von Makrokorrosionselementen [DAfStb433]. Mit einem Anteil von 66 % aller Schäden an Brückenbauwerken im deutschen Autobahnnetz ist die chloridinduzierte Korrosion der dominierende Schädigungsprozess [DAfStb572]. Diese Korrosionsart ist mit einer lokalen Schädigung des Metalls verbunden und läuft mit einer örtlich beschränkten hohen Abrostungsrate ab. Das Erscheinungsbild entspricht einer Lochfraßkorrosion. In [DAfStb433] wurden Schädigungsmodelle zur Beschreibung des Fortschritts der chloridinduzierten Korrosion erarbeitet, welche zu einer probabilistischen Lebensdauerbemessung herangezogen werden können [DAfStb510]. Die Bildung von Metalloxiden findet lokal stark beschränkt im Bereich des Makrokorrosionselements statt. Es erfolgt keine signifikante Volumenvergrößerung und folglich keine optisch erkennbaren Indizien für einen Korrosionsprozess im Bauteil. Die fehlende Indikation eines Schadens und die, gegenüber der gleichmäßigen Flächenkorrosion, höhere Abrostungsrate bei chloridbelasteten Bauteilen (vgl. unterschiedliche Modelle nach [Novák et al.2002], [DURACRETE1998] und [Sarja & Vesikari1996]) führen zu einer Einstufung der Lochfraßkorrosion als besonders kritisch.

Der Ablauf der Korrosion von Betonstahlbewehrung und Spannstahl beruht auf identischen Prinzipien. Die gesteigerte Korrosionsempfindlichkeit von Spannstahl gegenüber Betonstahl resultiert aus weiteren Korrosionsmechanismen, welche durch die ständigen hohen Zugspannungen aus der Vorspannung entstehen [König et al.1986]. Zusätzlich fördert der Herstellungsprozess hochfester vergüteter Stähle die werkstoffspezifische Korrosionsgefährdung [DAfStb393-2]. Die Spannungsrisskorrosion und die Schwingungsrisskorrosion bzw. Ermüdungsrisskorrosion sind die vorherrschenden Korrosionsarten mit mechanischer Belastung (vgl. Abbildung 2.1). Nach [Kaesche1979] ist die grundsätzliche Anfälligkeit bezüglich Schwingungsrisskorrosion werkstoffunabhängig und steht dadurch im Gegensatz zur werkstoffabhängigen Spannungsrisskorrosion, welche Gegenstand dieser Arbeit ist.

Im Folgenden wird vertieft auf die Prozesse der Spannungsrisskorrosion, deren Einflussfaktoren und in der Baupraxis als gefährdet eingestufte Spannstähle eingegangen, um die Grundlage vorhandener Richtlinien zu verstehen und eine Basis für neue Beurteilungskonzepte zu schaffen (vgl. Kapitel 6 und 7). Vertiefte Hintergründe zu Korrosionsarten ohne mechanische Belastung und zur Schwingungsrisskorrosion können den aufgeführten Literaturstellen, insbesondere den Ausführungen in [Nürnberger1995], [Kaesche1979] und [Wendler-Kalsch & Gräfen1998], entnommen werden.

2.2 Erläuterung des Begriffs Spannungsrisskorrosion

Der Fokus der vorliegenden Arbeit richtet sich auf die Beurteilung des Zustands von Brücken bei Spannstahlausfällen infolge von Spannungsrisskorrosion. Eine zutreffende Definition des Begriffs Spannungsrisskorrosion ist in [Kaesche1979] wie folgt formuliert:

„Als Spannungsrisskorrosion (SpRK) bezeichnet man die Ausbreitung von Rissen in Werkstücken unter der gleichzeitigen Einwirkung der Korrosion und einer statischen mechanischen Zugspannung.“

Entgegen der Unterscheidung gemäß [DIN EN ISO 8044:2020-08] in Spannungskorrosion als Vorgang des Zusammenwirkens von Korrosion und Dehnungen und Spannungsrisskorrosion als die daraus resultierende Rissbildung, wird in dieser Arbeit einheitlich der in der Literatur gebräuchliche Begriff der Spannungsrisskorrosion für den gesamten Prozess inklusive Rissbildung verwendet.

Nach [Gräfen1969] und [Hickling1982] müssen für die Entstehung von Spannungsrisskorrosion folgende drei Voraussetzungen gegeben sein (vgl. Abbildung 2.2): die Anfälligkeit des Werkstoffes gegenüber SpRK, ein spezifisch wirkendes Angriffsmittel (Medium) und eine mechanische Belastung (Zugspannung).

Zur Vermeidung von Spannungsrissskorrosion genügt es, eine der drei Bedingungen auszuschalten [Dehn et al.2003]. Die Rissausbreitung der SpRK verläuft unterkritisch, d.h. ein Anriss kann sich unterhalb der Bruchzähigkeit ausbreiten. Bereits herstellungsbedingte Eigenspannungen können einen Korrosionsprozess auslösen [Isecke et al.1995]. Die Anfälligkeit gegenüber SpRK ist somit insbesondere von der spezifischen Medium-Werkstoff-Kombination abhängig.

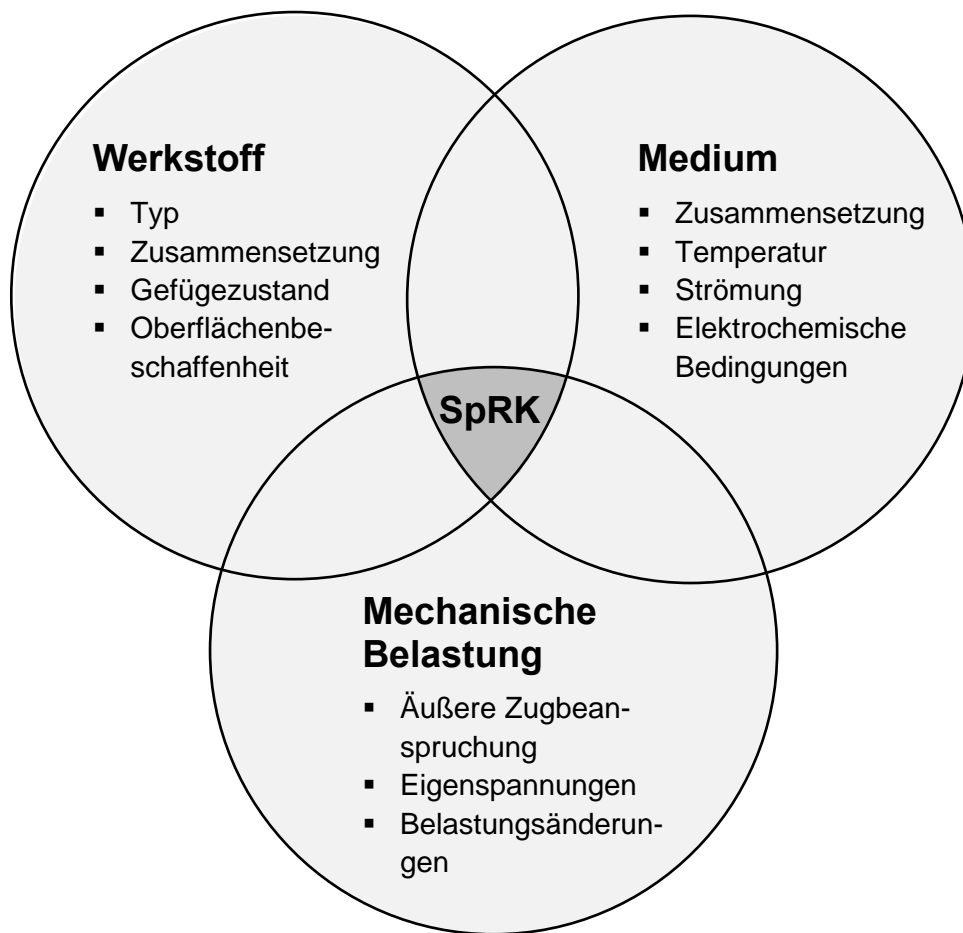


Abbildung 2.2: Voraussetzungen der SpRK nach [Hickling1982]

In [Nürnberger1995] wird der Aspekt der statischen Zugspannung als Voraussetzung für Spannungsrissskorrosion um „zeitlich veränderliche Dehnungen“ erweitert. Dies ist mit der Abhängigkeit der Spannungskorrosionsempfindlichkeit von der Dehnrage begründbar [Parkins et al.1972]. Man spricht von klassischer Spannungsrissskorrosion, wenn eine konstante Zugspannung ($\sigma = \text{const.}$) bzw. eine geringe Dehnrage ausreichend ist, um den Korrosionsprozess auszulösen. Nichtklassische Spannungsrissskorrosion tritt hingegen nur bei zeitlichen Dehnungsänderungen mit einer Dehnrage $\dot{\epsilon} > 0$ innerhalb eines bestimmten,

vom jeweiligen Korrosionssystem abhängigen, Intervalls ($\dot{\epsilon}_u < \dot{\epsilon} < \dot{\epsilon}_o$) auf (vgl. [Wiume & Nürnberger1986] und [Schwenk1978]). Dehnraten von $\dot{\epsilon} > \dot{\epsilon}_o$ führen zu Schwingungsrisskorrosion bzw. zu einem klassischen Ermüdungsverhalten. Zeitliche Dehnungsänderungen mit kritischen Dehnraten können durch schwellende Belastungen entstehen. Eine eindeutige Trennung zwischen der initialen Auslösung von Spannungsrisskorrosion im klassischen bzw. nichtklassischen Sinn ist in der Praxis nicht immer möglich [Nürnberger1995].

Der Prozess einer Schädigung durch Spannungsrisskorrosion kann nach [Nürnberger1995] in drei Phasen untergliedert werden:

- Inkubationsphase der Anrissbildung
- Rissausbreitung
- Reißphase

In der Inkubationsphase entstehen in Korrosionsnarben (vgl. Abbildung 2.3) aus Narben- bzw. Lochkorrosion Anrisse (sog. Risskeime), aus denen in der Rissausbreitungsphase der SpRK-Riss in der Metallstruktur wächst und schließlich zum Bruch führt (Reißphase). Die einzelnen Phasen können sich überlappen und können daher nicht immer separiert betrachtet werden [Böhni1975]. An der Oberfläche von Metallen sind z.T. bereits Anrisse und Spalten vorhanden, welche als Korrosionskeime dienen. Unter diesen Voraussetzungen entfällt die Inkubationsphase [Mietz1999]. Die Entstehung von Anrissen in einem vollständig alkalischen Milieu und ohne Mitwirkung von Chloriden bzw. anderen Promotoren kann ausgeschlossen werden [Isecke et al.1995].

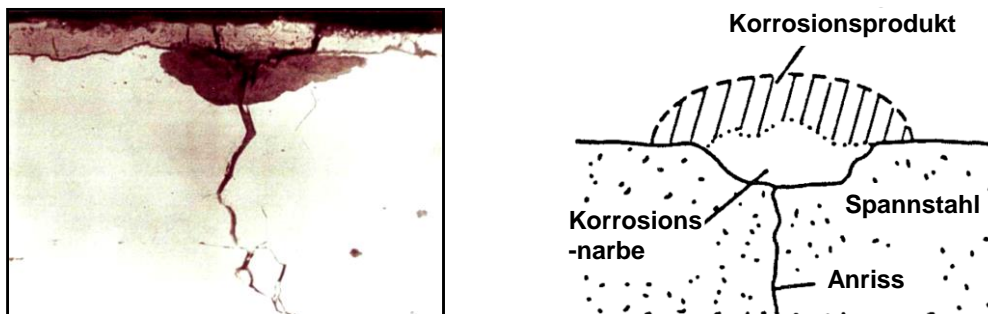


Abbildung 2.3: Anrissbildung in einem Spannstahl initiiert durch Narbenkorrosion (links: Längsschliff aus [Nürnberger & Beul1994]; rechts: schematische Darstellung nach [Nürnberger1992])

Die Bruchfläche eines Stahls, welcher aufgrund von SpRK versagt hat, kann in den Anrissbereich und den Restbruchbereich unterschieden werden. Der Anrissbereich ist in der Regel durch ein interkristallines, halbeliptisches Erscheinungsbild gekennzeichnet. Die Initiierung eines SpRK-Bruches kann auch durch mehrere Anrissbereiche erfolgen (vgl. Abbildung 2.4). Der Restbruch verläuft häufig transkristallin.



Abbildung 2.4: Bruchfläche eines Spannstahls infolge SpRK [Mietz1994]

Im Gegensatz zum klassischen Korrosionsmodell nach [Tuutti1982] mit einer ausgeprägten Initiations- und Propagationsphase hat beim Prozess der Spannungsrissskorrosion die Inkubationsphase einen wesentlichen Einfluss auf die Lebensdauer eines Bauteils [Nürnberg1995]. Nach Übergang in die zweite Phase kann sich ein Riss schnell innerhalb weniger Tage ausbreiten (vgl. Abbildung 2.5) und zu einem spröden und verformungsarmen Bruch des Zuggliedes führen [Griess1978]. Es ist keine ausgeprägte Brucheinschnürung zu erkennen. Die Dauer der Rissausbreitungsphase ist abhängig vom umgebenden Medium und kann bei nur periodisch erfüllten elektrolytseitigen Voraussetzungen für Korrosion auch mehrere Jahre betragen [Nürnberg1995]. Insbesondere der Aspekt der zeitlich stark variablen Phasen der Spannungsrissskorrosion führt zu einer kritischen Betrachtung von Brückenbauwerken, die mit Spannstahl aus den gefährdeten Produktionszeiträumen erbaut wurden. Modellansätze zur Prognose der Restlebensdauer mit zufriedenstellender Genauigkeit sind derzeit nicht vorhanden (vgl. Kapitel 2.4).

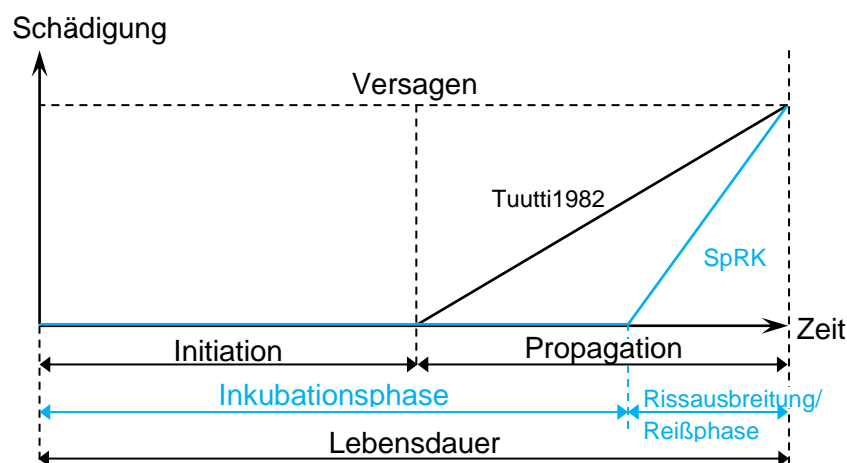


Abbildung 2.5: Schematische Darstellung der Phasen der Bewehrungskorrosion nach [Tuutti1982] und potentieller Verlauf von Spannungsrissskorrosion mit langer Inkubationszeit

Der sehr geringe Masseverlust während des gesamten Korrosionsprozesses und das Fehlen von erkennbaren Mengen an Korrosionsprodukten ist ein besonderes Unterscheidungsmerkmal der Spannungsrisskorrosion gegenüber anderen Korrosionsvorgängen. In der Baupraxis kann daher Spannungsrisskorrosion unerkannt in Bauteilen fortschreiten und zu einem kritischen Zustand des Gesamtbauwerks führen.

Der Vorgang der Spannungsrisskorrosion unterscheidet sich im Ablauf der Rissausbreitungs- und Reißphase und wird in die beiden Arten anodische und kathodische Spannungsrisskorrosion unterschieden (vgl. [Kaesche1979] und [Rahmel & Schwenk1977]). In bestimmten Korrosionssystemen kann eine Überlagerung der beiden Arten vorliegen [Nürnberg1995]. Das äußere Erscheinungsbild der Schäden weist häufig keine ausgeprägten Differenzierungsmerkmale auf und lässt sich auch mit fraktographischen Methoden nicht eindeutig unterscheiden [Mietz1999].

Hochfeste Stähle tendieren zu einer kathodischen wasserstoffinduzierten Spannungsrisskorrosion. In der Literatur finden sich unterschiedliche Angaben der Zugfestigkeit für den Übergang von anodischer zu wasserstoffinduzierter SpRK. Nach [Isecke et al.1995] liegt die Grenze für den Übergang zur wasserstoffinduzierten Spannungsrisskorrosion bei ca. 1000 MPa, nach [Nürnberg1995] ändert sich der Korrosionsprozess bei ca. 1200 MPa.

2.3 Arten der Spannungsrisskorrosion

2.3.1 Gemeinsamkeiten der kathodischen und anodischen Spannungsrisskorrosion

Die anodische Spannungsrisskorrosion und die wasserstoffinduzierte (kathodische) Spannungsrisskorrosion weisen Gemeinsamkeiten im resultierenden Schaden auf. Das Versagen tritt spröde ohne ausgeprägte Brucheinschnürung, verformungsarm und ohne Ankündigungssignal auf. In ihren auslösenden Bedingungen und dem Korrosionsablauf gibt es jedoch signifikante Unterschiede. Im Folgenden werden die beiden Korrosionsarten erläutert.

2.3.2 Anodische Spannungsrisskorrosion

Die anodische Spannungsrisskorrosion entsteht durch einen örtlich beschränkten elektrolytischen Auflösungsprozess. Dieser Vorgang kann, in Verbindung mit einer mechanischen Zugspannung über einem materialspezifischen Grenzwert (Grenzspannung) (vgl. [Kurt & Martinek1971]), an der Werkstoffoberfläche eine Rissbildung bzw. an der Risspitze eines bereits vorhandenen Anrisses eine Rissausbreitung auslösen [DAfStb393-2]. Nach [Rehm et al.1981a] entsteht dieser Prozess in der Regel nur, wenn die Metall-

oberfläche mit einer Passivschicht oder sonstigen schützenden Deckschicht an der Phasengrenze zwischen Metall und Angriffsmittel bedeckt ist und diese lokal zerstört wurde (vgl. Abbildung 2.6). Die Zerstörung der Deckschicht kann neben einer chemischen auch durch eine mechanische Beanspruchung entstehen [Isecke1983].

Der Aspekt einer kritischen mechanischen Spannung – der Grenzspannung – unter welcher keine Spannungsrissskorrosion abläuft, wurde in [E DIN EN ISO 8044:2015-02] gegenüber der [DIN EN ISO 8044:1999-11] ergänzt. In Kapitel 7.6 wird der Einfluss einer Grenzspannung auf ein mögliches Nachweisformat zur Beurteilung der Spannungsrissskorrosionsgefährdung in Brückenquerrichtung aufgegriffen. Hierbei werden eine kritische Spannung der anodischen SpRK und der Einfluss einer äußeren mechanischen Spannung auf die kathodische SpRK diskutiert.

Die Risswachstumsgeschwindigkeit ist nach [Parkins1979] direkt proportional zur Höchststromdichte der anodischen Metallauflösung in der Rissspitze und folgt somit dem Faraday'schen Gesetz. Die Ausbildung eines scharfen Risses ohne ausgeprägte Rissabstumpfung basiert nach [Hickling1982] auf der Hypothese der sehr schnellen Ausbildung einer Passivschicht an den neu entstandenen Rissflanken (vgl. Abbildung 2.6).

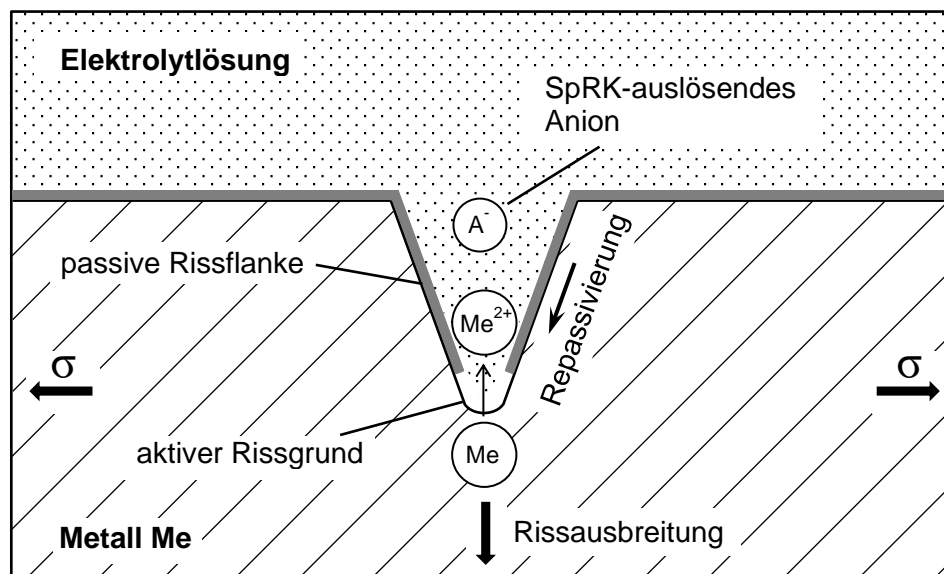


Abbildung 2.6: Elektrochemisches Modell der anodischen Metallauflösung in Anlehnung an [Hickling1982]

Oberflächenaktive Agenzien (wie z.B. Chloride, Sulfate, Nitrite und Nitrate) setzen die Grenzflächenenergie des Metalls herab, lösen Korngrenzsubstanzen zwischen den Kristallen heraus und resultieren in einer interkristallinen Korrosion (vgl. Abbildung 2.7, rechts) [Kurt & Martinek1971]. Unter einer ausgeprägten mechanischen Zugspannung kann die Rissbildung auch als physikalischer Vorgang transkristallin durch die Gefüge-

körner erfolgen (vgl. Abbildung 2.7, links). Nach [Isecke1983] können Risse werkstoffabhängig trans- oder interkristallin bzw. als Mischform auftreten. In [Revie2011] wird bestätigt, dass eine Rissbildung als Mischform auftreten kann und zwischen trans- und interkristallin, je nach Spannungskonzentration in der Rissspitze, wechseln kann. Weitere Ausführungen zu den Randbedingungen für ein trans- bzw. interkristallines Bruchbild können [Kaesche1979] entnommen werden.

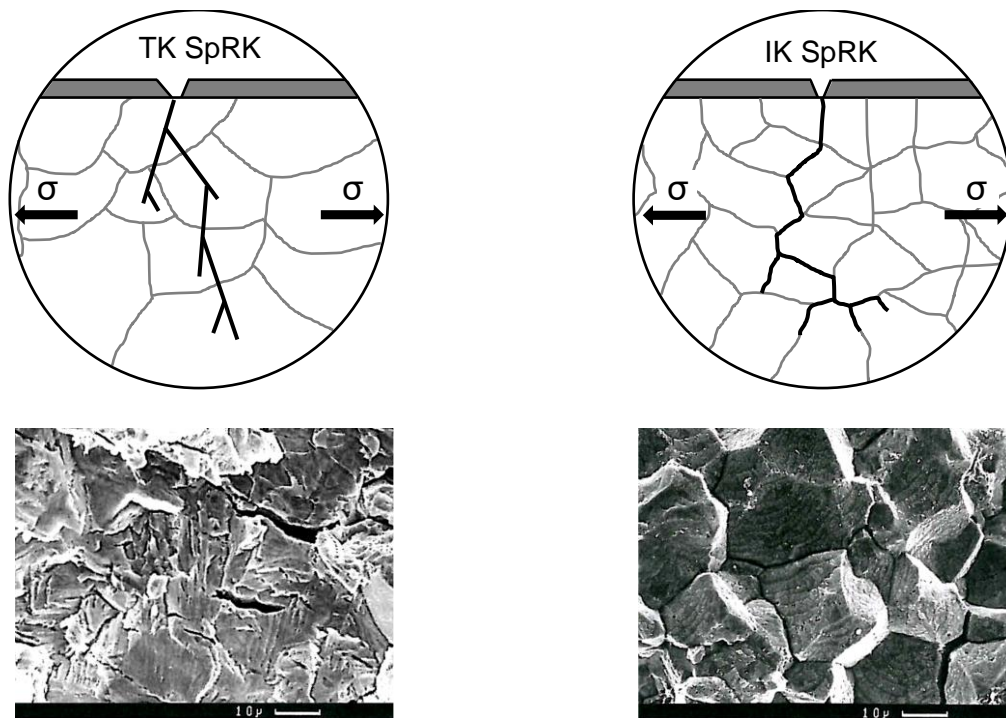


Abbildung 2.7: Transkristallines (links) und interkristallines (rechts) Bruchbild (oben: schematisch nach [Hickling1982]; unten: Aufnahme mit einem Rasterelektronenmikroskop aus [Nürnberg1995])

Die grundsätzliche Anfälligkeit eines Werkstoffes entspricht keiner simplen Materialeigenschaft, vielmehr handelt es sich um ein komplexes Dreikomponentensystem bestehend aus der Festigkeit, dem Gefüge und dem Oberflächenzustand des Metalls [Isecke1983]. Ein feines martensitisches Metallgefüge führt, gegenüber kaltgereckten Stählen mit längsgerichteter Kornstruktur, zu einem schnelleren Penetrationsprozess der Agenzien und begünstigt die Korrosion.

2.3.3 Kathodische Spannungsrisskorrosion

Die kathodische Spannungsrisskorrosion wird auch als wasserstoffinduzierte Spannungsrisskorrosion (H-SpRK) bezeichnet [Nürnberg1995]. In der Literatur findet sich häufig der Begriff Wasserstoffversprödung, wodurch der eigentliche Vorgang der kathodischen Spannungsrisskorrosion direkt beschrieben wird. Das Phänomen der Wasserstoff-

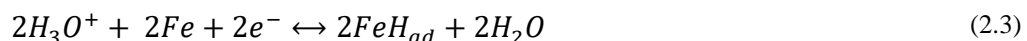
versprödung von Metallen wurde zum ersten Mal in [Reynolds1874] und [Johnson1875] erwähnt.

Die Voraussetzungen für H-SpRK sind identisch mit der allgemeinen Formulierung nach [Hickling1982]: Empfindlichkeit des Werkstoffes, mechanische Zugspannung und korrosionsförderndes Medium (inkl. Verfügbarkeit von Wasserstoff) [Grimme et al.1983]. Im Gegensatz zur anodischen SpRK, welche stark durch Promotoren im entsprechenden Medium geprägt ist, ist die H-SpRK medienunspezifischer und deshalb im Spannbetonbau der vorherrschende Korrosionsprozess [DAfStb405].

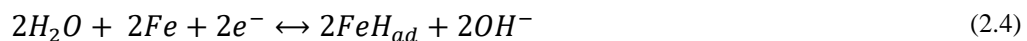
Der benötigte Wasserstoff kann in sauren und neutralen Medien als Korrosionswasserstoff (vgl. Gleichung (2.1)), z.B. durch chloridinduzierte Korrosion, und in stark alkalischen Medien mittels Wasserzersetzung (vgl. Gleichung (2.4)) entstehen [Schwenk1986]. Detaillierte Ausführungen zu den chemischen Prozessen der Wasserstoffaufnahme können der Literatur, beispielsweise [Juilfs2000], entnommen werden. Neben Korrosionsprozessen kann Wasserstoff auch bereits durch metallurgische Prozesse bei der Stahlherstellung in den Stahl eindringen [Nürnberger1995].



Die Gleichung (2.1) läuft in drei Teilreaktionen (Gleichungen (2.2), (2.3) und (2.5)) ab [DAfStb563]. In Gleichung (2.2) erfolgt die anodische Eisenauflösung. Der Wasserstoff wird an der Metalloberfläche mit zunehmender Wasserstoffkonzentration, abnehmendem pH-Wert des umgebenden Mediums und unter Anwesenheit von Promotoren verstärkt adsorbiert (vgl. H_{ad} in Abbildung 2.8). Dieser Übergangszustand wird in Gleichung (2.3) beschrieben.



Alternativ zu Gleichung (2.3) kann eine Wasserreduktion gemäß Gleichung (2.4) erfolgen:



Die an der Metalloberfläche vorhandenen Wasserstoffatome (H_{ad}) können über den chemischen Volmer-Tafel-Mechanismus (vgl. Gleichungen (2.3) und (2.5)) bzw. den elektrochemischen Volmer-Heyrovsky-Mechanismus (vgl. Gleichungen (2.3) und (2.6)) zu Wasserstoffmolekülen rekombiniert und anschließend desorbiert werden (vgl. [Volmer1939], [Tafel1905] und [Heyrovský & Küta1965]).



Unter Sauerstoffzutritt kann der atomare Wasserstoff auch zu Wasser oxidieren (vgl. Gleichung (2.7)).



Liegen jedoch sogenannte Rekombinationsgifte (engl.: „catalytic poisons“) vor, wird die Rekombination zu molekularem Wasserstoff verhindert [Radhakrishnan & Shreir1966]. Die kinetische Hemmung der Rekombination führt zu erheblichen Wasserstoffpartialdrücken an der Metalloberfläche, was in einem Eindringen des Wasserstoffs in das Metallgefüge resultiert. Der adsorbierte Wasserstoff wird absorbiert (vgl. Gleichung (2.8)). Insbesondere wird die Rekombination zu ungefährlichen Wasserstoffmolekülen an der Metalloberfläche durch die Inhibitoren Schwefelwasserstoff, weitere Sulfide und Verbindungen von Selen, Phosphor, Arsen bzw. Thiocyanate verhindert [Isecke1983].



An einem Risskeim bzw. der Rissspitze eines bereits vorhandenen Anrisses liegt ein örtlich plastifizierter Bereich vor, welcher durch Spannungskonzentrationen hervorgerufen wird. In dieser Zone reichert sich der absorbierte Wasserstoff vermehrt an (vgl. Abbildung 2.8).

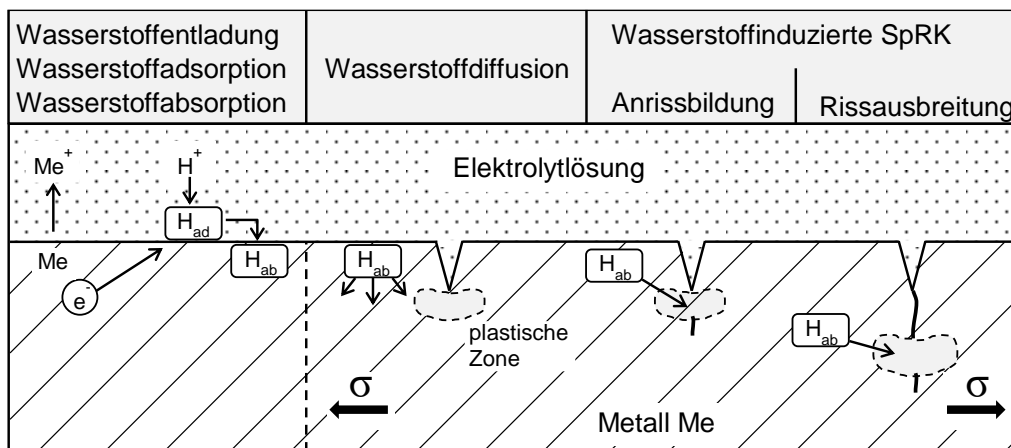


Abbildung 2.8: Schädigungsmechanismus der kathodischen Spannungsrisskorrosion in Anlehnung an [Nürnberger1995]

Ab einer kritischen Menge an Wasserstoff erfolgt im Metallgefüge die Induktion von Rissen [Griess1978]. An hochfesten Stählen kann dieser Vorgang, bei vorherrschender Zugspannung, auch in wenig aggressiven Medien, wie destilliertem Wasser bzw. feuchter Luft ablaufen (vgl. [Johnson & Willner1965], [Stellwag & Kaesche1982a] und [Stellwag & Kaesche1982b]). Eine kritische Wasserstoffaktivität kann bereits bei sehr geringen Korrosionsraten erreicht werden und Risswachstum auslösen (vgl. [Isecke1998] und [DAfStb563]). Fehlstellen im Gefüge, Anrisse, Korrosionsnarben und hohe Zugspannungen begünstigen die lokale Einlagerung des atomaren Wasserstoffs. Nach der Dekohäsionstheorie (vgl. [Troiano1960], [Oriani & Josephic1972] und [Felfeli1986]) reichert sich in diesen Fallen oder Senken vermehrt Wasserstoff an und führt zu einer Verminderung der Kohäsion zwischen den Metallatome [Grimme et al.1983]. Dies führt zu einer lokal geringeren Fließspannung durch den eingelagerten Wasserstoff. Die Gitterbindungskräfte sind lokal herabgesetzt. Atomarer Wasserstoff, der direkt an die Versetzungskerne gebunden ist, erhöht hingegen lokal die Fließspannung durch eine stärkere Verankerung der Versetzungen. Spannungsspitzen können dadurch nicht mehr über plastische Verformungen abgebaut werden [DAfStb563]. Das Risiko eines Sprödbruches wird erhöht. In Kapitel 2.4 werden, neben der hier erwähnten Dekohäsionstheorie, weitere Schädigungsmechanismen diskutiert.

Die Empfindlichkeit eines Werkstoffes – abhängig von der Festigkeit, dem Gefüge und dem Werkstoffzustand – ist die wichtigste Voraussetzung für H-SpRK. Das umgebende Medium und eine vorhandene Zugspannung spielen eine untergeordnete Rolle. Dies lässt sich nach [Hickling1982] auf die Erhöhung der Konzentration von interstitiell eingelagertem Wasserstoff an empfindlichen Stellen zurückführen. Bei höherer Festigkeit ist aufgrund des dichteren Gefüges das Volumen von kritischen Bereichen kleiner. Die kritische Wasserstoffkonzentration kann folglich schneller erreicht werden und zu einer Rissbildung führen [Riecke1973]. Bei gleichem Gefügestand nimmt die Empfindlichkeit eines Werkstoffes gegenüber SpRK mit steigender Festigkeit zu (vgl. [Grimme et al.1983] und [Griess1978]). Die Ausprägung von Korn- und Phasengrenzflächen im Metallgefüge, welche senkrecht zu äußerlich angreifenden Zugkräften orientiert sind, erleichtert das Risswachstum (vgl. Abbildung 2.9, links). Die Rissbildung erfolgt senkrecht zur Hauptspannungsrichtung. Axial orientierte Grenzflächen (vgl. Abbildung 2.9, rechts) können hingegen Wasserstoff binden und damit einem Risswachstum entgegenwirken.

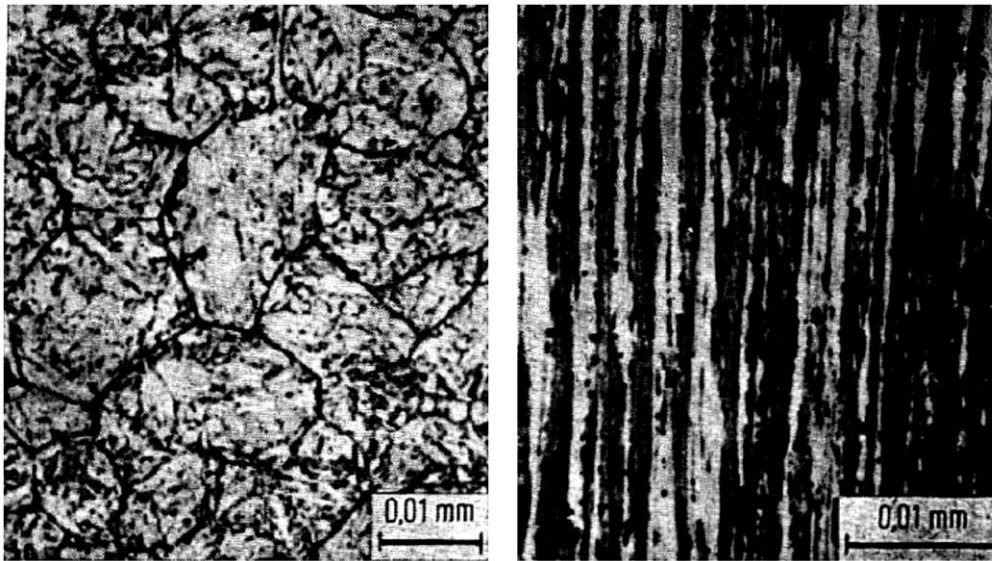


Abbildung 2.9: Gefüge eines vergüteten Stahls nach dem Anlassen (links) und eines kaltgezogenen Stahls (rechts) [Riecke1973]

Neben der Zusammensetzung hat der gesamte Herstellungsprozess inklusive Wärmebehandlung einen signifikanten Einfluss auf die mikrostrukturellen und physikalischen Eigenschaften eines Metalls, wie z.B. die Löslichkeit und Beweglichkeit von Wasserstoff und die Höhe der kritischen Wasserstoffkonzentration im Werkstoff [Isecke et al.1995]. Die Dekohäsionstheorie (vgl. Kapitel 2.4.4) verdeutlicht, warum geringe mechanische Belastungen bzw. bereits Eigenspannungen (vgl. [Mietz1999]) ausreichend sind, um eine Rissbildung zu initiieren. Sowohl die Wasserstoffversprödung als auch mechanische Zugspannungen wirken zusammen und fördern eine Rissbildung. In einem Werkstoff unter hoher mechanischer Zugbeanspruchung ist folglich eine nur geringe Wasserstoffaktivität ($a_H \leq 0,1$) zur Rissbildung erforderlich [Riecke1978].

Der Abstand von Anrissen, welche auf einer Wasserstoffaufnahme infolge flächiger Korrosion basieren, kann sehr gering sein und nur wenige Zentimeter betragen [Mietz1999]. Eine wasserstoffinduzierte Spannungsrissskorrosion tritt somit aufgrund der lokal erhöhten Wasserstoffaktivität nicht zwingend im Bereich mit der maximalen mechanischen Zugspannung auf. Mit dem Magnetpulververfahren können diese Anrisse an Spannstahlproben detektiert werden (vgl. Abbildung 2.10).

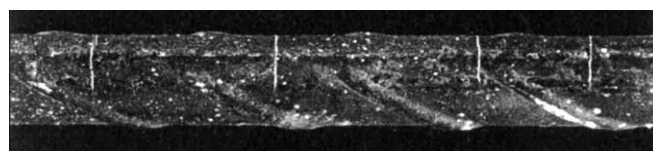


Abbildung 2.10: Anrisse an einem Spannstahl (detektiert mittels Magnetpulververfahren) [Mietz1999]

Dem elektrolytischen Auflösungsprozess der anodischen Spannungsrissskorrosion kann mit kathodischem Korrosionsschutz entgegengewirkt werden. Die wasserstoffinduzierte Spannungsrissskorrosion wird in der Regel durch eine externe kathodische Polarisation verstärkt, da in der kathodischen Teilreaktion Wasserstoff gebildet wird [Griess1978].

Die maßgeblichen Einflussfaktoren auf die Geschwindigkeit des Korrosionsprozesses infolge H-SpRK lassen sich mit der Empfindlichkeit des Werkstoffes, der Wasserstoffkonzentration bzw. -aktivität und der Höhe der Zugspannungen zusammenfassen.

2.4 Schädigungsmechanismen der kathodischen Spannungsrissskorrosion

2.4.1 Allgemeines

Die kathodische Spannungsrissskorrosion wird ursächlich durch eine Wasserstoffversprödung initiiert (vgl. Kapitel 2.3). Der Vorgang der Wasserstoffversprödung beruht auf unterschiedlichen theoretischen metallphysikalischen Modellvorstellungen. Alle Prinzipien basieren auf einer Reduktion des Materialwiderstandes. Eine äußere Beanspruchung wirkt lediglich verstärkend. Die in Kapitel 2.3 erwähnte Dekohäsionstheorie ist eine gängige Theorie zur Beschreibung der Risseinleitung und Rissausbreitung. Im Folgenden werden diese und weitere Theorien kurz erläutert. Vertiefte Ausführungen der theoretischen Hintergründe können den jeweils angegebenen Quellen entnommen werden.

2.4.2 Drucktheorie

Die Hypothese der Drucktheorie besagt, dass atomarer Wasserstoff in innenliegenden Poren bzw. Mikrorissen zu Wasserstoffmolekülen rekombiniert (vgl. [Zapffe & Sims1940a] und [Zapffe & Sims1940b]). Dieser Prozess erzeugt innerhalb des Metallgefüges einen erhöhten inneren Gasdruck (vgl. Abbildung 2.11). Die entstehenden Druckspannungen können, in Verbindung mit Zugspannungen aus einer äußeren Belastung und Spannungen an Gitterfehlstellen, die Bindungskräfte zwischen benachbarten Atomen überschreiten und eine Rissbildung auslösen. Die für eine Mikrorissbildung erforderliche Fugazität (vgl. [Hirth1980]) bedarf einer hohen Wasserstoffaktivität an der Metalloberfläche oder eine starke lokale Anreicherung von Wasserstoff durch einen Versetzungstransport [DAfStb563].

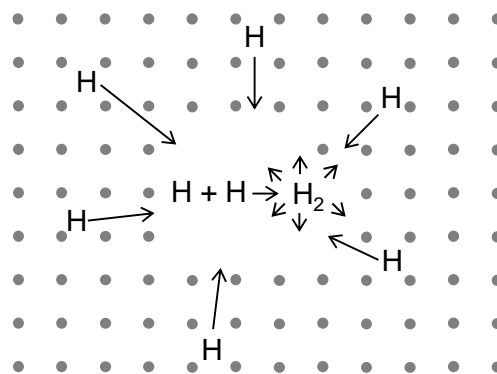


Abbildung 2.11: Drucktheorie als Hypothese zur Schädigung durch Wasserstoff nach [Gräfen & Kuron1987]

Die Drucktheorie besitzt lediglich bei Eisenwerkstoffen mit geringer Festigkeit Gültigkeit und dient auch zur Erklärung der Bildung von Beizblasen [Gräfen & Kuron1987].

2.4.3 Adsorptionstheorie

Die Adsorptionstheorie basiert auf dem Griffith-Modell (vgl. [Griffith1920]), welches für ideal spröde Werkstoffe die Bruchspannung als proportional zur Wurzel der Oberflächenenergie beschreibt. Für einen Rissfortschritt muss neue Energie aufgewendet werden. [Petch & Stables1952] haben darauf aufbauend die Adsorptionstheorie entwickelt. Die Adsorption von atomarem Wasserstoff (vgl. Abbildung 2.12) kann, basierend auf thermodynamischen Effekten, die Oberflächenenergie, z.B. an inneren Mikrorissen und Rissspitzen, reduzieren und eine Beschleunigung des Risswachstums auslösen [Engell & Speidel1969]. In der Rissspitze werden die für ein Risswachstum erforderlichen Spannungen reduziert und ein unterkritisches Risswachstum ermöglicht.

Nach [Hirth1980] beschreibt die Adsorptionstheorie den Vorgang der Rissausbreitung und kann daher als geschwindigkeitsbestimmender Teilmechanismus der Wasserstoffversprödung angesehen werden. Ein diskontinuierliches Risswachstum kann mittels der Adsorptionstheorie jedoch nicht abgebildet werden. Ein weiterer Kritikpunkt an dem Modell ist, dass Gase mit einer geringeren Adsorptionsenthalpie eine geringere Beschleunigung des Risswachstums auslösen und somit den Effekt der Wasserstoffadsorption hemmen [Marcus1979]. Ergänzende Erläuterungen, welche gegen die Adsorptionstheorie als alleinige Erklärung für eine Wasserstoffversprödung sprechen, sind in [Felfeli1986] gegeben.

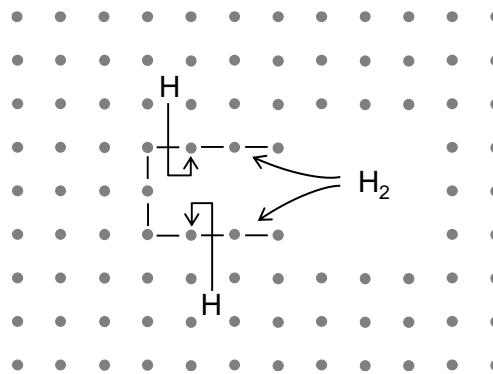


Abbildung 2.12: Adsorptionstheorie als Hypothese zur Schädigung durch Wasserstoff nach [Gräfen & Kuron1987]

2.4.4 Dekohäsionstheorie

Die Einschränkungen der Druck- und Adsorptionstheorie veranlassten [Troiano1960] eine neue Modellvorstellung als Hypothese zu postulieren. Die theoretischen Überlegungen wurden in erster Linie von Oriani aufgegriffen und zur Dekohäsionstheorie weiterentwickelt (vgl. [Oriani & Josephic1972] und [Oriani & Josephic1974]). Eine kritische Gegenüberstellung der Adsorptions- mit der Dekohäsionstheorie kann [Sieradzki & Ficalora1980] entnommen werden.

Das Prinzip der Dekohäsionstheorie beruht auf einer interstitiellen Einlagerung von atomarem Wasserstoff im Metallgitter (vgl. Abbildung 2.13). Die entstehenden elektronischen Wechselwirkungen zwischen Wasserstoff- und Metallatomen haben eine Verringerung der Bindungskräfte in der Gitterstruktur zur Folge. Die Überschreitung einer kritischen Wasserstoffkonzentration ist eine notwendige Bedingung für diesen Prozess. Je höher die mechanische Zugspannung, desto geringer ist die kritische Wasserstoffkonzentration [DAfStb563]. Der Dekohäsionsmechanismus kann jedoch auch als rein wasserstoffinduzierte Rissbildung ohne lokale plastische Verformung durch eine äußere Belastung auftreten.

Der Rissfortschritt erfolgt diskontinuierlich in Stufen, da nach jeder Teilrissbildung die kritische Wasserstoffkonzentration wieder erreicht werden muss [Gräfen & Kuron1987]. Folglich wird die Kinetik des Risswachstums durch die Wasserstoffdiffusionsgeschwindigkeit im Gefüge kontrolliert [DAfStb563].

Die Fließspannungen werden lokal durch die Bindung von atomarem Wasserstoff an den Atomkernen von Versetzungen erhöht. Dadurch können Spannungsspitzen in diesen Bereichen nicht durch Plastifizieren abgebaut werden [DAfStb563]. Die Voraussetzung für eine Rissbildung sind die Aufweichung des Atomgitters durch Dekohäsion und die lokale Erhöhung der Fließspannungen.

Die Art der Rissbildung (trans- bzw. interkristallin) wird durch die Mikrostruktur und die Fallendichte bestimmt. Die Geschwindigkeit des Risswachstums ist zudem von der Temperatur abhängig. Mit steigender Temperatur beschleunigt sich das Risswachstum [Aoki et al.1982].

In [Troiano1960] wird die dekohäsive Wirkung mittels der Elektronenstruktur von Metallen erläutert. Die gelösten Wasserstoffatome geben ihre Elektronen an die nicht vollbesetzte dritte Elektronenschale (d-Orbital) der Übergangsmetalle ab. Der resultierende Zustand höherer Energie hat eine Abnahme der Kohäsionskraft in der Metallmatrix zur Folge. Die verringerten Kohäsionskräfte resultieren in einer geringeren Fließspannung des Gitters. Spalt- und Korngrenzenbrüche werden begünstigt. Liegen hohe mechanische Zugspannungen vor, kann folglich eine rein elastische Trennung des Metalls erfolgen [Wendler-Kalsch1986].

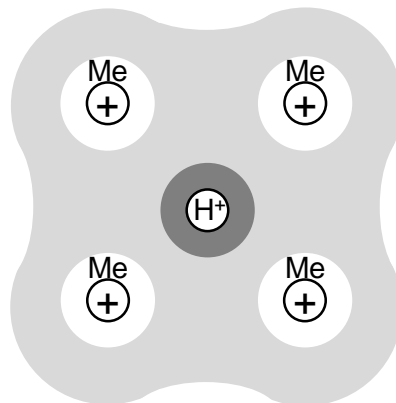


Abbildung 2.13: Dekohäsionstheorie als Hypothese zur Schädigung durch Wasserstoff nach [Gräfen & Kuron1987]

Nach [Troiano1960] kann die Dekohäsionstheorie vor allem für hochfeste Stähle angewendet werden. Aufgrund des mehraxialen Spannungszustandes liegen an der Risspitze hohe lokale Spannungen vor, welche eine signifikante Wasserstoffanreicherung im elastisch verzerrten Gitter ermöglichen. Man bezeichnet dies als den Gorsky Effekt [Juilfs2000]. Damit wird die Bildung von Bruchkeimen nahe der Risspitze im Metallinneren berücksichtigt (vgl. Abbildung 2.14).

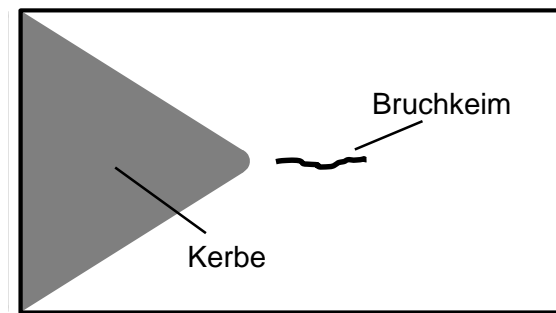


Abbildung 2.14: Rissbildung eines wasserstoffbeladenen, gekerbten Versuchskörper infolge statischer Belastung [Johnson et al.1958]

In numerischen Simulationen konnte von [Markworth & Holbrook1985] basierend auf den Grundprinzipien der Dekohäsionstheorie eine Reduzierung der Bruchspannungen abgebildet werden. Ein eindeutiger experimenteller Beweis der Reduzierung der Metallbindung durch interstitiellen Wasserstoff konnte jedoch nicht erbracht werden [Hirth1987].

2.4.5 Versetzungstheorie

Nach der Versetzungstheorie wird durch die Anreicherung von Wasserstoffatomen an Versetzungen, Einschlüssen und Verunreinigungen (vgl. Abbildung 2.15) die Beweglichkeit von Schraubenversetzungen signifikant erhöht [Beachem1972]. Dieser Vorgang („softening“-Effekt) reduziert die Gefügestabilität und trägt zum Rissfortschritt bei [DAfStb563]. Die Versetzungsbeweglichkeit und die Entfestigungsvorgänge wurden experimentell bestätigt (vgl. [Lunarska1985]) und durch Transmissionselektronenmikroskopuntersuchungen belegt (vgl. [Tabata & Birnbaum1983] und [Tabata & Birnbaum1984]).

Neben dem „softening“-Effekt konnte in [Gräfen & Kuron1987] eine Reduzierung der Beweglichkeit von Stufenversetzungen durch Wasserstoffeinlagerungen in die Dilatationszone einer Versetzung beobachtet werden („hardening“-Effekt), wodurch die Gefahr eines Sprödbruchs erhöht wird.

Die Versetzungstheorie gibt keine allgemein gültige Erklärung für eine Risseinleitung und Rissausbreitung. Vielmehr beschreibt sie den Mechanismus der Anreicherung von Wasserstoff an Fehlstellen und ist somit eher den Transportmechanismen zuzuordnen [Hirth1980].

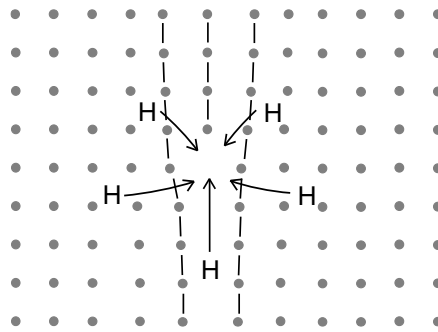


Abbildung 2.15: Versetzungstheorie als Hypothese zur Schädigung durch Wasserstoff nach [Gräfen & Kuron1987]

2.4.6 Zusammenfassung der Schädigungsmechanismen

Eine Auflistung und zusammenfassende Erklärung unterschiedlicher Modellvorstellungen kann [Juilfs2000], [Engell & Speidel1969], [Gräfen & Kuron1987] und [Beachem1972] entnommen werden. Es ist jedoch anzumerken, dass keine bisher bekannte Theorie den Schädigungsmechanismus der Wasserstoffversprödung vollständig erklären kann. Vielmehr basiert der Vorgang auf einer Kombination einzelner Mechanismen [Juilfs2000]. In [Felfeli1986] ist die Chronologie der einzelnen Entwicklungsschritte der aufgeführten Modellvorstellungen zusammengefasst.

Das Auftreten von verzögerten Spannstahlbrüchen nach einer Nutzungsdauer von mehreren Jahren (vgl. Kapitel 3) steht im Gegensatz zu den relativ kurzen Standzeiten in Laboruntersuchungen (vgl. z.B. [Uhlig1981], [Riecke1973] und [Nürnberger1995]). Dies kann nicht mit dem generellen Schädigungsmechanismus erklärt werden. Vielmehr ist dieses Phänomen auf die Grundvoraussetzungen der einzelnen Theorien zurückzuführen. [Mietz1999] stellt die Hypothese auf, dass sich im Rissinneren von der alkalischen Umgebung ein wässriges Medium abkoppelt und durch Hydrolyse ansäuert. Der zyklisch bzw. temporär gebildete Wasserstoff führt zu einer unterbrochenen Rissfortpflanzung.

Ohne ein zutreffendes Modell für den Ablauf der wasserstoffinduzierten Spannungsrissskorrosion kann keine Prognose der Zustandsentwicklung im Sinne einer Lebensdauerberechnung getroffen werden. Die Vielzahl der unterschiedlichen Prozesse, welche unter den jeweiligen Randbedingungen (grundsätzliche Anfälligkeit eines Werkstoffes, umgebendes Medium und Interaktion eines Medium-Werkstoff-Systems) ablaufen können, erschwert das Aufstellen einer allgemeingültigen Theorie auf Basis der Werkstoffwissenschaften. Die Grundvoraussetzungen für die Spannungsrissskorrosion (vgl. Abbildung 2.2) werden daher in Kapitel 4 – nach einem Rückblick auf Schadensfälle in Kapitel 3 – aus dem Blickwinkel des Spannbetonbaus eingehend untersucht und relevante Randbedingungen und Einflussfaktoren zusammengefasst.

3 Historischer Rückblick: Schadensfälle im Spannbetonbau aufgrund von Spannungsrissskorrosion

3.1 Gefährdungspotential durch Spannungsrissskorrosion

Die Problematik der Spannungsrissskorrosion in verschiedenen Anwendungsgebieten des Bauwesens wird in der Literatur vielfach erwähnt. Bereits im Jahr 1929 sorgten in den USA Schadensfälle beim Bau der Mount-Hope- und der Ambassador-Kabelbrücke für eine Sensibilisierung gegenüber SpRK [Pomp & Hempel1937]. Beim Bau dieser Hängebrücken kamen erstmals vergütete Stahldrähte, anstatt der zuvor verwendeten patentiertgezogenen Drähte, zur Anwendung. Die Drähte wurden in Ringen angeliefert. Bereits nach kurzer Lagerzeit führte eine Wasserstoffversprödung zu Drahtbrüchen. Dieser Vorfall und eine hohe Empfindlichkeit gegenüber der Kombination von Biege- und Zugspannungen, festgestellt an Spannstahl derselben Bauwerke, führte nach [Leonhardt1962] zur weitgehenden Ablehnung von vergüteten Spanndrähten in den USA. Folglich sind in den USA keine Schäden an Bauwerken mit der Schadensursache Spannungsrissskorrosion während deren Nutzungsphase dokumentiert [Hunkeler et al.2005].

In Deutschland sind ebenfalls derartige Schäden vor dem Einbau der Spannglieder bzw. in frühen Phasen des Bauprozesses an vergütetem Spannstahl der Festigkeit St 145/160 aufgetreten [Rehm et al.1981a]. Der betroffene Spannstahl wurde in den Jahren 1959-1965 unter dem Handelsnamen „Neptun“-Stahl produziert (vgl. Kapitel 4.2).

In den Jahren 1989 und 1992 führten zwei Schadensfälle an circa 30 Jahre alten Spannbetonbindern mit nachträglichem Verbund in Hochbauwerken (vgl. Kapitel 3.5) in Deutschland zu einer erhöhten Sensibilisierung der zuständigen Behörden für die SpRK-Problematik und zur Information der Fachöffentlichkeit [Wölfel1992]. Im Vorfeld dieser Schadensfälle zeigte sich kein Ankündigungsverhalten durch Rissbildung bzw. Durchbiegung. Als Folge wurden der Neptun- und Sigma-Spannstahl (mit einer ähnlichen metallurgischen Zusammensetzung) aus der Produktion bis 1965 als besonders gefährdet hinsichtlich einer verzögerten Bruchbildung infolge von Spannungsrissskorrosion eingestuft

[Bertram et al.2002a]. In [Isecke et al.1995] wird eine generelle Gefährdung älterer Spannbetonbauwerke ausgeschlossen und die Schadensfälle auf die Verwendung des empfindlichen vergüteten Spannstahls zurückgeführt.

Um eine systematische Beurteilung von Bauwerken mit vergütetem Spannstahl zu gewährleisten hat das Bundesministerium für Verkehr die Richtlinie „Empfehlungen zur Überprüfung und Beurteilung von Brückenbauwerken, die mit vergütetem Spannstahl St 145/160 Neptun N40 bis 1965 erstellt wurden“ (vgl. [BMV1993a]) im Jahr 1993 eingeführt.

Ein weiterer Schadensfall an einem Hochbauwerk im Jahr 1995 führte zur Erweiterung der Liste der gefährdeten Spannstähle auf Sigma-Spannstahl aus den Produktionsjahren 1965-1978 (vgl. Kapitel 3.5). Neben dem Neptun- und Sigma-Spannstahl wurde, aufgrund von Auffälligkeiten an entnommenen Materialproben an Bauwerken (vgl. Kapitel 3.6) und einer vergleichbaren chemischen Zusammensetzung, auch der Spannstahl St 140/160 aus dem Produktionswerk Hennigsdorf (vgl. Kapitel 4.2) in die Liste der gefährdeten Spannstähle aufgenommen [König et al.1998].

In den folgenden Abschnitten wird auf die genannten Schadensfälle und an Brücken- und Hochbauwerken festgestellten Auffälligkeiten eingegangen. Einen Sonderfall stellen Schadensfälle in Kombination mit der Verwendung von Tonerdeschmelzzement (vgl. Kapitel 3.2) und Schäden an Stabspanngliedern mit Spannstahl St 110/135 (vgl. Kapitel 3.3) dar.

3.2 Schäden an Spannbetonbauteilen mit Tonerdeschmelzzement

Im Jahr 1962 kam es im süddeutschen Raum zu einer Reihe von Einstürzen von Viehstalldecken aus Spannbetonfertigteilen [BISE1963]. Das Versagen ist nach mehrjähriger Nutzung plötzlich und ohne jegliche Ankündigung durch Risse bzw. auffällige Durchbiegungen eingetreten. Das Baujahr der Decken war zwischen 1953 und 1955. Eine Gemeinsamkeit der betroffenen Fertigteile (Deckenplatten und Deckenträger) war die Verwendung von Tonerdeschmelzzement (TSZ) in deren Herstellung. Zudem traten alle Schadensfälle an Viehställen auf, wodurch eine gleichartige Nutzung und somit vergleichbare Randbedingungen sichergestellt sind. Einzige Ausnahme stellt eine Serie von Schäden an vorgepannten Dachplatten in Industriehallen mit ebenfalls feuchtwarmer Umgebung in einem Hüttenwerk im Rheinland im Jahr 1957 dar. Durch die niedrigen Stallungen, die schlechte Belüftung und die Nutzung entstand eine feuchtwarme Umgebung. Diese ungünstigen atmosphärischen Bedingungen können den Korrosionsprozess besonders fördern. Neben der

Verwendung eines gegenüber SpRK empfindlichen Spannstahls (vorwiegend ölschlussvergüteter Neptun-Stahl) sind die Anreicherung des Betons mit Nitrat aus der Viehstallatmosphäre und die Eigenschaften des verwendeten Tonerdeschmelzzements als Ursachen der Schädigung des Spannstahls anzusehen.

In einer Beurteilung der genannten Schadensfälle kommt [Rehm1963] zu dem Schluss, dass die gegebene Empfindlichkeit des verwendeten Spannstahls gegenüber SpRK nicht die dominierende Schadensursache darstellt. Vielmehr wird das Grundprinzip des Korrosionsschutzes mittels alkalischen Betons durch die erhöhte Porosität, welche durch TSZ hervorgerufen wird, außer Kraft gesetzt. Tonerdeschmelzzement wurde bis in das Jahr 1958 aufgrund seiner schnellen Festigkeitsentwicklung insbesondere in Fertigteilwerken eingesetzt, um den Produktionsablauf zu beschleunigen [Rehm1963]. Bei Betonbauteilen, welche mit TSZ hergestellt wurden, sinkt jedoch mit fortschreitender Nutzungsdauer die Druckfestigkeit stark ab und die Porosität nimmt signifikant zu. Dies basiert auf einer Volumenverminderung durch die Umwandlung des Zementsteins, welche in feuchtwarmer Atmosphäre besonders schnell abläuft. Die erhöhte Porosität erleichtert den Zutritt von Kohlenstoffdioxid und führt zu einer Reduzierung der Alkalität des Betons. Aufgrund des geringen Anteils an basischen Bestandteilen sinkt der pH-Wert des Betons bei Verwendung von TSZ und dem Zutritt von CO₂ schnell unter den korrosionshemmenden Grenzwert. Neben den Schadensfällen an SpRK-gefährdetem Spannstahl kann dadurch auch ein Korrosionsprozess an allen anderen Arten von Bewehrung stattfinden. In den beobachteten Schadensfällen wurde die Korrosion durch die klimatischen Verhältnisse und das Nitrat verstärkt. Die Anwesenheit der Nitrats in der stahlumgebenden Porenflüssigkeit begünstigen eine anodische SpRK [Rehm et al.1973]. Der gegenüber Portlandzement-Betonen erhöhte Sulfidgehalt wurde in der Literatur kontrovers diskutiert, jedoch final als untergeordneter Einflussfaktor auf den Korrosionsprozess eingestuft [Rehm et al.1973]. Eine detaillierte Beschreibung von 35 Schadensfällen von Spannstahl in TSZ-Beton kann [Nürnberger1980] entnommen werden.

Der Sonderfall der Kombination von Tonerdeschmelzzement mit SpRK-empfindlichen Spannstählen und kritischen Verhältnissen (feuchtwarmes Klima; erhöhter Nitratgehalt) wurde als solcher erkannt. In der Folge wurde die Verwendung von Tonerdeschmelzzement ab dem Jahr 1958 über bauaufsichtliche Zulassungen verhindert und im Jahr 1962 durch die Oberste Baubehörde des Bayerischen Staatsministeriums des Innern, sowie durch „Korrosionserlasse“ des Deutschen Ausschusses für Stahlbetonbau in den Jahren 1963 und 1967 komplett untersagt (vgl. [BISE1963] und [Nürnberger1980]). Viehställe mit den entsprechenden Randbedingungen wurden identifiziert und entsprechende Maßnahmen (Rückbau der Decke, Abstützung o.ä.) eingeleitet. In trockenen Innenräumen wird aufgrund der deutlich weniger kritischen klimatischen Verhältnisse von keiner akuten Gefährdung ausgegangen [Rehm1963].

3.3 Schadensfälle an Spannstahlstäben St 110/135

Im Zeitraum 1974 bis 1978 wurden an 27 Bauwerken, davon 13 Brücken, vermehrt Brüche an Stabspanngliedern der neu entwickelten Stahlgüte St 110/135 registriert [Nürnberger1980]. Die Schäden erwiesen sich als unabhängig vom Durchmesser und der Oberfläche (glatt bzw. gerippt) der Stabspannglieder. Diese verzögerten Spannstahlbrüche sind zum Teil rund 45 Minuten nach dem Vorspannen aufgetreten, in anderen Fällen jedoch erst nach bis zu 1200 Tagen. Die gebrochenen Stäbe zeigten keine oberflächige Korrosion. Ein Teil der Brüche an den glatten Stäben erfolgte im Bereich des aufgerollten Gewindes an den Verankerungen. Deren Schadensursache wird in unterschiedlichen Fehlern bei der Gewindeherstellung gesehen [Nürnberger1980]. Der Großteil der Brüche erfolgte allerdings in der freien Länge der Spannglieder. Der Schadenszeitpunkt lag teilweise vor dem Verpressen der Hüllrohre. Stark verzögerte Brüche, die nach mehreren Tagen bzw. Monaten aufgetreten sind, erfolgten an Stäben in unzureichend bzw. gar nicht verpressten Hüllrohren. Detaillierte Beschreibungen zu den einzelnen Schadensfällen können [Nürnberger1980] entnommen werden.

Ein Großteil der Schadensfälle an Spannstahl St 110/135 trat ohne die Einwirkung aggressiver, korrosionsfördernder Stoffe auf. In [Rehm et al.1981b] ist ein Schadensfall an einem Überführungsbauwerk in Berghausen bei Karlsruhe ausführlich dokumentiert. An der einfeldrigen Spannbeton-Plattenbrücke traten bei bzw. kurz nach den Vorspannarbeiten neun Brüche an Stabspanngliedern auf. Also primäre Schadensursache konnte in diesem Fall die Verwendung eines nicht zugelassenen, rhodanidhaltigen Betonverflüssigers identifiziert werden. Dies wurde in Laboruntersuchungen zur Ermittlung der Schadensursache bestätigt. Zudem wurde in den Versuchen an Spannstahl St 110/135 die Aufnahme von Wasserstoff in wässrigen Lösungen beobachten. Der absorbierte Wasserstoff führt bei gegebener Empfindlichkeit des Spannstahls unter aufgebrachtter Zugspannung zu einer wasserstoffinduzierten Spannungsrissskorrosion.

Ein weiterer bekannter Schadensfall an Spannstahl St 110/135 ist an der Muckbachtalbrücke aufgetreten. Die Spannstahlbrüche wurden jedoch signifikant durch herstellungsbedingte Fehler im Korrosionsschutz begünstigt [fib26]. Die Brücke wurde rückgebaut und durch eine neue ersetzt [Nürnberger1997].

Die Zulassung des Spannstahls St 110/135 für den deutschen Markt wurde im Jahr 1975 zurückgezogen (vgl. Kapitel 4.2). Eine aktuelle Gefährdung kann ausgeschlossen werden. In der Schweiz wird der Einsatz von Spannstahl der Güte St 110/135 als unwahrscheinlich eingeschätzt [Hunkeler et al.2005].

3.4 Internationale Einordnung der Spannungsrissskorrosionsproblematik im Spannbetonbau

Eine umfassende Zusammenstellung und Auswertung von insgesamt 242 Schadensfällen (32 an Spannbetonbrücken) an Spannstählen im Allgemeinen, in Deutschland und im internationalen Raum, kann [Nürnberger1980] entnommen werden. Eine weitere internationale Auswertung von Schäden an Spanngliedern, Schrägseilen und geotechnischen Ankeren ist in [Hunkeler et al.1998] und [Hunkeler et al.2005] gegeben. Hierbei lassen sich viele Schadensbilder meist nicht ausschließlich auf eine einzelne Ursache, wie z.B. die Spannungsrissskorrosion, zurückführen. Vielmehr führt häufig eine Kombination von Einflussgrößen zu Auffälligkeiten bzw. zu einem Versagen. In [Nürnberger1980] wird zudem die geringe Anzahl an Schadensfällen durch Spannstahlversagen im Verhältnis zur weltweit verbauten Spannstahlmenge betont. An Schrägseilbrücken ist SpRK nur in Ausnahmefällen, z.B. aufgrund von Makroelementbildung mit einer Zinkschicht, aufgetreten [Hunkeler et al.2005].

In der Schweiz sind zwei Schadensfälle infolge Spannungsrissskorrosion bekannt. Bei der Herstellung einer Brücke im Jahr 1958 kam es zu Drahtbrüchen infolge von SpRK an vergüteten Drähten aus deutscher Produktion (Spannstahl St 145/160, Sigma oval 30). Die Bruchursache konnte, ähnlich zu den Schadensfällen in Kapitel 3.5, auf eine Anrissbildung in korrosiv vorgeschädigten Bereichen zurückgeführt werden [Hunkeler et al.2005]. Zudem wurden an den Korrosionsstellen erhöhte Chloridgehalte, welche den Rissfortschritt beschleunigen konnten, gemessen. Im weiteren Bauprozess wurden die Spanndrähte durch kaltgezogene, profilierte Drähte ersetzt. Der zweite Schadensfall, welcher im Jahr 1998 festgestellt wurde, betraf Monolitzen in einem Hochbauwerk. Als Schadensursache konnten systematische Abdichtungsmängel und eine Rissinitiierung über Spaltkorrosionsvorgänge ausgemacht werden. Die Feststellung der erhöhten Empfindlichkeit von vergüteten Drähten durch die Drahtbrüche im Jahr 1958 führte in der Schweiz zu einer frühen Sensibilisierung der zuständigen amtlichen Vertreter und der Beteiligten am Bau und in der Folge auch zum Ausschluss der vergüteten Spanndrähte für die Erstellung von Spannbetonbauwerken.

In Österreich wurde kein spannungsrissskorrosionsempfindlicher Spannstahl gefertigt. In 17 Brücken des österreichischen Bundesstraßennetzes (insgesamt 12.000 Brückenbauwerke) wurde jedoch importierter SpRK-empfindlicher Spannstahl verbaut. Mittels einer rechnerischen Beurteilung bzw. baulichen Maßnahmen konnte individuell eine Gefährdung der betroffenen Bauwerke ausgeschlossen werden [Wicke2000].

In [Vehovar et al.1998] wird von Auffälligkeiten an einer Spannbetonbrücke in Slowenien berichtet. Im Rahmen einer Bauwerksprüfung wurde an der Betonoberfläche eine Vielzahl an Rissen entdeckt. Die veranlassten Untersuchungen zeigten mehrere Drahtbrüche an den

kaltgezogenen Drähten der verwendeten Drahtspannglieder (Festigkeit 1800 MPa). Diese wurden durch eine Überprüfung der mechanischen Eigenschaften und eine visuelle Inspektion auf eine lokale Wasserstoffversprödung zurückgeführt. Aufgrund einer fehlerhaften Abdichtung der Fahrbahn und dem Einsatz von Streusalz im Winter lag unmittelbar am Spannstahl ein Chloridgehalt von über 1 % vor. Diese extrem hohe Chloridanreicherung kann auch bei nicht spannungsrissskorrosionsgefährdetem und derzeitig bauaufsichtlich zugelassenem Spannstahl zu Korrosionsschäden führen. Die Drahtbrüche lassen sich somit in diesem Fall, nach [Vehovar et al.1998], auf eine Wasserstoffversprödung zurückführen, diese wurde jedoch maßgeblich durch eine chloridinduzierte Korrosion ausgelöst. Eine systematische Problematik kann somit ausgeschlossen werden. Weitere ähnliche Fälle in Slowenien wurden nicht publiziert.

In Frankreich wird von Drahtbrüchen an 30 % der Spannglieder eines Brückenbauwerkes über den Drôme (Baujahr 1965) berichtet. Schadensursache waren schlecht bzw. nicht verpresste Hüllrohre und Wasser im Spannglied. Der Schädigungsprozess wurde mit SpRK begründet und das Bauwerk mit CFK verstärkt [Hunkeler et al.2005]. Aufgrund des sehr schlechten Korrosionsschutzes der Spanndrähte kann SpRK nicht als alleiniger Auslöser der Drahtbrüche angesehen werden. Auch in der französischen Can Bia Brücke (Baujahr 1953) wurden gebrochene Drähte auf eine Kombination aus herkömmlicher auflösender Korrosion und Spannungsrissskorrosion zurückgeführt. Maßgebende Ursache ist auch in diesem Fall eine gravierende Durchfeuchtung des Brückenbauwerks im Bereich der Spannglieder aufgrund einer fehlenden Abdichtung und mangelhafter Korrosionsschutz [fib15].

Die umfassende Auswertung von Literatur zu Schadensfällen in [Hunkeler et al.2005] führt zu dem Fazit, dass im internationalen Vergleich – sowohl auf die absolute Anzahl als auch auf den relativen Anteil der verbauten Menge an Spannstahl bezogen – in Deutschland die meisten Schäden infolge von Spannungsrissskorrosion aufgetreten sind. Dieser Aspekt ist jedoch auf eine Vielzahl an begleitenden Faktoren zurückzuführen. Als Vorreiter technischer Entwicklungen wurden in Deutschland in der Frühphase des Spannbetonbaus Fehler begangen, wie z.B. die Verwendung von ungeeigneten vergüteten Stählen oder von Tonerdeschmelzzement (vgl. Kapitel 3.2). Über derartige methodische Fehler wird nach [Hunkeler et al.2005] in Deutschland zudem offener als in anderen Ländern berichtet und die Thematik systematisch analysiert und publiziert.

In [Nürnberger1980] sind weitere, auch internationale, Fälle mit Drahtbrüchen bzw. Auffälligkeiten an Spannsystemen dokumentiert. In den publizierten Fällen wurde eine Spannungsrissskorrosion überwiegend durch korrosionsfördernde Substanzen bzw. Konstruktionsfehler ausgelöst, wodurch nicht auf eine generelle Gefährdungssituation rückgeschlossen werden kann.

3.5 Schadensfälle

3.5.1 Schadensfälle bei Transport und Lagerung

Bevor in diesem Kapitel konkrete Schadensfälle aufgrund von Spannungsrisskorrosion beschrieben werden, sei an dieser Stelle auf Schäden an Spannstählen während des Transports bzw. der Lagerung hingewiesen. Neben dem erwähnten Schadensfall in den USA (vgl. Kapitel 3.1), traten diese vermehrt in den 1950er bis 1970er Jahren an vergütetem Spannstahl auf. So sind in [Seytter1954] und [Schmerber1957] zahlreiche Drahtbrüche kurze Zeit nach dem Vorspannen an einer Donaubrücke in Donaumünster im Jahr 1952 dokumentiert. Die Ursache der SpRK-Brüche wird in einer Vorschädigung während der Lagerung im Ring vermutet. Der Spannstahl wurde nach der Produktion in Ringen auf Spannstahlhaspeln gewickelt, wodurch Ringspannungen in der Größenordnung von 1250 MPa entstanden. Im Zeitraum zwischen der Produktion des Spannstahls und der Sicherstellung des Korrosionsschutzes durch das Verpressen der Hüllrohre kam es häufig am ungeschützten Spannstahl zur Vorschädigungen durch Korrosion. Die so entstandenen Risse können bei Aufbringen der mechanischen Belastung bzw. durch die Ringspannungen zu SpRK führen [Isecke1983].

Neben Schadensfällen in den Niederlanden und Japan unter aggressiven Transport- bzw. Lagerungsbedingungen (z.B. nitrathaltiger Untergrund, Kontakt zu Meerwasser) traten in Deutschland Brüche an Spannstahl St 145/160 bereits unter der Einwirkung von Kondenswasser bzw. bei der Lagerung in feuchter Umgebung auf. Derartige Schäden wurden bereits vor bzw. während des Bauprozesses erkannt.

Weitere ähnliche Beispiele mit einer unsachgemäßen Lagerung können [Nürnberger1980] entnommen werden. Für die vorliegende Arbeit haben diese Schadensfälle eine untergeordnete Relevanz. Für die Nutzung aktueller Bauwerke sind deutlich verzögert auftretende Brüche besonders kritisch.

Eine tabellarische Übersicht von möglichen Ursachen für eine Vorschädigung während des Bauablaufs, die den Prozess der SpRK auslösen können, ist in [Lingemann2010] gegeben.

3.5.2 Teileinsturz einer Produktionshalle in Mannheim (1989)

Insbesondere Schadensfälle, welche nach mehrjähriger Nutzung, an Bauwerken ohne Konstruktions- und Ausführungsfehler eingetreten sind, führten zu einer Sensibilisierung für die Thematik der verzögert auftretenden Spannungsrisskorrosion.

Im Jahr 1989 kam es durch das Versagen eines 28 Jahre alten Spannbetonbinders zum Teileinsturz einer Produktionshalle in Mannheim. Die Binder wurden vor Ort hergestellt und anschließend eingehoben. Je Träger waren zwei parabelförmige Spannglieder

übereinander angeordnet. Die Spannglieder bestanden aus je 16 Einzeldrähten des vergüteten Spannstahls St 145/160, Neptun N40 mit rechteckigem Querschnitt. Der Produktionsprozess mit lediglich einer Schalung lässt auf längere Zwischenstandzeiten von bis zu vier Wochen rückschließen. Eine detaillierte Beschreibung der Konstruktion und des Schadensfalls kann [Nürnberger & Beul1994] entnommen werden.

Das Versagen des Spannbetonbinders erfolgte ohne vorherige Ankündigung durch auffällige Risse im Beton bzw. Verformungen. Am Träger zeigte sich circa im Drittelpunkt der Spannweite ein Biegebruch. An der Bruchstelle war das Hüllrohr komplett verpresst und es konnten visuell keine Korrosionserscheinungen am Spannstahl ausgemacht werden. Der Spannstahl befand sich im nicht-karbonatisierten Bereich und die Hüllrohre waren aufgrund des guten Verpresszustandes durchgehend, mit wenigen Ausnahmen im oberen Hüllrohr, alkalisch. Die Bruchflächen der Drähte im oberen Spannglied zeigten überwiegend frische Gewaltbrüche und selten korrodierte Bruchflächen, während die Bruchflächen des unteren Spanngliedes zum Teil mit Korrosionsprodukten (vgl. Abbildung 3.1, links) bzw. auch mit Einpressmörtel (vgl. Abbildung 3.1, rechts) belegt waren.



Abbildung 3.1: Mit Rost (links) und mit Mörtel (rechts) belegter Bruch eines Spanndrahtes [Nürnberger & Beul1994]

Die Oberflächenbeschaffenheit der Bruchflächen weist eindeutig auf einen zeitlich zurückliegenden Bruch der jeweiligen Spanndrähte hin. Der mit Mörtel belegte Bruch ist offensichtlich vor dem Verpressen erfolgt. An der Innenseite des Hüllrohrs des unteren Spanngliedes wurde zudem Oberflächenkorrosion registriert, die Außenseite war korrosionsfrei. Dies ist ein Indiz für Feuchtigkeit im Hüllrohr vor dem Verpressen. Die Ursache kann Betonabsetzwasser bzw. Kondenswasser sein. In diesem Milieu entstandene Rostpunkte bzw. Anrisse können im verpressten, alkalischen Hüllrohr zu einem Rissfortschritt durch SpRK-Prozesse führen (vgl. Kapitel 4.1). Der Korrosionsprozess wird durch die festgestellte erhöhte Porosität des Einpressmörtels und eine somit feuchte Umgebung des Spannstahls begünstigt. Dies erfolgt auch ohne erhöhte Mengen korrosionsfördernder Substanzen.

Als Schadensursache wurden die besonders hohe SpRK-Empfindlichkeit des verwendeten Spannstahls, die hohe Porosität des Einpressmörtels und die Vorschädigung durch Feuchtigkeit insbesondere im unteren Hüllrohr vor dem Verpressen identifiziert. An den

Spanndrähten des unteren Hüllrohres kam es dadurch zu einer Vielzahl an Anrissen und Drahtbrüchen infolge von Spannungsrissskorrosion. Im Bereich des Bruchquerschnittes des Trägers führte schließlich eine lokale Häufung von Drahtbrüchen zum Versagen. Die Dachkonstruktion bestand aus Spannbetonbindern und aufgelegten Kassettenplatten. Die Kassettenplatten haben sich am Lastabtrag beteiligt und dadurch eine Versagensankündigung durch Rissbildung an der Trägerunterseite verhindert. Das Tragsystem wurde kurz vor dem Einsturz durch Umbaumaßnahmen verändert [Nürnberger & Beul1994].

Bei diesem Schadensfall traten keine Abweichungen von gültigen Bemessungs- und Konstruktionsvorschriften auf. Auch der Zeitraum zwischen Vorspannen und Verpressen und die Möglichkeit der Feuchteansammlung im Hüllrohr stellte keine Abweichung von bauüblichen Prozessen dar [fib26].

3.5.3 Verhinderter Einsturz einer Fabrikhalle in Mühlacker (1992)

Ein ähnlicher Schadensfall wie in Mannheim ereignete sich 1992 in einer Fabrikhalle in Mühlacker. An einem Spannbetonbinder zeigten sich Risse, worauf durch eine Unterstützung der Einsturz verhindert werden konnte. Die Spannbetonträger wurden jeweils mit zwei horizontalen und vier parabelförmig verlaufenden Spanngliedern (je 16 Drähte St 145/160, Neptun N40) vorgespannt. Der Verpresszustand der Spannglieder war ordnungsgemäß und der Mörtel alkalisch und frei von korrosionsfördernden Substanzen. Das Hüllrohr war frei von Korrosionserscheinungen. Im Bruchquerschnitt konnten in den unteren beiden Spanngliedlagen typische SpRK-Risse an zwei bzw. fünf Spanndrähten identifiziert werden. Alle entnommenen Spannstaahlproben wiesen eine Belegung mit Korrosionsprodukten und eine Vielzahl von Anrissen auf (vgl. Abbildung 3.2).



Abbildung 3.2: Anrisse am Spannstaahl: Probe abgebeizt (links) und Längsschliff (rechts) [Nürnberger & Beul1994]

An mehreren Trägern der Fabrikhalle konnten mittels zerstörungsfreier Prüfverfahren weitere Anrisse und Brüchen am Spannstaahl registriert werden. Als Schadensursache wurde die hohe Empfindlichkeit des verwendeten Spannstaahls gegenüber SpRK festgehalten [Nürnberger & Beul1994].

3.5.4 Verhinderter Einsturz einer Fabrikhalle in Schrobenhausen (1995)

Im Unterschied zu den obigen Schadensfällen versagte im Jahr 1995 ein Fertigteilträger, der mit Spannstahl St 145/160, Sigma oval 40 aus dem Produktionszeitraum ab 1965 („neue Generation“) hergestellt wurde (vgl. [Bertram et al.2002a], [Bertram et al.2002a] und [Müller1996]). Der Bruch des Trägers ereignete sich in einer Fabrikhalle in Schrobenhausen. Der Einsturz des Hallendachs konnte durch eine sofortige Abstützung verhindert werden. Je Träger wurde ein parabelförmiges Spannglied mit 16 Spanndrähten eingebaut. Die Zeitspanne zwischen dem Einbau der Spanndrähte und dem Verpressen ist nicht dokumentiert. Sowohl der Beton als auch der Einpressmörtel waren in einem guten Zustand und frei von korrosionsfördernden Stoffen. Die Metallhüllrohre waren an den Außenseiten blank und Innen meist korrodiert. Die Spanndrähte waren insbesondere im unteren Drittel des Hüllrohrquerschnitts z.T. stark korrodiert. Dies lässt auf eine Vorkorrosion durch Feuchtigkeit im Hüllrohr rückschließen.

Am Bruchquerschnitt, der in etwa in Feldmitte war, zeigten sich spröd gebrochene Spanndrähte neben duktil gebrochenem Betonstahl. In einem Abschnitt von etwa 15 cm um die Bruchstelle waren alle 16 Spanndrähte gebrochen und wiesen starke Korrosionserscheinungen auf. In weiteren Bereichen des Trägers konnten sieben zusätzliche Drahtbrüche registriert werden. Der geringe Abstand der Bruchflächen zueinander lässt auf einen Bruch nach dem Verpressen schließen. Korrosionsprodukte an den Bruchflächen weisen wiederum auf einen Bruch deutlich vor dem Schadensfall hin. Spannstahluntersuchungen ergaben eine Häufung von Anrissen an den Spanndrähten, welche z.T. einen Abstand von nur wenigen Zentimetern hatten (vgl. Kapitel 4.2, Abbildung 4.1). Die Anzahl der Anrisse nahm mit der Lage der Spanndrähte im Hüllrohr von oben nach unten zu.

Als Schadensursache wurde in [Nürnberger & Beul1994] die teilweise erhebliche Vorschädigung durch Korrosion im unverpressten Hüllrohr, welche zu einer Anrissbildung führte, dokumentiert. In Kombination mit dem empfindlichen Spannstahl führte dies zu einem zeitlich verzögerten Fortschreiten der Spannungsrisskorrosion bis zum Bruch.

3.5.5 Zusammenfassung und Fazit

Die aufgetretenen Schadensfälle infolge von Spannungsrisskorrosion sind in Tabelle 3.1 zusammengefasst. An allen Bauwerken wurde in der Planung und der Bauausführung der damalige anerkannte Stand der Technik berücksichtigt. Aufgrund des SpRK-gefährdeten Spannstahls kam es dennoch zum Versagen dieser Bauteile im Hochbau. An Brückenbauwerken ist nach [König et al.1986] und aktuellen Informationen des Autors kein Schadensfall infolge von SpRK mit Versagen eines Bauteils bzw. des Gesamtbauwerks bekannt.

Tabelle 3.1: Schadensfälle an Spannbetonbauwerken infolge Spannungsrisskorrosion

Bauwerk	Baujahr	Spannstahl	Schaden
Produktionshalle, Mannheim	1961	St 145/160 Neptun N40	Teileinsturz (1 Binder), 1989
Fabrikhalle, Mühlacker	1962	St 145/160 Neptun N40	verhinderter Einsturz (1 Binder), 1992
Fabrikhalle, Schrobenhausen	1965	St 145/160 Sigma oval 40 („neue Generation“)	verhinderter Einsturz (1 Binder), 1995

3.6 Auffälligkeiten

3.6.1 Allgemeines

Neben den aufgeführten Schadensfällen aufgrund von Spannungsrisskorrosion (vgl. Kapitel 3.5) sind bei mehreren Bauwerken durch SpRK verursachte Auffälligkeiten ohne Schadensereignis festgestellt worden. Diese sind für den Hochbau in Kapitel 3.6.2 und Tabelle 3.2 und für den Brückenbau in Kapitel 3.6.3 und Tabelle 3.3 zusammengefasst.

3.6.2 Auffälligkeiten im Hochbau

Anrisse am Spannstahl einer Fabrikhalle in Lohr (1993)

An den vorgespannten Fachwerkbindern der Dachkonstruktion einer Fabrikhalle in Lohr (Baujahr 1959) sind im Jahr 1993 bei einer Bauwerksuntersuchung an Spannstahlproben (St 145/160, Neptun N40) einzelne Anrisse entdeckt worden. Weder der Beton noch der Einpressmörtel lieferten Hinweise auf einen unzureichenden Korrosionsschutz. An der Spannstahloberfläche konnte visuell nur leichte Korrosion festgestellt werden. Erst eine mikroskopische Untersuchung im Bereich eines Anrisses, lies auf einen typischen Spannungsrisskorrosionsbruch ausgehend von Lochkorrosionsnarben schließen. Es wurden mehrere Anrisse an einer der Proben, welche eine deutliche Überfestigkeit aufwies, festgestellt [Nürnberger & Beul1994].

Anrisse am Spannstahl einer Produktionshalle in Berlin (1991)

Aufgrund der besonderen Sensibilisierung für die SpRK-Problematik wurden beim Rückbau von Bauwerken, in welchen SpRK-empfindlicher Spannstahl verbaut wurde, teilweise

Materialproben entnommen und labortechnisch untersucht. So wurden Spannbetonbinder einer Produktionshalle (Baujahr 1964) in Berlin im Jahr 1991 im Rahmen des Abbruchs begutachtet und Proben entnommen. Während der 27-jährigen Nutzung sind keine Auffälligkeiten aufgetreten. Wie in obigem Beispiel waren der Beton und der Einpressmörtel in gutem Zustand. Am Spannstahl St 145/160, Neptun N40, wurden jedoch zahlreiche Brüche registriert. Ein Teil der Brüche konnte eindeutig auf den Abbruchvorgang zurückgeführt werden. Weitere Brüche wiesen SpRK-typische linsenförmige, dunkle Anrissbereiche auf. Eine Abstufung im Belag mit Korrosionsprodukten an den Bruchflächen ließ auf eine schrittweise Rissausbreitung über einen längeren Zeitraum schließen. An Spannstahlabschnitten mit SpRK-Brüchen konnte keine starke Korrosion, jedoch eine Vielzahl weiterer Anrisse festgestellt werden. Andere Spannstahlproben zeigten weder Brüche noch Anrisse. Als Ursache für die Anrissentwicklung und die zeitlich verzögerte Schädigung wurde eine Vorschädigung, ausgelöst durch Kondenswasser, im unverpressten Hüllrohr vermutet [Mietz1994].

Zusammenfassung

In der nachfolgenden Tabelle sind die Auffälligkeiten infolge SpRK an Hochbauwerken zusammengefasst.

Tabelle 3.2: Auffälligkeiten an Spannbetonbauwerken infolge Spannungsrissskorrosion (Hochbau)

Bauwerk	Baujahr	Spannstahl	Auffälligkeit
Fabrikhalle, Lohr	1959	St 145/160 Neptun N40	mehrere Anrisse am Spannstahl, Bauwerksuntersuchung, 1993
Produktionshalle, Berlin	1964	St 145/160 Neptun N40	mehrere Anrisse am Spannstahl, Probennahme bei Abbruch, 1991

3.6.3 Auffälligkeiten im Brückenbau

Drahtbruch an einer Brücke über die Bahn in Gerolstein

In [Nürnberger & Beul1994] werden Untersuchungen an einer Spannbetonbrücke bei Gerolstein (Baujahr 1952) geschildert. Die parabolische Längsvorspannung der Brücke wurde mit Spannstahl St 145/160 ausgeführt. Der Beton und Einpressmörtel waren in gutem Zustand und alkalisch. Korrosionsfördernde Substanzen konnten nicht ausgemacht werden. Die unteren Lagen der Spannglieder wiesen jedoch zum Teil starke Korrosionserscheinungen auf. Diese sind auf den langen Herstellprozess mit ungeschützten

Spanndrähten zurückzuführen. An einem Spanndraht wurde ein SpRK-Bruchbild mit weit ausgeprägtem interkristallinen Anrissbereich (60 % der Querschnittsfläche) festgestellt. Aufgrund der sehr starken Vorkorrosion kann der Drahtbruch nicht ausschließlich der Spannungsrisskorrosion als Rissursache zugerechnet werden. Die Mängel in der Bauausführung hätten auch bei weniger empfindlichem Spannstahl zu Korrosionsschäden führen können.

Anrisse am Spannstahl der Hohenzollerndammbrücke in Berlin (1998)

Im Rahmen eines unveröffentlichten Gutachtens wurden an der Längsvorspannung der Hohenzollerndammbrücke im Jahr 1998 an mehreren Stellen Materialproben entnommen. An dem verwendeten Spannstahl St 145/160, Neptun N40, konnten Anrisse infolge einer Wasserstoffversprödung festgestellt werden. Infolgedessen wurde das circa 40 Jahre alte Bauwerk rückgebaut. An entnommenen Stegsegmenten wurde die Eignung zerstörungsfreier Prüfverfahren zur Detektion von Spannstahlschäden untersucht. Bei den Verifizierungsversuchen mittels Magnetpulververfahren konnten zahlreiche Anrisse an den Spanndrähten identifiziert werden [Mietz & Fischer2005].

Anrisse am Spannstahl eines Überführungsbauwerkes in Bronnzell (1984)

An einem Überführungsbauwerk der Deutschen Bahn konnten beim planmäßigen Rückbau gezielt mehrere Spannstahlproben entnommen werden. Der Beton und der Einpressmörtel waren größtenteils in gutem Zustand. Dennoch war die Dauerschwingfestigkeit des Spannstahls St 145/160, Neptun N40, in Laborversuchen erheblich beeinträchtigt. REM-Untersuchungen bestätigten ein für H-SpRK typisches, interkristallines Bruchbild an den Probekörpern. An ungeprüften Proben konnten durch Längsschliffe zahlreiche von der Stahloberfläche ausgehende Anrisse festgestellt werden [Mietz1994].

Anrisse am Spannstahl der Elsenbrücke in Berlin (1998)

In [Mietz et al.1998] wird von Spannstahluntersuchungen im Zuge von Umbauarbeiten an der Elsenbrücke in Berlin berichtet. Die Brücke war sowohl in Längs- als auch in Querrichtung mit Spannstahl St 140/160 aus dem VEB Stahl- und Walzwerk Hennigsdorf vorgespannt. Mit Ausnahme einer undichten Fuge entsprachen die Bauausführung, der Beton und der Einpressmörtel dem damaligen Stand der Technik. Der Beton und Einpressmörtel waren alkalisch und der Verpresszustand insgesamt gut. Die Spannstahloberfläche war größtenteils frei von Korrosion, zum Teil trat jedoch auch oberflächige, flugrostartige Korrosion bis zu kleinflächigen Korrosionsnarben auf. Mit einer zerstörungsfreien Rissprüfung mit dem Magnetpulververfahren an etwa 110 m Spannstahllänge der Quervorspannung konnten circa 30 Anrisse bzw. Bereiche mit mehreren nebeneinanderliegenden Anrissen lokalisiert werden. Die Anrisse gingen größtenteils von mikroskopischen Korrosionsnarben aus und waren eindeutig auf wasserstoffinduzierte Spannungsrisskorrosion

zurückzuführen. Der Zeitpunkt für die Vorkorrosion wurde zwischen dem Einbau der Spanndrähte und dem Verpressen vermutet. In den Bauwerksunterlagen sind Spannstahlbrüche in der Längsvorspannung ca. 24 Stunden nach dem Anspannen der Spannglieder dokumentiert. Der betroffene Spannstahl war feucht und wies starke Korrosionserscheinungen auf. Die Schadensursache war eindeutig SpRK, welche vermutlich durch Korrosion im unverpressten Hüllrohr, verstärkt z.B. durch Kondenswasserbildung, ausgelöst wurde.

Anrisse am Spannstahl einer Straßenbrücke in Ihleburg (2008)

Erste Untersuchungen während des Rückbaus der Ihleburger Straßenbrücke über den Elbe-Havel-Kanal deuteten auf die SpRK-Empfindlichkeit des verwendeten Hennigsdorfer Spannstahls St 140/160 hin. Die veranlasste systematische Probennahme und die Ergebnisse der Untersuchungen sind in [Bauer et al.2011] zusammengefasst. Von insgesamt 360 entnommenen Spannstahlproben wiesen 39 Anrisse auf. Brüche durch den gesamten Spannstahlquerschnitt wurden nicht festgestellt.

Weitere Literaturquellen und Zusammenfassung

In [Lingemann2010] werden noch zwei weitere Bauwerke mit Spannstahl aus Hennigsdorfer Produktion aufgeführt, an welchen beim Abbruch Anrisse am Spannstahl festgestellt wurden. Zudem wird ein nicht näher definierter Drahtbruch an einem Bauwerk mit Hennigsdorfer Stahl erwähnt.

In [Wilhelm et al.2015] sind umfassende Materialuntersuchungen an 31 Brückenbauwerken, welche mit Hennigsdorfer Spannstahl erstellt wurden, zusammengefasst. Hierbei wurden bei keinem der untersuchten Bauwerke Drahtbrüche festgestellt, jedoch wurden an fünf Bauwerken Anrisse detektiert.

Die oben vorgestellten Auffälligkeiten an Brückenbauwerken infolge SpRK sind in der nachfolgenden Tabelle zusammengefasst.

Tabelle 3.3: Auffälligkeiten an Spannbetonbauwerken infolge Spannungsrissskorrosion (Brückenbau)

Bauwerk	Baujahr	Spannstahl	Auffälligkeit
Brücke über DB, Gerolstein	1952	St 145/160 „alter Typ“	1 Drahtbruch, Bauwerksuntersuchung
Hohenzollerndammbrücke, Berlin	1957/58	St 145/160 Neptun N40	mehrere Anrisse am Spannstahl, Bauwerksuntersuchung, 1998
Überführung der DB, Bronnzell	1958/59	St 145/160 Neptun N40	mehrere Anrisse am Spannstahl, Probennahme bei Abbruch, 1984
Eisenbrücke, Berlin	1964-68	St 140/160 Hennigsdorfer Stahl	mehrere Anrisse am Spannstahl, Probennahme bei Umbauarbeiten, 1998
Straßenbrücke, Ihleburg	1968	St 140/160 Hennigsdorfer Stahl	mehrere Anrisse am Spannstahl, Probennahme bei Abbruch, 2008

3.6.4 Weitere Auffälligkeiten

Im Zusammenhang mit Spannungsrissskorrosion werden im Folgenden neben den oben aufgeführten Schadensfällen noch weitere, der Fachöffentlichkeit bekannte, Ereignisse genannt. Diese sind jedoch für vorliegende Arbeit irrelevant und werden lediglich aufgeführt, um einen umfassenden Einblick in die Thematik der Spannungsrissskorrosion an konkreten Bauwerken zu erlangen.

Teileinsturz der Kongresshalle in Berlin (1980)

Der Teileinsturz der Kongresshalle in Berlin im Jahr 1980 zählt aufgrund der herausragenden Bedeutung des Bauwerks und eines Todesopfers zu den spektakulärsten und tragischsten Schadensfällen in Verbindung mit dem Einsatz von SpRK-empfindlichem Spannstahl. Die Dachkonstruktion des Bauwerks wurde in den Jahren 1956 und 1957 mit Drahtspanngliedern aus Spannstahl St 145/160, Sigma oval 30, vorgespannt. Eine detaillierte Beschreibung der Konstruktion, eine kritische Analyse konstruktiver Mängel und die Ableitung der Schadensursachen kann [Schlaich et al.1980] entnommen werden. Zusammenfassend kann der Einsturz eines Randbinders der Dachkonstruktion auf konstruktive Mängel in der Planungsphase und Fehler in der Bauausführung zurückgeführt werden. Starke Krümmungen und Eigenspannungen führten zu Rissen in den Außendächern,

welche zu einer lokalen Korrosion der Spannglieder führten. Die Korrosion wurde durch Ausführungsmängel, wie z.B. zu geringe Betondeckung und Verwendung von porösem, chloridbelastetem Fugenbeton, verstärkt. Fernab des Schadensbereichs war an den Spanndrähten keine Korrosion feststellbar. An den Bruchflächen der Spanndrähte konnten Korrosionsprodukte festgestellt werden. Die Schädigung der Spannglieder erfolgte somit nachweislich deutlich vor dem Versagen des Randbinders der Kongresshalle. Die Bruchbilder erwiesen sich als typisch für wasserstoffinduzierte Spannungsrissskorrosion. Im Bereich der Brüche war allerdings auch eine starke abtragende Korrosion vorhanden. Die Verwendung von SpRK-empfindlichem Spannstahl kann in diesem speziellen Fall lediglich als verstärkender Faktor, welcher zu einer Beschleunigung der Drahtbrüche geführt hat, angesehen werden. Die Schadensursache liegt nach [Schlaich et al.1980] in erster Linie in Planungsmängeln und sekundär in Ausführungsfehlern.

Versagen der Dachkonstruktion eines Hallenbades in Uster (1985)

Im Hallenbad Uster, in der Schweiz, kam es im Jahr 1985 zu einem Schadensfall. Die eigentliche Dachkonstruktion aus Spannbetonbindern war jedoch nicht betroffen. Eine abgehängte Sichtbetondecke versagte plötzlich aufgrund von chloridinduzierter Spannungsrissskorrosion der Aufhängebügel aus Chromnickelstahl und forderte zwölf Todesopfer (vgl. [SIA1985a] und [SIA1985b]). Für Schadensprozesse im Brückenbau können aus diesem Unglück keine allgemeingültigen Schlüsse abgeleitet werden.

Spannungsrissskorrosion in Atomkraftwerken

Im Zusammenhang mit der Diskussion über die Sicherheit von Atomkraftwerken wird aus technischer Sicht die spezielle Thematik der Spannungsrissskorrosion bei Leichtwasserreaktoren häufig aufgegriffen. Von der primärwasserinduzierten interkristallinen Spannungsrissskorrosion (engl.: „primary water stress corrosion cracking“ (PWSCC)) sind in erster Linie Rohrleitungen und Druckbehälter von Reaktoren betroffen [IAEA2011]. In den USA sind auch an Spannbetonbehälter, welche den Druckbehälter umgeben, Schadensfälle an Spanngliedverankerungen und Spanndrähten infolge von SpRK aufgetreten (vgl. [USNRC1985] und [Shah & Hookham1998]). Diese Schadensfälle konnten jedoch auf eine ungeeignete Materialzusammensetzung bzw. äußere Einflüsse, wie z.B. die mikrobielle Aktivität des Korrosionsschutzwachses der verbundlosen Drahtspannglieder oder lange Lagerung ohne Schutz vor Witterungseinflüssen, zurückgeführt werden [Shah & Hookham1998]. Eine Häufung von Schadensfällen bzw. eine signifikante Anfälligkeit von Vorspannsystemen in Betonbauteilen von Atomkraftwerken wird in der Zusammenstellung der „International Atomic Energy Agency“ (vgl. [IAEA2011]) nicht erwähnt.

Spannungsrissskorrosion bei verbundloser Vorspannung (Monolitzen)

In [Ivanov2015] wird allgemein die Entstehung von SpRK durch Bakterien bzw. säureerzeugende Pilze erläutert. Speziell bei verbundlosen Monolitzen mit PE-Mantel kann es im Korrosionsschutzfett durch Fadenpilze zu einer Säureproduktion kommen [Little & Staehle2001]. Beim Abbau der Fette kann, neben den aggressiven Säuren, Wasser entstehen und folglich können korrosive Vorgänge, wie z.B. Spannungsrissskorrosion, ablaufen. Drahtbrüche infolge eines bakteriellen bzw. mykotischen Angriffes sind in [Little & Staehle2001] (Bsp.: Hochbau; kaltgezogener Draht einer Monolitze) und [Hunkeler et al.2005] (Bsp.: Silobauwerk; Monolitze) erwähnt, wobei auf die Seltenheit dieser Art der Gefährdung hingewiesen wird. Mikrobiell induzierte Korrosion kann durch den Einsatz von Bioziden oder herkömmlichen Korrosionsschutzmaßnahmen entgegengewirkt werden [Ivanov2015]. Zudem verhalten sich verbundlos vorgespannte Bauwerke „in der Regel gutmütiger“ (vgl. [Lingemann2010]), da sich der Spannkraftabfall infolge eines Bruches nicht über den Verbund lokal konzentriert und sich somit über die gesamte Länge des Bauteils erfolgt. Eine Versagensankündigung tritt in der Regel im maximal beanspruchten Bereich durch Rissbildung an der Betonoberfläche auf.

Spannungsrissskorrosion im Behälterbau

Einen Sonderfall stellen Schäden an vorgespannten Behältern in den 1950er und 1960er Jahren, vorwiegend im Ausland, dar. Die Herstellung erfolgte häufig über das Wickelverfahren. Hierbei wird der Spanndraht meist durch eine Ziehöse gezogen (Preload-Verfahren), was zu einem Festigkeitsanstieg führt. Diese Vorspanntechnik führt allerdings auch zu einer erhöhten Oberflächenspannung an den Drähten, welche zu einer späteren SpRK führen kann [Nürnberger1980]. In zwei Fällen kam es zu einem kompletten Versagen eines Behälters, welche jedoch nicht auf SpRK als primäre Ursache zurückgeführt wurden. Die betroffenen Behälter wiesen eine Vielzahl an Schwachstellen auf, wie z.B. undichte Fugen und porösen Beton. Die Erkenntnisse aus den Schadensfällen an Behältern sind deshalb und aufgrund des speziellen Herstellprozesses und der ausführungsbedingten Fehler nicht auf weitere Spannbetonbauwerke übertragbar.

Spannungsrissskorrosion an vorgespannten Rohren

Die in [Nürnberger1980] aufgeführten Schadensfälle an vorgespannten Rohren müssen ebenfalls separat behandelt werden. Die Schadensursachen waren vielmals Kontaktkorrosion beim Herstellprozess bzw. ungenügender Korrosionsschutz von erdüberdeckten Rohren und nicht vorwiegend SpRK.

Spannungsrissskorrosion an Erd- und Felsankern

Die Zusammenstellung von [Nürnberger1980] umfasst auch Schadensfälle an Erd- und Felsankern, welche zu 70 % auf SpRK zurückgeführt werden konnten. Die betroffenen

Spannstähle waren vorwiegend vergütet (70 %) und z.T. warmgewalzt (30 %). Bei allen ausgewerteten Schadensfällen war jedoch der Zutritt aggressiver Wässer und längere unsachgemäße Lagerung vor dem Einbau ausschlaggebend für das Einsetzen des Korrosionsprozesses. Ähnliche Schadensfälle an Ankersystemen ohne doppelten Korrosionsschutz sind in der Schweiz aufgetreten [Hunkeler et al.2005]. Auch weniger SpRK-empfindlicher Spannstahl hätte unter den vorliegenden korrosionsfördernden Bedingungen nicht dauerhaft standgehalten. Die Schadensfälle resultieren somit aus konstruktiven Fehlern und sind keine typischen SpRK-Schäden.

3.7 Zusammenfassung

Aus der Zusammenstellung der Schadensfälle und Auffälligkeiten aus der Literatur werden folgende Erkenntnisse festgehalten.

Trotz mit dem Neptun-Stahl vergleichbarer Zusammensetzung und größerer Produktionsmenge des Sigma-Spannstahls wurde dieser nur in einem betroffenen Bauwerk verwendet (vgl. Kapitel 3.5). Die ausgeprägte Empfindlichkeit des Neptun-Spannstahls wird neben den Schadensfällen insbesondere auch durch die häufigeren Auffälligkeiten durch Anrisse am Spannstahl deutlich (vgl. Tabelle 3.1 bis Tabelle 3.3).

Weiterhin soll an dieser Stelle nochmals betont werden, dass es an Spannbetonbrücken bisher zu keinem bekannten Schadensfall mit Bauteilversagen durch SpRK gekommen ist. Die generell geringe Anzahl an Schadensfällen kann eventuell auf die chargenabhängige Sensitivität des Spannstahls gegenüber SpRK zurückgeführt werden. Wie in Kapitel 4.2 erläutert wird, ist die SpRK-Empfindlichkeit abhängig von der jeweiligen Produktionscharge. Sind lediglich wenige Chargen betroffen, verringert sich das Risiko eines Schadensfalls durch SpRK. Da jedoch die geschilderten Schadensfälle an fehlerfrei erstellten Bauwerken und nach langjähriger Nutzung aufgetreten sind, kann ein verzögerter sukzessiver Ausfall von Spanndrähten in älteren Bauwerken nicht generell ausgeschlossen werden. Es ist eine Methodik zur Beurteilung von spannungsrisskorrosionsgefährdeten Bauwerken nötig. Hierfür werden zuerst in Kapitel 4 Aspekte der SpRK speziell im Spannbetonbau betrachtet und im Anschluss auf derzeitige Bewertungsverfahren eingegangen (vgl. Kapitel 5).

Drahtbrüche am Spannstahl während des Transportes, der Lagerung bzw. kurz nach dem Einbau in das Bauteil sind häufig materialbedingt. Eine stark verzögerte Bruchbildung, nach Monaten bzw. Jahren der Nutzung, wird meistens durch zusätzliche Umgebungseinflüsse verursacht [Nürnberger1980]. Der häufigste Grund für Korrosionsschäden in der Schadenszusammenstellung nach [Nürnberger1980] sind die Verwendung ungeeigneter Stahlsorten in Kombination mit Feuchtigkeit und/oder aggressiver Umgebung. In vielen

Fällen wurde SpRK durch eine Vorschädigung aufgrund anderer Korrosionsarten gefördert. Die Bedingungen während des Transports und der Lagerung vor dem Einbau sind hierbei ausschlaggebend, jedoch ist auch die Verweildauer des Spannstahls im Hüllrohr vor dem Verpressen von großer Bedeutung. Erst durch den Einpressmörtel wird das schützende alkalische Milieu sichergestellt. Deshalb wurde in der [DIN EN 13670:2001-03] die Verweildauer der Spannglieder in der Schalung auf vier bzw. im vorgespannten Zustand bis zum Verpressen mit Einpressmörtel auf maximal zwei Wochen begrenzt. Auf verzögerte Spannstahlbrüche muss – aufgrund der Konsequenzen eines unvorhersehbaren Kollapses in der Nutzungsphase – besonderes Augenmerk gelegt werden.

Eine grundsätzliche materialabhängige Überempfindlichkeit von aktuell produziertem Spannstahl gegenüber SpRK kann aufgrund von umfangreichen Erst- und Zulassungsprüfungen, die in Deutschland seit 1978 durchgeführt werden, derzeit ausgeschlossen werden. In Bauwerken mit Baujahr nach den 1980er Jahren sind keine Schadensfälle bzw. Auffälligkeiten aufgetreten [Fischer et al.2014a]. In Bestandsbauwerken, in welchen spannungsrissskorrosionsempfindlicher Spannstahl verbaut wurde, kann jedoch ein sukzessiver Spannstahlausfall nicht ausgeschlossen werden.

4 Spannungsrisskorrosion im Spannbetonbau

4.1 Randbedingungen und Einflussfaktoren

4.1.1 Allgemeines

Die allgemeinen materialwissenschaftlichen Zusammenhänge, die Korrosionsarten und die unterschiedlichen Schädigungsmechanismen der Spannungsrisskorrosion wurden in Kapitel 2 erläutert. In diesem Abschnitt werden die spezifischen Randbedingungen und Einflussfaktoren auf die Spannungsrisskorrosion speziell im Spannbetonbau in Zusammenhang mit den gewonnenen Erfahrungen aus Schadensfällen (vgl. Kapitel 3) beleuchtet. Grundsätzlich sind hierbei die auslösenden Faktoren einer Spannungsrisskorrosion im Kontext des Spannbetonbaus zu betrachten – diese sind nach [Hickling1982] (vgl. Abbildung 2.2):

- **Mechanische Belastung:** vorhandene Zugspannung im Werkstoff (vgl. Kapitel 4.1.2)
- **Medium:** umgebendes Angriffsmittel, welches in Kombination mit dem jeweiligen Werkstoff gegenüber SpRK kritisch reagiert (vgl. Kapitel 4.1.3)
- **Werkstoff:** spezifische Anfälligkeit gegenüber SpRK (vgl. Kapitel 4.2)

Eine Schädigung durch Spannungsrisskorrosion kann durch das Ausschalten mindestens einer dieser Einflussgrößen verhindert werden [Nürnberger1995]. Die drei genannten Grundvoraussetzungen gelten sowohl für anodische als auch für wasserstoffinduzierte Spannungsrisskorrosion, jedoch in unterschiedlicher Ausprägung [Hunkeler et al.2005]. Das Resultat der beiden Schädigungsprozesse ist nahezu identisch – das Versagen tritt als plötzlicher Bruch ohne visuell erkennbaren Korrosionsangriff ein.

4.1.2 Mechanische Belastung

Das Gefährdungspotential der Spannungsrisskorrosion ist, neben dem Medium und der materialspezifischen Anfälligkeit, von der im Werkstoff vorliegenden Spannung abhängig. In der Literatur wird diese Randbedingung häufig als „mechanische Belastung“ bezeichnet (vgl. z.B. [Hickling1982] und [Nürnberger1995]). Die mechanische Belastung

kann hierbei in eine innere und eine äußere Belastung unterschieden werden [Hunkeler et al.2005]. Innere Belastungen können zum Beispiel herstellungsbedingte Eigenspannungen oder durch Wasserstoffanreicherung entstehender Druck sein. Ein Unterscheidungskriterium der äußeren mechanischen Belastung ist die Art und Dauer der Einwirkung. Eine statische Belastung mit konstanter Zugspannung hat gegenüber einer dynamischen/zyklischen Beanspruchung einen unterschiedlichen Einfluss auf die Widerstandsfähigkeit des jeweiligen Werkstoffes [Nürnberger1995].

Eine konstante Zugspannung führt zu einer Verstärkung der in Kapitel 2.4 erläuterten Schädigungsmechanismen, z.B. wird eine dekohäsive Wirkung begünstigt. Der innere Druck und die äußere Belastung wirken gleichgerichtet. Die erforderliche Höhe der Zugspannung, welche zu einem Spannungskorrosionsbruch führt, hängt wiederum vom jeweiligen Material und dem umgebenden Medium ab. Nach [Mietz1999] können Schäden bereits bei Spannungen im Gebrauchszustand eintreten und marginal erhöhte Spannungen (durch unzulässige Lastüberschreitung, Nutzungsänderung etc.) in einem vergrößerten Gefährdungspotential resultieren. In besonders kritischen Konstellationen können bereits herstellungsbedingte Eigenspannungen ohne äußere Zugbeanspruchung eine SpRK auslösen (vgl. [Isecke et al.1995] und [Elices et al.2004]). Neben herstellungsbedingten Eigenspannungen können auch Spannungen aufgrund eines zu geringen Durchmessers der Spannstahlhaspeln während des Transports zu einer erhöhten SpRK-Gefahr, noch vor dem Anspannen der Spannglieder, führen (vgl. Kapitel 3.5.1 und [Rehm et al.1981a]). Den hier zugrundeliegenden Versagensmechanismus nennt man wasserstoffinduziert, da neben den existierenden Spannungen zusätzlich eine kritische Menge an interstitiellem Wasserstoff benötigt wird [DAfStb563].

Sowohl für die anodische Spannungsrisskorrosion als auch für die Wasserstoffversprödung gilt der Grundsatz: je höher die Zugspannung, desto höher das Gefährdungspotential (vgl. z.B. [DAfStb563] und [Uhlig1981]). Das Verhältnis von der Zugspannung zur ertragbaren Wasserstoffmenge bei H-SpRK folgt hierbei einer Exponentialfunktion [DAfStb563].

Der Einfluss einer zyklischen Zugbelastung auf die Widerstandsfähigkeit eines Werkstoffes gegenüber H-SpRK wurde in [Doig1981] und [DAfStb563] behandelt. Die Auswertung von Versuchen zeigt als wesentliches Ergebnis eine Abnahme der erzielten Standzeit mit zunehmender Schwingbreite bei praxisnah überlagerten Lastwechseln. Der beobachtete Zusammenhang verhält sich linear [DAfStb563]. Auch in [Moersch & Schießl2000] zeigen sich bei Schwingbreiten von 50 MPa reduzierte Standzeiten gegenüber Versuchen mit einer konstanten Spannung. Geringere Schwingbreiten von lediglich 10 MPa wiesen identische Standzeiten mit Versuchen unter konstanter Spannung auf. In [Nürnberger1995] wird ebenfalls ein negativer Einfluss von niederfrequenten Schwingungen auf die Widerstandsfähigkeit gegenüber anodischer Spannungsrisskorrosion erwähnt. Bei verzögerten Brüchen infolge von überlagerten Lastwechseln spricht man von einem verformungs-

sinduzierten Versagen bei gleichzeitiger Wasserstoffversprödung [DAfStb563]. Die Übertragbarkeit der Ergebnisse der durchgeführten Laborversuche auf reale Brückenbauwerke wird in [Lingemann2010] als nicht gesichert eingestuft. Die Versuchsreihen wurden jeweils unter zyklischer Belastung und gleichzeitigem Korrosionsangriff durchgeführt. Gegenüber den realen Verhältnissen stellt dies überkritische Bedingungen dar, da im Bauwerk nicht dauerhaft von einer Schwellbelastung und einer gleichzeitigen aktiven Korrosion des Spannstahls ausgegangen werden kann.

In [König et al.2014] werden Tastversuche mit Hilfe des elektrochemischen Rauschens (ECR) als Ansatz zur Beurteilung der SpRK-Empfindlichkeit von Spannstählen, auch in Abhängigkeit der aufgetragenen Spannung, vorgestellt. Dieses Verfahren ist jedoch noch nicht ausgereift.

Zusammenfassend betrachtet hat die vorhandene Spannung einen nicht zu vernachlässigenden Einfluss auf die SpRK-Gefährdung. Das Prinzip des Spannbetonbaus erlaubt es jedoch nicht, die mechanische Belastung als notwendige Randbedingung für eine Schädigung aufgrund von SpRK auszuschließen. Spannglieder in Spannbetonbauteilen weisen grundsätzlich eine Zugspannung auf, die zu SpRK führen kann. Der Einfluss einer Grenzspannung, unter welcher keine Spannungsrissskorrosion stattfinden kann, wird in Kapitel 7.6 diskutiert. Eine Kerbwirkung, z.B. aus ungünstiger Lasteinleitung, wirkt sich zusätzlich negativ auf die Spannungsrissskorrosionsbeständigkeit aus.

Der Korrosionsprozess ist folglich stark vom Werkstoff und dessen umgebendem Medium abhängig. Der Zeitraum zwischen dem Aufbringen der Vorspannkraft und dem Verpressen der Hüllrohre ist daher besonders kritisch, da neben den hohen Zugspannungen zudem korrosionsfördernde Verhältnisse (z.B. Feuchte aus Kondenswasser etc.) vorliegen. Die medienseitige Beeinflussung der SpRK im Spannbetonbau wird im Folgenden diskutiert.

4.1.3 Medium

Die Spannungsrissskorrosion ist abhängig vom Medium, welches den Werkstoff umgibt. Die Haupteinflussfaktoren im Spannbetonbau sind hierbei das Feuchteangebot, die Temperatur, die Anwesenheit von Promotoren und der pH-Wert (vgl. [DAfStb563] und [Hunkeler et al.2005]).

An der Spannstahloberfläche kann durch Feuchtigkeit ein Korrosionsprozess ausgelöst werden, durch welchen atomarer Wasserstoff entstehen kann, und als Vorschädigung einer SpRK dient. Das Feuchteangebot spielt für die SpRK in mehreren Phasen des Bauablaufs eine entscheidende Rolle. Die Analyse von Schadensfällen in Kapitel 3 zeigt kritische Verhältnisse während des Transports, der Lagerung und im eingebauten Zustand vor dem Verpressen auf. Der Transport bzw. die Lagerung des Spannstahls erfolgten häufig ohne Schutz gegen freie Bewitterung bzw. auf erdfeuchtem Untergrund. Jedoch kann auch eine witterungsgeschützte Lagerung (z.B. unter einer Plane) zur Kondenswasserbildung und

somit zur Korrosion führen. Ideale Lagerbedingungen für Spannstähle sind nach [Naumann1969] geschlossene, gut belüftete und beheizbare Räume mit einer relativen Luftfeuchtigkeit von maximal 60 %. Nach dem Einbau der Spannglieder besteht bis zum Verpressen der Hüllrohre eine erhöhte Gefahr des Zutritts von Feuchtigkeit an den Spannstahl. Bereits geringe Mengen an Flüssigkeit reichen aus, um im Hüllrohr eine relative Luftfeuchtigkeit von 100 % zu erreichen [Grimme et al.1983]. Zeitliche Temperaturschwankungen führen zur Unterschreitung des Taupunktes und somit zu Kondenswasserbildung an der Stahloberfläche, was zu einem punktförmigen Korrosionsangriff führt. Die Flüssigkeit kann neben Kondenswasserbildung auch durch Niederschlag oder als Betonabsetzwasser in die Hüllrohre gelangen. Ein „Durchspülen“ der Hüllrohre mit trockener Luft bzw. Stickstoff senkt die relative Luftfeuchtigkeit und behindert die Korrosion deutlich [Grimme et al.1983]. Die Schadensfälle aus Kapitel 3.5 zeigen den negativen Einfluss langer Standzeiten zwischen dem Vorspannen der Spannglieder und dem Verpressen. Durch den Spannvorgang liegen im möglicherweise gefährdeten Spannstahl hohe Zugspannungen vor. Eine korrosive Vorschädigung des Spannstahls, als Initiator einer SpRK, wird erst durch das alkalische Milieu des Einpressmörtels verhindert. Je länger der Zeitraum zwischen Aufbringen der Vorspannkraft und dem Verpressen der Hüllrohre, desto länger liegen kritische, spannungsrisskorrosionsfördernde Randbedingungen vor. In unvollständig verpressten Hüllrohren kann zudem weiterhin eine Kondenswasserbildung stattfinden. Eine Auswertung von Schadensfällen in [Hunkeler et al.2005] hat gezeigt, dass 65 % der Schäden im Zeitraum zwischen dem Transport und bis zu einem Jahr nach dem Vorspannen erfolgten.

Eine korrosive Vorschädigung des Spannstahls im eingebauten Zustand vor dem Verpressen kann auch über chlorid- und sulfathaltiges Absetzwasser aus dem Betonagevorgang (Betonierblutwässer / Betonabsetzwasser) bzw. über defekte Abdichtungen und Fahrbahnübergangskonstruktionen ausgelöst werden. Defekte Hüllrohre fördern zudem das Eindringen von Promotoren, welche neben dem Feuchteangebot entscheidend zu einer SpRK-Gefährdung beitragen.

Zum Teil wurden in der Vergangenheit Einpressmörtel mit korrosionsfördernden Ausgangssoffen verwendet. So wurde chloridhaltiges Anmachwasser, aggressiver Zement und Chloride zur Verbesserung der Fließfähigkeit eingesetzt [Wilhelm2014]. In [Hunkeler et al.2005] wird zusätzlich Calciumchlorid als Erhärtungsbeschleuniger erwähnt. Die ungenügende Passivierung durch Tonerdeschmelzzement (TSZ) wurde im Zusammenhang mit einer Reihe von Schadensfällen an Viehstaldecken bekannt (vgl. Kapitel 3.2).

Weitere spannungsrisskorrosionsauslösende Einflüsse sind extreme Sauerstoffarmut, Fremdmetallkontakt (z.B. bei verzinkten Hüllrohren), Spaltkorrosion in nur teilweise verpressten Bereichen und ungeeignete Instandsetzungsmaßnahmen, bei denen korrosionsfördernde Stoffe eingebracht werden.

Ein zusätzlicher wesentlicher Einflussfaktor auf die SpRK-Gefährdung im Spannbetonbau ist der pH-Wert am Spannstahl. In einem neutralen bis sauren Elektrolyten kann Wasserstoff, welcher durch die kathodische Teilreaktion der Stahlkorrosion entsteht (vgl. [DAfStb563]), vom Spannstahl absorbiert werden. Beim Betonagevorgang können Restwässer in die unverpressten Hüllrohre gelangen. Diese weisen häufig einen pH-Wert zwischen 10 und 12 auf (vgl. [DAfStb563]), können jedoch auch im neutralen Bereich liegen (vgl. [Grimme et al.1983]) und bei empfindlichen Spannstählen SpRK begünstigen. Nach erfolgtem Verpressen kann aufgrund der Alkalität des Einpressmörtels (bei einem pH-Wert des Mörtелеlektrolyten von über 12,6; vgl. [DAfStb563]) keine Wasserstoffaufnahme erfolgen und folglich eine Anrissbildung unter baupraktisch üblichen Randbedingungen ausgeschlossen werden [Isecke et al.1995]. Liegt vor dem Verpressen bereits eine Vorschädigung vor, kann diese auch in ordnungsgemäß verpressten Hüllrohren zu verzögerten Spannstahlbrüchen führen, da im Rissgrund häufig keine Repassivierung stattfindet. In Laborversuchen wurde gezeigt, dass die Acidität des Elektrolyten im Rissbereich, unabhängig vom pH-Wert außerhalb des Risses, zwischen pH 3,5 und 4 liegt [Stellwag & Kaesche1982a]. Der Rissfortschritt erfolgt entkoppelt von den Umgebungsbedingungen. Eine fortschreitende Karbonatisierung kann den pH-Wert des Betons bzw. des Einpressmörtels auf einen kritischen Wert unter 12,6 fallen lassen. Verpressfehler begünstigen die Auslösung eines Korrosionsprozesses.

Die Initiierung einer anodischen Spannungsrisskorrosion ist gegenüber einer Wasserstoffversprödung deutlich ausgeprägter vom umgebenden Medium und darin vorhandenen Agenzien abhängig. Im Spannbetonbau aufgetretene SpRK-Brüche sind daher überwiegend auf einen Wasserstoffeinfluss zurückzuführen [Nürnberger1995]. Es besteht jedoch auch die Möglichkeit einer Überlagerung der beiden Korrosionsprozesse. Lediglich in stark nitrathaltigen Elektrolyten, wie z.B. in Betonbauteilen von Viehstalldecken (vgl. Kapitel 3.2), kann im Spannbetonbau reine anodische SpRK auftreten. Das ausschlaggebende medienseitige Kriterium für die Entstehung von SpRK ist somit die Verfügbarkeit von atomarem Wasserstoff. Dessen Bildung erfolgt häufig durch eine korrosive Vorschädigung, welche wiederum auf den Elektrolyten (pH-Wert, Promotoren etc.) und die Umgebungsbedingungen (Betondeckung, Chloride etc.) am Spannstahl zurückgeführt werden kann. [Mietz1994] weist jedoch ausdrücklich darauf hin, dass eine Lochfraßkorrosion keine notwendige Bedingung für die Einleitung und das Wachstum von Rissen in Spannstählen ist. Medienseitig kann somit eine Spannungsrisskorrosion im Spannbetonbau nicht ausgeschlossen werden.

4.2 Spannungsrissskorrosionsgefährdete Spannstähle

4.2.1 Allgemeines

Ein Versuchsprogramm in [Mietz1999] stellt das verwendete Material als den dominierenden Einflussfaktor auf die Spannungsrissskorrosionsgefährdung heraus. Insbesondere Unterschiede in der chemischen Zusammensetzung, dem Herstellungsprozess und der Nachbehandlung wirken sich stark aus. Die elektrolytseitigen Parameter haben lediglich eine untergeordnete Bedeutung. Die Ausführungen in [Nürnberger1995] bestätigen die ausgeprägte Abhängigkeit der SpRK vom eingesetzten Material. Ist der verwendete Spannstahl nicht spannungsrissskorrosionsgefährdet, so kann – unabhängig der weiteren Parameter (Medium, mechanische Belastung) – unter baupraktischen Bedingungen eine Schädigung durch SpRK ausgeschlossen werden. In Kapitel 4.2 werden deshalb Einflussfaktoren auf die Empfindlichkeit gegenüber SpRK, die Gefährdung von verschiedenen Stahllarten und als besonders kritisch identifizierte Spannstahlsorten aufgeführt.

4.2.2 Einflussfaktoren auf die Empfindlichkeit von Spannstahl gegenüber SpRK

Zugfestigkeit des Werkstoffes

In einer Vielzahl an theoretischen Abhandlungen und in Auswertungen von Laborversuchen bzw. von Schadensfällen wird auf eine steigende SpRK-Gefährdung mit zunehmender Werkstofffestigkeit, bei identischem Herstellverfahren, hingewiesen (vgl. z.B. [Naumann1969], [Mietz1999], [Engell1978] und [DAfStb563]). Ab einer Zugfestigkeit von etwa 1200 MPa steigt nach [Nürnberger1995] insbesondere der Anteil einer wasserstoffinduzierten SpRK gegenüber einem anodischen Prozess am Schadensfortschritt deutlich an.

In [Mietz1999] wird der Zusammenhang zwischen steigender Stahlfestigkeit und erhöhter Empfindlichkeit bestätigt, die Festlegung eines zulässigen Maximalwertes jedoch aufgrund der vielfältigen weiteren Einflussparameter als direktes Kriterium einer Risikoabschätzung ausgeschlossen. Weiterhin haben experimentelle Untersuchungen gezeigt, dass eine höhere Sicherheit gegeben ist, wenn niedrigfester Stahl höher ausgenutzt wird als bei geringer Ausnutzung eines höherfesten Stahls [Mietz1999]. In [Hunkeler et al.2005] wird dieser Aussage widersprochen und ein direkter Zusammenhang zwischen der SpRK-Empfindlichkeit und dem Verhältnis der vorhandenen Spannung zur Streckgrenze des Stahls angegeben. Betrachtet man Gleichung (4.1) nach [Stellwag & Kaesche1982a] und die folgende Erläuterung, kann der Zusammenhang nach [Hunkeler et al.2005] nicht bestätigt werden. Um einen Bruch auszulösen, müssen die Spannungen aus interstitiell eingelagertem Wasserstoff (σ_{chem}) und mechanischer Zugspannung (σ_{mech}) die Trennfestigkeit des ungestörten Metallgitters (σ_{Gitter}) erreichen und folglich $\Delta\sigma = 0$ gelten. Die Trenn-

festigkeit des ungestörten Metallgitters entspricht hierbei einer Konstante für alle Spannstahlarten [DAfStb563]. Der dekohäsive Anteil ist abhängig von der Menge an eingelagertem Wasserstoff. Der verbleibende Parameter, der Anteil aus mechanischer Beanspruchung, kann nach [Stellwag & Kaesche1982a] als das Dreifache der 0,2 %-Dehngrenze ($R_{p0,2}$) angenommen werden. Aufgrund der signifikant erhöhten Spannung im Bereich der Risspitze gegenüber der Nennspannung ist deshalb der mechanische Anteil in Gleichung (4.1) nicht direkt von der aufgetragenen äußeren mechanischen Beanspruchung, sondern von den Materialeigenschaften abhängig. Aus Gleichung (4.1) ist somit auch direkt ersichtlich, dass höherfeste Stähle bereits bei geringer Wasserstoffaufnahme versagen können [Stellwag & Kaesche1982b].

$$\Delta\sigma = \sigma_{Gitter} - \sigma_{chem} - \sigma_{mech} \quad (4.1)$$

mit:

σ_{Gitter} Trennfestigkeit des ungestörten Metallgitters

σ_{chem} Schwächung des Gitters durch den interstitiell eingelagerten Wasserstoff

σ_{mech} Schwächung des Gitters durch die wirkende mechanische Belastung

Die Standzeiten klassischer Korrosionsversuche nehmen bei konstanter aufgetragener Zugspannung mit zunehmender Festigkeit des Stahls ab. Aus Gleichung (4.2) nach [Stolte1968] wird der dominierende Einfluss der Zugfestigkeit des Werkstoffes auf die Standzeit durch die neunte Potenz der Festigkeit ersichtlich. Gegenüber Gleichung (4.1), insbesondere unter Beachtung der Erläuterungen zum Anteil aus der mechanisch wirkenden Belastung, geht in Gleichung (4.2) jedoch die mechanische Zugspannung direkt ein. Die untergeordnete Rolle gegenüber der werkstoffspezifischen Zugfestigkeit wird durch die Potenz dritter Ordnung ausgedrückt. Die obige Aussage nach [Mietz1999] über die erhöhte SpRK-Gefährdung höherfester Stähle wird durch Gleichung (4.2) direkt bestätigt.

$$t = \frac{C}{\sigma^3 \cdot \sigma_B^9} \quad (4.2)$$

mit:

t Standzeit im Korrosionsversuch

C Konstante für die Werkstoffbeständigkeit im betreffenden Medium

σ Zugspannung aus mechanischer Belastung

σ_B Zugfestigkeit

Inwieweit herstellungsbedingte Überfestigkeiten einen überproportional großen Einfluss auf die SpRK-Empfindlichkeit von Spannstählen haben, konnte weder in einer Literaturrecherche in [Lingemann2010], noch in Versuchen an Materialproben aus Bauwerken mit Hennigsdorfer Spannstahl (vgl. [Wilhelm2014]) bestätigt werden. Der Grenzwert der Bruchfestigkeit von 1700 MPa wurde dennoch von der „Handlungsanweisung SpRK“ aus dem Jahr 1993 (vgl. [BMV1993a]) in die Fassung des Jahres 2011 (vgl. [BMVBS2011a]) also Kriterium für besonders hohe Empfindlichkeit gegenüber wasserstoffinduzierter Spannungsrisskorrosion übernommen. Unstrittig ist hierbei der generelle Einfluss einer hohen Zugfestigkeit unabhängig vom Nennwert des jeweiligen Spannstahls. Im Umkehrschluss kann jedoch eine Schädigung an Stählen mit einer Bruchfestigkeit unter 1700 MPa keineswegs ausgeschlossen werden.

Querschnittsgeometrie

Neben der Zugfestigkeit des Spannstahls hat auch die Querschnittsgeometrie einen Einfluss auf die SpRK-Gefährdung. In [Bertram et al.2002a] und [Bertram et al.2002b] wurde, bei identischen Stahlsorten, eine signifikant höhere Empfindlichkeit hinsichtlich SpRK von ovalen bzw. rechteckigen Querschnitten gegenüber einer runden Querschnittsgeometrie festgestellt. Begründet wird dies über das kleinere Oberflächen-Volumen-Verhältnis bei runden Querschnitten, welches zu einer geringeren Wasserstoffaufnahme über die Oberfläche führt. Zudem können durch die vorwiegend gerippt hergestellten ovalen bzw. rechteckigen Querschnitte an den Rippenübergängen Kerbeeinflüsse die Gefahr der Anrissbildung gegenüber glatten, runden Querschnitten erhöhen.

Der Einfluss des Querschnittsdurchmessers wird kontrovers diskutiert. In [Naumann1969] wird auf eine erhöhte SpRK-Gefährdung dünner Querschnitte hingewiesen, wohingegen die bisher aufgetretenen Schadensfälle mit dem jeweils größten bauaufsichtlich zugelassenen Durchmesser aufgetreten sind [Lingemann2010]. Eine abschließende Beurteilung ist in diesem Punkt derzeit nicht möglich.

Chemische Zusammensetzung

Die Auswirkung der Legierungszusammensetzung auf die SpRK-Gefährdung ist zum Teil abhängig vom umgebenden Medium. In einem nitrathaltigen Medium verhalten sich kohlenstoffarme Stähle kritischer gegenüber anodischer SpRK als Stähle mit hohem Kohlenstoffgehalt [Nürnberger1995]. Dieser Sonderfall kann jedoch nicht generell auf die SpRK-Gefährdung von Spannstählen übertragen werden. In [Menzel & Nürnberger1998] konnte aus einer Versuchsauswertung von Zeitstandversuchen mit unterschiedlichem Kohlenstoff- und Mangangehalt des untersuchten Spannstahls keine Korrelation abgeleitet werden. Weitere Information über den Zusammenhang der SpRK-Gefährdung und der Legierungszusammensetzung eines Werkstoffes, auch über den Bereich des Spannstahls hinaus, kann [Wendler-Kalsch & Grüfen1998] entnommen werden.

Weitere Aspekte

Eine Besonderheit bei der Beurteilung von Spannstählen ist die abschnittsweise stark unterschiedliche Empfindlichkeit gegenüber SpRK. Es können mehrere Anrisse in einem Abstand deutlich unter der Verankerungslänge des Spannstahls im umgebenden Mörtel entstehen [Müller1999]. Eine lokale Versprödung und Anrissbildung mit geringem Abstand kann im Labor durch Biegeversuche untersucht werden. In Abbildung 4.1 ist eine entsprechende Stahlprobe mit Brüchen im Abstand von wenigen Zentimetern nach einem Biegeversuch dargestellt. Durch die aufgebrachte Biegespannung werden jedoch der Spannungsabfall im Bauteil und der Aufbau der Spannungen über die Verbundlänge nicht praxisnah abgebildet. Diese Variation der SpRK-Empfindlichkeit und der Festigkeitseigenschaften innerhalb eines Drahtes wurde auch in [Grimm & Wilhelm2014] und [Bauer et al.2011] festgestellt.



Abbildung 4.1: Durch Biegen erzeugte Brüche an den Anrissen eines Spanndrahtes [Müller1996]

Weitere mögliche materialspezifische Indikatoren zur Identifizierung einer SpRK-Gefährdung, im Speziellen für Hennigsdorfer Spannstahl, können [Wilhelm2014] entnommen werden. Ein allgemein gültiges Konzept kann – ohne eine weiterführende systematische und umfassende Datenerfassung – daraus nicht abgeleitet werden.

4.2.3 Unterschiedliche Gefährdung verschiedener Stahllarten hinsichtlich SpRK

Bei handelsüblichen Spannstählen haben der Herstellungsprozess und die Vergütung einen größeren Effekt auf die SpRK-Gefährdung als die Legierungszusammensetzung, da durch die Art der Herstellung die Entstehung von Gefügeschwachstellen maßgeblich beeinflusst werden [Nürnberger1995]. Die Empfindlichkeit gegenüber SpRK ist somit insbesondere von der jeweiligen Charge des Stahls und nicht nur von der Schmelze abhängig. Generell sind grobkörnige Stähle empfindlicher als feinkörnige und normalisierte empfindlicher als kaltumgeformte Stähle. Die SpRK-Empfindlichkeit steigt mit folgenden Gefügeausbildungen: austenitisch-perlitisch-ferritisch-bainitisch-martensitisch. Weitere Aspekte zum Einfluss des Gefüges können [Nürnberger1995] entnommen werden. Einzelne Produktionschargen weisen nach [Isecke et al.1995] eine stark erhöhte Empfindlichkeit auf, ohne dass die Ursache hierfür abschließend geklärt ist. In [Nürnberger1995] ist zudem eine Übersicht über die mechanisch-technologischen Kennwerte und die Legierungszusammensetzung von Spannstählen gegeben.

Es werden drei Kategorien von Herstellprozessen unterschieden: warmgewalzt, vergütet und kaltgezogen. Eine Übersicht der Herstellprozesse und der zugehörigen Festigkeitskennwerte geläufiger Spannstahlsorten kann Tabelle 4.1 entnommen werden.

Tabelle 4.1: Spannstahlsorten und Kennwerte (nach [Nürnberger1995])

Herstellung	Bezeichnung	$R_{p0,2}$ [MPa]	R_m [MPa]
warmgewalzt	St 85/105	835	1030
	St 110/125	1080	1230
vergütet	St 145/160	1420	1570
	St 140/160	1375	1570
kaltgezogen	St 150/170	1470	1670
	St 160/180	1570	1770

Der warmgewalzte Spannstahl wird auch als naturharter Spannstahl bezeichnet und entspricht einem kohlenstoffreichen perlitischem Stahl. Im Spannbetonbau wurde dieser in Form von glatten und gerippten Stäben, vorwiegend mit Durchmesser 26 bis 36 mm, eingesetzt. Ergänzend zu den in Tabelle 4.1 nach [Nürnberger1995] aufgeführten warmgewalzten Stählen wurde aus dem St 85/105 im Jahr 1974 ein Stahl mit höherer Festigkeit (St 110/135) entwickelt. Dieser erwies sich als wenig resistent gegenüber einer Versprödung und führte zu mehreren Schadensfällen (vgl. Kapitel 3.3). Die allgemeine bauaufsichtliche Zulassung dieses Spannstahls wurde daraufhin im Jahr 1975 zurückgezogen, der bisher erfolgte Einbau des Stahls zurückverfolgt und entsprechende Maßnahmen (z.B. Instandsetzung) ergriffen. Eine akute Gefährdung durch warmgewalzte Spannstäbe in bestehenden Bauwerken kann derzeit somit ausgeschlossen werden.

Wird ein wärmebehandelter (patentierter) Walzdraht durch Ziehen in mehreren Schritten kaltumgeformt, so spricht man von kaltgezogenen Drähten. Die Struktur entspricht einem verformten perlitischem Gefüge. Kaltgezogene Stähle werden als glatte bzw. profilierte Drähte mit Durchmesser zwischen 4,0 und 12,2 mm oder als verseilte 7-drähtige Litzen im Spannbetonbau verbaut. Baupraktisch übliche Festigkeiten betragen 1570 bis 1770 MPa (vgl. [Nürnberger1995]), derzeit übliche Stahlsorten sind St 1570/1770 und St 1660/1860. Das feinlamellare perlitischem Gefüge (vgl. Abbildung 2.9, rechts) und die Kaltverformung führen zu einer Vergrößerung der inneren Oberfläche und einer Orientierung der Korn- und Phasengrenzflächen in Richtung der Drahtachse. Der hier adsorbierte Wasserstoff ist hinsichtlich eines Bruches quer zur axialen Richtung der Zugbelastung unwirksam [Riecke1973]. Ein kaltverformtes Material kann große Mengen an Wasserstoff binden und zeigt sich daher als wenig empfindlich gegenüber Spannungsrisskorrosion [Mietz1999].

Neben den kaltgezogenen und naturharten Stählen wurden häufig vergütete Spannstähle eingesetzt. Die Festigkeit des Ausgangsmaterials eines warmgewalzten Drahtes wird durch eine Wärmebehandlung (Härten und Anlassen) eingestellt [Nürnberger1995]. Das Vergütungsgefüge entspricht nach dem Anlassen einem Ferrit. Die vergüteten Spannstähle wurden sowohl als glatte Runddrähte, als Gewindestäbe oder als gerippte Stähle mit rundem, ovalem bzw. rechteckigem Querschnitt, i.d.R. in der Festigkeitsklasse St 1420/1570, verwendet. Insbesondere das Vergütungsgefüge (vgl. Abbildung 2.9, links) begünstigt eine Wasserstoffversprödung, da die Korn- und Phasengrenzflächen ungerichtet angeordnet sind. Bisher aufgetretene Schadensfälle lassen sich daher überwiegend auf vergütete Spannstähle zurückführen (vgl. Kapitel 3).

Eine Übersicht vieler allgemein bauaufsichtlich zugelassener Spannstähle und Spannsysteme für ausgewählte Zeiträume kann [DAfStb616] entnommen werden. Zusammen mit dem BAW-Brief Nr. 3 (vgl. [Ehmann2006]) wurde eine Zuordnung von Spannverfahren zu SpRK-gefährdeten Spannstählen veröffentlicht, welche es erleichtern soll, anhand von Bauwerksunterlagen verbauten spannungsrisskorrosionsgefährdeten Spannstahl zu identifizieren.

Die in Kapitel 4.2.4 aufgeführten Spannstähle wurden in [BMVBS2011a] („Handlungsanweisung zur Überprüfung und Beurteilung von älteren Brückenbauwerken, die mit vergütetem, spannungsrisskorrosionsgefährdetem Spannstahl erstellt wurden“) als – unter baupraktisch relevanten Randbedingungen – besonders gefährdet eingestuft.

Heute verwendete Spannstahlarten unterscheiden sich im Herstellprozess und in der Legierungszusammensetzung (insbesondere im Silizium-, Mangan- und Chromgehalt) von den besonders gefährdeten Spannstählen. Zudem unterliegen alle eingesetzten Spannstähle seit 1978 verschärften Prüf- und Überwachungsvorschriften, sowohl für die Herstellung von Spannstahl als auch für die Ausführung von Spannbetonbauwerken. Ab 1978 in Westdeutschland zugelassene vergütete Spannstähle gelten – unter Einhaltung aller Vorschriften und unter baupraktischen Bedingungen – als unempfindlich gegenüber Spannungsrisskorrosion [Bertram et al.2002a]. Folglich können für diese Stähle Schadensfälle aufgrund einer besonderen SpRK-Gefährdung ausgeschlossen werden.

4.2.4 Besonders gefährdete Spannstähle

In der aktuell gültigen Ausgabe der „Handlungsanweisung Spannungsrisskorrosion“ [BMVBS2011a] werden unter Berufung auf eine Vielzahl an Literaturstellen (z.B. [Bertram et al.2002b], [Ehmann2006], [Mietz1994], [DAfStb469], [König et al.1994], [BMV1993a] und [Krumbach et al.1997]) folgende Stähle als Spannstähle mit besonders hoher Empfindlichkeit gegenüber wasserstoffinduzierter SpRK eingestuft (vgl. Tabelle 4.2 bis Tabelle 4.4). Es ist dabei zu berücksichtigen, dass sich nur bestimmte, nicht quantifizierbare, Chargen dieser Spannstähle kritisch verhalten [BMVBS2011a].

Als erster Spannstahl wurde aufgrund eines Schadensfalls (vgl. Kapitel 3.5) der vergütete Spannstahl St 145/160 mit dem Handelsname Neptun als SpRK-gefährdet eingestuft. Die Produktion des Neptunstahls erfolgte durch die Felten & Guillaume Carlswerke AG in den Jahren zwischen 1959 und 1965. Die vorwiegend eingesetzte Ausführung hatte einen gerippten, ovalen bzw. rechteckigen Querschnitt (Bezeichnung: N20, N40 und N60) [Ehmann2006]. Zudem wurden runde Drähte gefertigt.

Tabelle 4.2: Besonders SpRK-empfindlicher Spannstahl - Neptun (nach [BMVBS2011a])

Vergüteter Spannstahl St 145/160	Handelsname: Neptun
Hersteller: Felten & Guillaume Carlswerke AG	
Produktionszeitraum: 1959 – 1965 (stark gefährdet)	
Querschnitt: oval oder rund	
Materialkennwerte:	
Streckgrenze: 1420 MPa	Zugfestigkeit: 1570 MPa

Der Sigma-Stahl hatte im Produktionszeitraum bis 1965 eine dem Neptun-Stahl ähnelnde Zusammensetzung und wurde ebenfalls als vergüteter Spannstahl der Festigkeitsklasse St 145/160 produziert. Der Sigma-Stahl wurde deshalb ebenfalls als stark gefährdet eingestuft. Die produzierten Querschnitte waren ein runder Glattstahl mit den Durchmessern 5,2 und 6,0 mm bzw. gerippte, ovale Querschnitte mit einer Fläche von 20, 30 bzw. 40 mm² (Bezeichnung: Sigma oval 20 bis 40).

Im Jahr 1965 wurde die Zusammensetzung des Sigma Spannstahls verändert, um eine höhere Widerstandsfähigkeit gegenüber SpRK zu erreichen [fib26]. Das Silizium-Mangan-Verhältnis wurde vergrößert und der Kohlenstoff durch Chrom ersetzt. Dieser veränderte Sigma-Stahl wurde von 1965-1978 produziert und das Sortiment um einen runden Querschnitt mit 8 mm Durchmesser erweitert. Ein Schadensfall (vgl. Kapitel 3.5) eines Sigma-Stahls mit veränderter Zusammensetzung und Laboruntersuchungen (vgl. [Müller1999]) führte zur Aufnahme in die Liste der gefährdeten Spannstähle [Bertram et al.2002a]. In der HA-SpRK [BMVBS2011a] werden ab dem Jahr 1965 lediglich die ovalen Querschnitte als SpRK-gefährdet klassifiziert.

Tabelle 4.3: Besonders SpRK-empfindlicher Spannstahl - Sigma (nach [BMVBS2011a])

Vergüteter Spannstahl St 145/160	Handelsname: Sigma
Hersteller: Hütten- und Bergwerke Rheinhausen AG	
Produktionszeitraum: bis 1965	(stark gefährdet)
Querschnitt: oval oder rund	
Produktionszeitraum: 1965 - 1978	(gefährdet)
Querschnitt: oval	
Materialkennwerte:	
Streckgrenze: 1420 MPa	Zugfestigkeit: 1570 MPa

Aufgrund von Spannstahlschäden an Materialproben, welche einem Brückenbauwerk entnommen wurden (vgl. [Mietz et al.1998]), wurde der Spannstahl St 140/160 aus dem Stahlwerk Hennigsdorf in der Liste der gefährdeten Stähle ergänzt [König et al.1998]. Experimentelle Untersuchungen in [Mietz1999] bestätigen die grundsätzliche SpRK-Empfindlichkeit dieses Stahls, welcher mit ovalem und rundem Querschnitt produziert wurde. Die „Handlungsanweisung Spannungsrisskorrosion“ [BMVBS2011a] wurde gegenüber der ursprünglichen Fassung [BMV1993a] neben dem ölschlussvergüteten St 140/160 auch um den HTMB-Stahl aus dem VEB Stahl- und Walzwerk Hennigsdorf erweitert. In den Jahren ab 1960 wurde der Spannstahl St 140/160 mit einer abschließenden Härtung durch Ölschlussvergütung mit nachträglichem Anlassen hergestellt. Die Umstellung des Produktionsprozesses auf eine Hochtemperatur-Thermo-Mechanische Behandlung (HTMB) erfolgte in den Jahren 1980 bis 1984 [Lankau1984]. Zusätzlich wurde die chemische Zusammensetzung geringfügig verändert, um eine höhere SpRK-Resistenz zu erreichen. Gemäß [BMVBS2011a] wird der „Hennigsdorfer Spannstahl“ auch nach der Produktionsumstellung als stark gefährdet eingestuft, solange keine gegenteiligen Informationen vorliegen. Ergebnisse aus Materialuntersuchungen in [Wilhelm et al.2015] bestätigen eine grundsätzliche SpRK-Gefährdung des HTMB-Stahls. Das Gefüge des HTMB-Stahls entspricht einem Martensit.

Tabelle 4.4: Besonders SpRK-empfindlicher Spannstahl - Hennigsdorfer Stahl (nach [BMVBS2011a])

Vergüteter Spannstahl St 140/160		Handelsname: Hennigsdorfer Stahl	
Hersteller: VEB Stahl- und Walzwerk Hennigsdorf			
Produktionszeitraum:	bis 1993	(stark gefährdet)	
Querschnitt: oval oder rund			
Materialkennwerte:			
Streckgrenze:	1370 MPa	Zugfestigkeit:	1570 MPa

In der Literatur (z.B. [Bertram et al.2002a]) werden die aufgeführten gefährdeten Spannstähle in den „alten Typ“ und Stahl der „neuen Generation“ unterteilt. Der sogenannte „alte Typ“ umfasst den Neptun-Stahl und den Sigma-Stahl vor der Produktionsumstellung im Jahr 1965. Als „neue Generation“ wird der Sigma-Spannstahl aus der Produktion ab dem Jahr 1965 bezeichnet. Der „alte Typ“ gilt als stark gefährdet, wohingegen die „neue Generation“ lediglich als gefährdet eingestuft wird [BMVBS2011a]. Der Hennigsdorfer Stahl kann aufgrund seiner Zusammensetzung (hoher Kohlenstoffgehalt und kein Chromzusatz) und auf Basis von Laboruntersuchungen als stark gefährdet, äquivalent zum „alten Typ“, eingeordnet werden [BMVBS2011a].

In Abbildung 4.2 ist der Produktionszeitraum der als gefährdet eingestuften Spannstähle gegenüber dem Baujahr der Brücken des Bundesfernstraßennetzes aufgetragen. Die Produktion des stark gefährdeten „alten Typs“ endet mit dem Beginn des verstärkten Ausbaus des Straßennetzes in den alten Bundesländern. Lediglich die „neue Generation“ wurde in den 1970er Jahren produziert. Die meisten Schadensfälle sind jedoch auf den Neptun-Stahl („alter Typ“) zurückzuführen. Der „Hennigsdorfer Stahl“ wurde nur in der ehemaligen DDR produziert. In den neuen Bundesländern setzte der starke Ausbau des Straßennetzes erst nach der Wiedervereinigung im Jahr 1990 ein [BMVBS2013]. Der „Hennigsdorfer Stahl“ wurde noch bis ins Jahr 1993 produziert. Neben den besonders gefährdeten Spannstählen wurde auch eine Vielzahl ungefährdeter Spannstähle, z.B. kaltgezogene Stähle, über den gesamten Zeitraum der Spannbetonbauweise eingesetzt. Nichtsdestotrotz ist eine nicht zu verachtende Anzahl an Bauwerken (~1000 Bauwerke, vgl. Kapitel 1) des heutigen Brückenbestandes unter Anwendung von SpRK-gefährdeten Spannstählen ausgeführt worden.

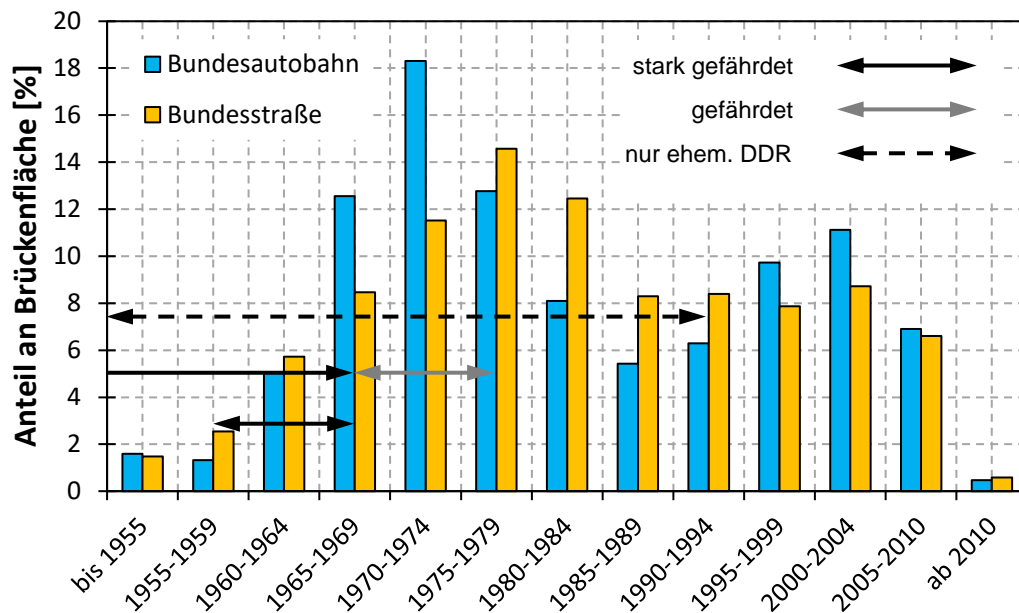


Abbildung 4.2: Produktionszeitraum besonders gefährdeter Spannstähle und Baujahr der Brücken des Bundesfernstraßennetzes (nach [BMVBS2013])

4.2.5 Zulassungs- und Überwachungsprüfungen für aktuelle Spannstähle

Aktuell sind die Anforderungen an Spannstähle vor der Markteinführung in der „Richtlinie für Zulassungs- und Überwachungsprüfungen für Spannstähle“ des Deutschen Instituts für Bautechnik [DIBt2004] geregelt. Alle Spannstähle werden in der Zulassungs- und Erstprüfung, sowie bei der Fremdüberwachung unter anderem Korrosionsversuchen unterzogen. Eine materialspezifische SpRK-Empfindlichkeit aktuell zugelassener Spannstähle kann dadurch ausgeschlossen werden. Die Korrosionsversuche erfolgen gemäß [DIN EN ISO 15630-3:2011-02]. Die Probe muss bei konstanter Temperatur und konstanter Zugkraft in Prüflösung A (FIP-Prüflösung) 5 Stunden bzw. in Prüflösung B (DIBt-Prüflösung) 2000 Stunden Standzeit erreichen [DIBt2004]. Die Vor- und Nachteile der alternativen Prüflösungen wurden in [Mietz1999] und [DAfStb563] diskutiert. Nach [Grimme et al.1983] entspricht Prüflösung B in etwa üblichen Hüllrohrwässern. Da diese Labortests für die Zulassungsprüfung bzw. Fremdüberwachung neuer Spannstähle entwickelt wurden und somit eine Vorschädigung nicht berücksichtigt wird, muss eine direkte Übertragung der Versuchsbedingungen auf eine Überprüfung der SpRK-Empfindlichkeit einer am Bauwerk entnommenen Materialprobe kritisch betrachtet werden. Die tatsächlichen Verhältnisse sind meist deutlich unkritischer als die Bedingungen im Korrosionsversuch [Lingemann2010]. Aus Bauwerken entnommene Spannstahlproben erreichen häufig die geforderte Standzeit nicht, auch wenn keine Anrisse oder ähnliche Vorschädigungen erkennbar sind (vgl. [Krumbach et al.1997], [Mietz et al.1998] und [Nürnberger & Beul1994]).

4.3 Zusammenfassung

Die Randbedingungen einer mechanischen Belastung und eines SpRK-begünstigenden Mediums sind – insbesondere bei der wasserstoffinduzierten Spannungsrisskorrosion – gegenüber der Empfindlichkeit des Spannstahls von untergeordneter Bedeutung. In üblichen Spannbetonbauwerken ist planmäßig eine Zugspannung im Spannstahl vorhanden, bei welcher SpRK weder ausgeschlossen noch als wenig kritisch eingestuft werden kann. Der Einfluss des Mediums, welches den Stahl über den gesamten Bauablauf umgibt, ist einerseits nach Jahrzehnten der Nutzung aus Bauwerksunterlagen nicht vollumfänglich nachvollziehbar, andererseits ist dessen Einfluss bei H-SpRK nicht das maßgebende Kriterium für eine Schädigung. Die wasserstoffinduzierte SpRK ist wenig medienspezifisch (vgl. Kapitel 2.3). Ohne eine umfangreiche Bauwerksuntersuchung kann somit medienseitig Spannungsrisskorrosion nicht ausgeschlossen werden.

Da sowohl die mechanische Belastung als auch das umgebende Medium häufig den Anforderungen der Initiierung einer SpRK genügen, kann Spannungsrisskorrosion nur über den Werkstoff selbst zielführend beurteilt werden. Eine Schädigung durch SpRK ist folglich immer auf das verwendete Material zurückzuführen. Die einzelnen Produktionschargen können jedoch nicht im Detail hinsichtlich ihrer Empfindlichkeit klassifiziert und zu den jeweiligen Bauwerken zurückverfolgt werden, so erfordert es einer theoretischen Gefährdungsbeurteilung (vgl. Kapitel 5) aller Bauwerke, welche mit einem SpRK-gefährdetem Spannstahl erbaut wurden. Alternativ müssten umfangreiche Laboruntersuchungen am Spannstahl bzw. dem jeweiligen Korrosionssystem zur Beurteilung der Gefährdung durchgeführt werden.

Der Produktionsprozess des Spannstahls ist unabhängig vom späteren Einsatzgebiet. Da sich zudem der Bauablauf von Brückenlängs- und Quersystemen bezüglich der Vorspannung nicht grundlegend unterscheidet, kann folglich von einer vergleichbaren Verteilung von Anrissen bzw. Schädigungen im Spannstahl unabhängig von dessen Spannrichtung ausgegangen werden [Mietz et al.1998]. Die materialabhängige Anfälligkeit hinsichtlich SpRK ist somit von Längs- auf Quersysteme übertragbar.

Ab dem Jahr 1978 ist – mit Ausnahme des „Hennigsdorfer Stahls“ – nicht mehr mit einer verstärkten SpRK-Gefährdung des Spannstahls zu rechnen. Ausschlaggebend hierfür ist eine gezielte Legierungsänderung der Stahlproduzenten, um die Stähle gegenüber SpRK unempfindlicher zu machen und die 1978 durch das Institut für Bautechnik (IBt) eingeführten strenge Qualitätskontrollen und Versuche im Rahmen des Zulassungsprozesses von Spannstählen.

5 Beurteilung von spannungsrissskorrosionsgefährdeten Bauwerken nach aktuellen Regelwerken

5.1 Veranlassung und Chronologie relevanter Richtlinien zur Beurteilung von spannungsrissskorrosionsgefährdeten Bauwerken

Die grundsätzliche Problematik der Spannungsrissskorrosion im Bauwesen war bereits früh bekannt (vgl. Kapitel 3). Spannstahlbrüche wurden vorwiegend beim Transport und der Lagerung von Spannstahl und bis kurz nach dem Aufbringen der Vorspannkraft beobachtet. Mit der Einführung von verschärften Prüf- und Überwachungsvorschriften im Jahr 1978 konnten für Neubauten Schadensfälle von Spannstählen aufgrund einer hohen SpRK-Empfindlichkeit, mit Ausnahme des Hennigsdorfer Stahls, ausgeschlossen werden (vgl. Kapitel 4.2).

Um eine einheitliche Bewertung von Schadensfällen zu erreichen, wurde in [Nürnberger1980] ein „Leitfaden für zukünftige Analysen von Schadensfällen an Spannstählen infolge Korrosion und Rißkorrosion“ vorgestellt. Jedoch wurden weiterhin Schadensfälle und Auffälligkeiten größtenteils als individuelle Probleme behandelt und eine Vergleichbarkeit dadurch erschwert.

Die ersten Schadensfälle mit verzögerten Spannstahlbrüchen nach langjähriger Nutzung (vgl. Kapitel 3.5) führten zu einer neuerlichen Sensibilisierung für die SpRK-Problematik. Sowohl der Bundesminister für Verkehr (vgl. [BMV1990]) als auch die Wasser- und Schifffahrtsdirektionen (vgl. [BW1991]) wiesen in einem Erlass auf den bisher unbekanntem verzögerten Schädigungsprozess und „mögliche Auswirkungen auf ältere Spannbetonbrücken“ hin. Ausgehend von einem Kurzzeitforschungsprogramm wurden im Jahr 1993 die „Empfehlungen zur Überprüfung und Beurteilung von Brückenbauwerken, die mit vergütetem Spannstahl St 145/160 Neptun N40 bis 1965 erstellt wurden“ (vgl. [BMV1993a]) verfasst und mit den Erlassen [BMV1993b] und [BMV1993c] eingeführt. Das prinzipielle Vorgehen nach diesen Empfehlungen wurde vorab durch [Wölfel1992]

bereits publiziert. Nach [BMV1993a] wird in einer querschnittsweisen Betrachtung gefordert, dass bei sukzessiv reduziertem Spannstahl unter häufigen Lasten eine Rissbildung im Beton auftritt und zugleich unter der vollen Verkehrslast die Tragfähigkeit noch sichergestellt werden kann. Man spricht vom sogenannten Ankündigungsverhalten (AKV) des Tragwerks. In allen betrachteten Querschnitten, z.B. den Zehntelpunkten, ist ein Ankündigungsverhalten nachzuweisen.

In [Marzahn & Krüger2009] ist die Veranlassung zur Überarbeitung der Richtlinie von 1993 zusammenfassend erläutert. Die Erfahrung aus den bisherigen Berechnungen gemäß [BMV1993a] zeigten ein Problem der Nachweisführung in gering belasteten Querschnitten. Zum Erreichen einer Rissbildung im Betonquerschnitt unter häufiger Last müssen in einzelnen Bereichen, z.B. im Momentennulldurchgang, auch aufgrund der geringen Betonstahlbewehrung, sehr hohe Mengen an Spannstahl ausfallen. Die Tragfähigkeit unter voller Verkehrslast kann mit der geringen Restspannstahlmenge nicht nachgewiesen werden. Das gesamte Bauwerk muss aufgrund des querschnittsweisen Nachweises als SpRK-gefährdet eingestuft werden. In anderen Querschnitten, z.B. in Feldmitte, würde man jedoch einen Riss bereits bei deutlich geringerer Ausfallquote des Spannstahls erhalten. Ein lokal signifikant unterschiedliches Verhalten des Spannstahls ist über die Bauteillänge nicht zu erwarten, daher wurde auf Basis der querschnittsweisen Vorgehensweise in [Lingemann2010] ein stochastischer Nachweis auf Systemebene entwickelt. Dieser stochastische Nachweis wurde in vereinfachter Form in die HA-SpRK [BMVBS2011a] implementiert.

Der Zeitpunkt der Überarbeitung der HA-SpRK [BMVBS2011a] geht mit der Erstellung der „Richtlinie zur Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand (Nachrechnungsrichtlinie)“ (vgl. [BMVBS2011c]) einher. Die „Nachrechnungsrichtlinie“ ermöglicht die Nachrechnung und Bewertung von Bestandsbrücken hinsichtlich einer Vielzahl an kritischen Aspekten, wie z.B. der Querkrafttragfähigkeit. Eine Gesamtbeurteilung eines Brückenbauwerks erfordert auch die Behandlung der Spannungsrissskorrosionsproblematik. In diesem Punkt wird in der „Nachrechnungsrichtlinie“ auf die HA-SpRK [BMVBS2011a] verwiesen.

Die „Nachrechnungsrichtlinie“ (vgl. [BMVBS2011c]) und damit indirekt die „Handlungsanweisung Spannungsrissskorrosion“ wurde im Jahr 2011 durch einen Erlass des BMVBS probeweise zur Anwendung bekanntgegeben [BMVBS2011b]. Die Anwendung der beiden Richtlinien erfolgte in den einzelnen Bundesländern unterschiedlich ausgeprägt, wird jedoch derzeit als anerkannter Stand der Technik betrachtet. Dies wird durch die Empfehlung der Anwendung der 1. Ergänzung der „Nachrechnungsrichtlinie“, mit darin weiterhin enthaltenem Verweis auf die „Handlungsanweisung Spannungsrissskorrosion“, durch das BMVI bestätigt [BMVI2015b].

Parallel zur Überarbeitung der „Handlungsanweisung Spannungsrisskorrosion“ wurde seitens der Deutschen Bahn die Erstellung einer Richtlinie zur Behandlung der Spannungsrisskorrosionsproblematik veranlasst [Wilhelm2014]. Zum Zeitpunkt der Bearbeitung der vorliegenden Arbeit war diese jedoch noch unveröffentlicht. Auszüge der geplanten Methodik können folgenden Publikationen entnommen werden: [Bauer et al.2010], [Grimm & Wilhelm2014] und [Wilhelm2014] (vgl. Kapitel 5.3).

In [Lingemann2010] und [Rauert & Zehetmaier2018] werden Hintergründe zu stochastischen Beurteilungsverfahren, welche die Basis für das vereinfachte stochastische Verfahren gemäß „Handlungsanweisung Spannungsrisskorrosion“ [BMVBS2011a] bilden, erläutert und eine geschlossene mathematische Lösung bzw. Simulationsverfahren zur SpRK-Beurteilung vorgestellt.

Ergänzend zur HA-SpRK [BMVBS2011a] wurde in [Dier2015] ein probabilistisches Rechenverfahren entwickelt, um Prüfintervalle für die Untersuchung eines Ankündigungsverhaltens bei SpRK-gefährdeten Bauwerken zeitlich festzulegen. Eine Zusammenfassung des Themas „Spannungsrisskorrosion bei Massivbrücken“ kann [Lingemann et al.2021] entnommen werden.

5.2 Handlungsanweisung Spannungsrisskorrosion

5.2.1 Allgemeines

Die aktuelle „Handlungsanweisung zur Überprüfung und Beurteilung von älteren Brückenbauwerken, die mit vergütetem, spannungsrisskorrosionsgefährdetem Spannstahl erstellt wurden“ (vgl. [BMVBS2011a]) basiert auf dem querschnittweisen Nachweis gemäß [BMV1993a] und ergänzt diesen um ein vereinfachtes stochastisches Verfahren. Die Untersuchung von Aspekten zur Beurteilung der Spannungsrisskorrosionsgefährdung in Brückenlängsrichtung in Kapitel 6 erfordert die detaillierte Kenntnis der aktuellen Vorgehensweise. Im Folgenden wird daher zuerst der ursprüngliche querschnittsweise Nachweis eines Ankündigungsverhaltens erläutert und dabei direkt auf die Anpassungen im Rahmen der Überarbeitung der Handlungsanweisung eingegangen, anschließend werden stochastische Verfahren beschrieben.

5.2.2 Querschnittsweiser Nachweis eines Ankündigungsverhaltens

Konzept des zweistufigen querschnittweisen Nachweises

Der querschnittsweise geführte mechanische Nachweis des Ankündigungsverhaltens in Bauwerkslängsrichtung gemäß HA-SpRK [BMVBS2011a] ist zweistufig aufgebaut. Im ersten Schritt wird eine Restspannstahlfläche ermittelt, bei der eine Rissbildung im

Zugbereich des Betonquerschnitts ein Ankündigungssignal (Riss) liefert. Im zweiten Schritt wird überprüft, ob der Querschnitt mit reduziertem Spannstahlquerschnitt in Bezug auf die Tragfähigkeit noch eine ausreichende Restsicherheit aufweist. Es soll so nachgewiesen werden, dass ein sukzessiver Spannstahlausfall (fortschreitende Drahtbrüche) zu einer erkennbaren Rissbildung führt und dadurch ein Versagen (Bruch des Bauteils) ankündigt, bevor eine definierte Resttragfähigkeit unterschritten wird. Der querschnittsweises Nachweis des Ankündigungsverhaltens wird daher als „Riss-vor-Bruch“-Kriterium bezeichnet.

Statisches System und Einwirkungen

Der querschnittsweises Nachweis wird in der Regel in den Zehntelpunkten der einzelnen Feldlängen eines Brückenbauwerks durchgeführt. Diese bewährte Diskretisierung des statischen Längssystems führt zu einer guten Vergleichbarkeit der Berechnungsergebnisse. Im Einzelfall kann von einer Diskretisierung in den exakten Zehntelpunkten abgewichen werden. Insbesondere bei Querschnittsänderungen, bei Spanngliedverankerungen oder bei vergleichbaren Diskontinuitäten kann ein zusätzlicher Schnitt eingefügt bzw. ein Schnitt in seiner Lage verschoben werden. Die Untersuchungsquerschnitte sollen repräsentativ für das gesamte Brückenbauwerk gewählt werden.

Es ist zu beachten, dass ein Spannglied beim Nachweis des Ankündigungsverhaltens in einem Querschnitt als „gerissen“ und gleichzeitig im benachbarten Querschnitt als „ungerissen“ und somit voll wirksam berücksichtigt werden kann. Daher muss der minimale Abstand der Untersuchungsquerschnitte größer oder gleich der Verankerungslänge der vorhandenen Spannglieder sein.

Der Nachweis des Ankündigungsverhaltens ist für jeden Hauptträger des Überbaus zu führen. Die Schnittgrößenermittlung erfolgt im ungerissenen Zustand I.

Die statischen Berechnungen betrachten die Einwirkungen aus Biegung und Längskraft. Ein Hauptzugspannungsnachweis unter Berücksichtigung der Querkraftbeanspruchung verbessert das rechnerische Ankündigungsverhalten lediglich marginal und wird daher in der Regel nicht geführt [König et al.1994]. Zudem wird gemäß [König et al.1994] ein plötzliches Querkraftversagen infolge ausfallender Spannglieder in der Regel nicht maßgebend.

Die Verkehrslast wird gemäß der Ausführungsstatik bzw. analog der zuletzt erfolgten Einstufungsberechnung angesetzt. In der Regel entspricht dies dem Lastmodell der Brückenklasse 60 (BK60) unter Berücksichtigung des Schwingbeiwerts ϕ nach [DIN 1072:1985-12].

Der lineare Temperaturunterschied wird nach [DIN 1072:1985-12] wie folgt angesetzt:

- Oberseite wärmer als Unterseite: $\Delta T=7,0$ K
- Unterseite wärmer als Oberseite: $\Delta T=3,5$ K

In beiden Nachweisschritten wird der lineare Temperaturunterschied jeweils gleichsinnig angesetzt.

Bei der Ermittlung der Restspannstahlfläche bei Rissbildung sind die Einwirkungen aus Verkehr und aus Temperatur in der häufigen Einwirkungskombination (EWK) jeweils mit 50 % anzusetzen. Hierbei ist zu beachten, dass die „Handlungsanweisung Spannungsrissskorrosion“ [BMVBS2011a] formal für Bundesfernstraßen gilt. Bei Brücken im Zuge von untergeordneten Straßen sollte der häufige Verkehrslastanteil objektbezogen angepasst werden. Gemäß der ersten Fassung der „Handlungsanweisung Spannungsrissskorrosion“ [BMV1993a] war eine Bandbreite von 40 % bis 80 % zulässig.

Bei statisch unbestimmten Systemen wird die statisch unbestimmte Wirkung der Vorspannung vereinfachend in voller Größe unter Berücksichtigung von Kriechen und Schwinden erfasst. Nach HA-SpRK [BMVBS2011a] werden insbesondere auch über die Bauwerkslänge verteilte Brüche betrachtet. Hier wäre strenggenommen eine Berücksichtigung des Einflusses der Spannstahlausfälle auf die statisch unbestimmte Wirkung der Vorspannung erforderlich (vgl. Kapitel 6.7).

Zwangsschnittgrößen aus Stützensenkungen werden nicht berücksichtigt, da die Stützensenkungen in der Regel zum Nachweiszeitpunkt abgeschlossen sind und davon auszugehen ist, dass sich die zugehörigen Schnittgrößen durch Kriechen und Schwinden weitgehend abgebaut haben.

Die Materialkennwerte werden gemäß den Angaben in der HA-SpRK [BMVBS2011a] auf Basis alter Normen angesetzt.

Bestimmung der Restspannstahlfläche bei Rissbildung

Der Nachweis eines Ankündigungsverhaltens ist in beiden Ausgaben der Handlungsanweisung grundsätzlich zweistufig aufgebaut. In einem ersten Schritt wird die Restquerschnittsfläche des Spannstahls $A_{Z,r}$ zum Zeitpunkt der Erstrissbildung im Betonquerschnitt berechnet. Hierzu wird in den Untersuchungsquerschnitten (i.d.R. in den Zehntelpunkten der Felder) der Spannstahlquerschnitt reduziert, bis unter der häufigen Einwirkungskombination in der Randfaser des Betonquerschnitts die rechnerische Zugspannung die Betonzugfestigkeit β_{bZ} erreicht (vgl. Gleichung (5.1)). Die relevanten Bereiche liegen in der Regel im Feldbereich an der Unterseite des Brückenquerschnitts und im Stützbereich an der Oberseite des Querschnitts. Beim Nachweis wird die Restspannstahlfläche bei

Rissbildung in cm^2 angesetzt. Es erfolgt keine Rundung auf die Querschnittsfläche ganzer Spannglieder. Die Berechnung der Restspannstahlfläche erfolgt nach Gleichung (5.2):

$$\beta_{bZ} = \sigma_{b,\Delta q} - A_{Z,r} \cdot \varepsilon_{v,\infty}^{(0)} \cdot E_Z \cdot \left(\frac{1}{A_b} + \frac{y_{bZ}}{W_b} \right) + \frac{M_{vx,\infty}}{W_b} + \frac{M_{\Delta T, freq}}{W_b} \quad (5.1)$$

$$A_{Z,r} = \frac{\sigma_{b,\Delta q} - \beta_{bZ} + \frac{M_{vx,\infty}}{W_b} + \frac{M_{\Delta T, freq}}{W_b}}{\varepsilon_{v,\infty}^{(0)} \cdot E_Z \cdot \left(\frac{1}{A_b} + \frac{y_{bZ}}{W_b} \right)} \quad (5.2)$$

mit:

β_{bZ}	Zentrische Betonzugfestigkeit
$\sigma_{b,\Delta q}$	Betonrandspannung infolge häufiger Einwirkung aus Verkehr und ständiger Last
Δq	häufige Einwirkung $\Delta q = g + \Delta g + 0,5 \cdot p$
g	Einwirkung infolge Eigengewicht
Δg	Einwirkung infolge Ausbaulast
p	Einwirkung infolge Verkehrslast
$A_{Z,r}$	Restspannstahlfläche bei Rissbildung im Nachweisquerschnitt
$\varepsilon_{v,\infty}^{(0)}$	Vordehnung des Spannstahls zum Zeitpunkt $t = \infty$ unter Berücksichtigung der Verluste aus Kriechen und Schwinden
E_Z	Elastizitätsmodul des Spannstahls
A_b	Bruttoquerschnittsfläche des Betons
y_{bZ}	Abstand des Spannstahlschwerpunkts zum Schwerpunkt des Betonquerschnitts (Bruttofläche)
W_b	Widerstandsmoment der Randfaser des Betonbruttoquerschnitts
$M_{vx,\infty}$	statisch unbestimmter Anteil des Moments aus Vorspannung zum Zeitpunkt $t = \infty$
$M_{\Delta T, freq}$	Moment infolge des häufigen Anteils aus linearem Temperaturunterschied (im Rahmen der Überarbeitung zu [BMVBS2011a] ergänzt)

Im Rahmen der Überarbeitung der Vorgehensempfehlungen aus dem Jahr 1993 (vgl. [BMV1993a]) zur HA-SprK [BMVBS2011a] wurde das Moment infolge eines häufigen

Anteils aus linearem Temperaturunterschied $M_{\Delta T, \text{freq}}$ in den Gleichungen (5.1) und (5.2) ergänzt. In [BMV1993a] war der Ansatz der Wirkung von Temperaturspannungen auf nicht näher spezifizierte „besondere Fälle“ beschränkt.

Gleichung (5.1) entspricht einer Vergleichsbetrachtung auf Spannungsniveau. Die aus Einwirkungen (Eigengewicht, Verkehr, statisch unbestimmtem Anteil der Vorspannung und Temperatur) resultierenden Randspannungen werden dem Widerstand (Betonzugfestigkeit) gegenübergestellt. Zudem beinhaltet die Gleichung die durch die Vorspannung erzeugte Randspannung. Unter Annahme eines vollständigen Ausfalls des Spannstahls erfolgt eine Rissbildung nur dann, wenn die sich aus den Einwirkungen ergebenden Randzugspannungen die Betonzugfestigkeit überschreiten. In gering belasteten Bereichen, z.B. nahe den Momentennullpunkten, kann gegebenenfalls der komplette Spannstahl ausfallen, ohne eine Versagensankündigung durch Rissbildung auszulösen.

Sind rechnerisch auftretende Risse nicht einsehbar bzw. werden diese nicht durch ein Monitoring detektiert, liegt im entsprechenden Untersuchungsquerschnitt kein Ankündigungsverhalten vor.

Ermittlung der Restsicherheit

Im zweiten Schritt des Nachweises wird die Restsicherheit zum Zeitpunkt der Rissbildung bestimmt. Die im ersten Schritt ermittelte Restspannstahlfläche $A_{Z,r}$ wird jeweils in den Untersuchungsquerschnitten angesetzt. In [BMV1993a] wurde die Restbruchsicherheit γ_r nach Gleichung (5.3) als Momentenverhältnis des Widerstandes zur Einwirkung unter Volllast berechnet. Die Restbruchsicherheit muss an jeder Stelle des Bauwerks größer 1,0 sein.

$$\gamma_r = \frac{M_{A_{Z,r}} + M_{A_s} - M_{v_{xx}}}{M_q} \quad (5.3)$$

mit:

γ_r Restbruchsicherheit

$M_{A_{Z,r}}$ von der Restspannstahlfläche bei Rissbildung aufnehmbares Moment

M_{A_s} von der Betonstahlbewehrung aufnehmbares Moment

$M_{v_{xx}}$ statisch unbestimmter Anteil des Moments aus Vorspannung

M_q äußeres Moment aus Volllast

Im Rahmen der Überarbeitung zur „Handlungsanweisung Spannungsrissskorrosion“ wurde dieser zweite Nachweisschritt modifiziert. Eine ausreichende Restsicherheit gilt gemäß

HA-SpRK [BMVBS2011a] als sichergestellt, wenn nach Gleichung (5.5) die Verkehrseinwirkung unter Berücksichtigung der sonstigen Einwirkungen mit einer Sicherheit von mindestens 1,10 aufgenommen werden kann. Ist diese Bedingung in allen Nachweischnitten erfüllt, tritt bei sukzessiven Spannstahlbrüchen eine Rissbildung im Beton vor einer Unterschreitung der rechnerisch erforderlichen Restsicherheit im Querschnitt ein („Riss-vor-Bruch“-Kriterium) und ein Ankündigungsverhalten ist gegeben. Gleichung (5.5) lässt sich aus Gleichung (5.4) ableiten und enthält wiederum die Ergänzung der Temperatureinwirkung $M_{\Delta T}$.

$$\gamma_g \cdot M_g + \gamma_p \cdot M_p + M_{vx,\infty} + M_{\Delta T} \leq M_{Az,r} + M_{As} \quad (5.4)$$

$$\gamma_p = \frac{M_{Az,r} + M_{As} - M_{\Delta T} - M_{vx,\infty} - \gamma_g \cdot M_g}{M_p} \quad (5.5)$$

mit:

γ_g	Teilsicherheitsbeiwert für ständige Einwirkung ($\gamma_{g,sup} = 1,1$ und $\gamma_{g,inf} = 0,9$)
M_g	Biegemoment infolge ständiger Einwirkung (Eigen- und Ausbaulasten)
γ_p	Teilsicherheitsbeiwert für Verkehrseinwirkungen (Nachweis: $\gamma_p \geq 1,10$)
M_p	Biegemoment infolge voller Verkehrsbeanspruchung inkl. Schwingbeiwert φ bei Verkehrslasten
$M_{vx,\infty}$	statisch unbestimmter Anteil des Moments aus Vorspannung zum Zeitpunkt $t = \infty$
$M_{\Delta T}$	Biegemoment infolge des linearen Temperaturunterschieds
$M_{Az,r}$	von der Restspannstahlfläche bei Rissbildung aufnehmbares Moment
M_{As}	von der Betonstahlbewehrung aufnehmbares Moment

Zusammenfassung und Fazit

Ein Bauwerk weist ein ausreichendes Ankündigungsverhalten auf, wenn in allen Querschnitten mit dem ermittelten Restspannstahl eine ausreichende Restsicherheit nachgewiesen werden kann.

Sofern dies nicht der Fall ist, kann gemäß HA-SpRK [BMVBS2011a] bei statisch unbestimmten Systemen beim Nachweis der Restsicherheit eine Momentenumlagerung berücksichtigt werden. Aufgrund des reduzierten Dehnungsvermögens von versprödetem Spannstahl ist die Schnittgrößenumlagerung gemäß HA-SpRK [BMVBS2011a] auf 15 % in Brückenlängs- und 30 % in Brückenquerrichtung beschränkt.

Wenn mit dem querschnittswisen Verfahren nicht in allen Querschnitten ein AKV nachgewiesen werden kann, kann der Nachweis mit dem stochastischen, nicht nur die Querschnittsebene betrachtenden, Verfahren geführt werden, welches im Folgenden näher erläutert wird.

5.2.3 Stochastischer Nachweis eines Ankündigungsverhaltens

Konzept der stochastischen Verfahren

Die zugrundeliegende Idee stochastischer Verfahren zur SpRK-Beurteilung ist der Übergang von einer Nachweisführung auf Querschnittsebene zur Betrachtung des Bauteilverhaltens auf Systemebene. Hierfür ist nicht mehr ausschließlich relevant, ob in den einzelnen Querschnitten ein Ankündigungsverhalten nachgewiesen werden kann oder nicht. Vielmehr wird nachgewiesen, ob am Gesamtsystem in einem beliebigen Querschnitt mit einer festgelegten Wahrscheinlichkeit eine Rissbildung im Beton eintritt, bevor an irgendeinem Querschnitt die Restsicherheit, mit dem dort vorhandenen Spannstahlquerschnitt, nicht mehr nachgewiesen werden kann. Somit kann global, also am Gesamtsystem, ein AKV nachgewiesen werden, obwohl in einzelnen Querschnitten das „Riss-vor-Bruch“-Kriterium nicht erfüllt ist. Die Reduzierung des Spannstahls erfolgt sukzessive bis zum Auftreten eines Ereignisses (Riss oder Bruch), da keine abgesicherte Wahrscheinlichkeit für eine Einzelbruchwahrscheinlichkeit eines Spannstahl vorliegt.

Erforderlicher Restspannstahl zur Sicherstellung einer ausreichenden Restsicherheit

Eingangsdaten für stochastische Nachweise sind die Ergebnisse des querschnittswisen Nachweises in den einzelnen Nachweisquerschnitten. Im Einzelnen sind dies in jedem Querschnitt die planmäßig vorhandene Spanngliedanzahl, die Restspanngliedanzahl bei Rissbildung und die erforderliche Restspanngliedanzahl für den Nachweis einer ausreichenden Restsicherheit. Bei Anwendung des stochastischen Verfahrens darf eine Momentenumlagerung nicht berücksichtigt werden.

Die erforderliche Restspannstahlfläche $A_{Z,r,eff}$ zum Nachweis einer ausreichenden Restsicherheit wird für jeden Nachweisquerschnitt nach Gleichung (5.6) zu berechnen. Die weiteren Eingangswerte werden gemäß Kapitel 5.2.2 berechnet.

$$A_{Z,r,erf} = \frac{\gamma_g \cdot M_g + \gamma_p \cdot M_p + M_{vx,\infty} + M_{\Delta T} - M_{As}}{\varepsilon_{v,\infty} \cdot E_Z \cdot z_Z} \quad (5.6)$$

mit:

$A_{Z,r,erf}$ zum Nachweis einer ausreichenden Restsicherheit erforderliche Restspannstahlfläche

$\varepsilon_{v,\infty}$ Gesamtdehnung des Spannstahls (Vordehnung zum Zeitpunkt $t = \infty$ zuzüglich der Zusatzdehnung)

z_Z innerer Hebelarm zwischen der Spannstahlkraft und der Druckkraftresultierenden im Zustand II

Genaueres stochastisches Verfahren

In [Lingemann2010] wurde ein stochastisches Verfahren zur SpRK-Beurteilung entwickelt. Dieses Verfahren basiert auf der Kombinatorik und stellt einen geschlossenen mathematischen Ansatz dar. Ziel ist die Ermittlung der Wahrscheinlichkeit einer Unterschreitung der geforderten Restsicherheit, bevor in einem beliebigen Untersuchungsquerschnitt eine Rissbildung vorliegt. Aus diesem Verfahren wird das nachfolgend vorgestellte vereinfachte stochastische Verfahren abgeleitet.

Aufgrund des Nachweises auf Systemebene ist es erforderlich, Untersuchungsbereiche festzulegen, innerhalb derer der Nachweis geführt wird. Das Ankündigungsverhalten wird jeweils innerhalb eines Untersuchungsbereichs analysiert. Bereiche außerhalb des jeweiligen Untersuchungsbereichs beeinflussen dabei das für den Bereich ermittelte Ergebnis nicht. Bei Einzelsystemen umfasst der Untersuchungsbereich jeweils die gesamte Feldlänge. Bei abschnittsweise hergestellten Mehrfeldbauwerken entspricht ein Untersuchungsbereich einem Bauabschnitt. Bei Eingusssystemen entspricht ein Untersuchungsbereich i.d.R. einem Feld, bei stark unterschiedlichen Stützweiten, kann eine Betrachtung des Gesamtsystems sinnvoll sein.

Dem genauen stochastischen Verfahren liegen folgende Annahmen zugrunde:

- Die Drahtbrüche innerhalb eines Hüllrohrs werden als 20 % korreliert angenommen, jedes Spannglied ist somit in fünf effektive Teilspannglieder zu unterteilen. In Gleichung (5.15) des vereinfachten Verfahrens ist dies bereits berücksichtigt, folglich können die Eingangswerte auf Grundlage von ganzen Spanngliedern berechnet werden. Wie in [Rauert & Zehetmaier2018] erläutert, führt diese Rundung zu konservativen Ergebnissen, da im Vergleich zur Berechnung auf Basis

effektiver Teilspannglieder Querschnitte deutlich häufiger als Querschnitt ohne AKV eingestuft werden.

- Die Auftretenswahrscheinlichkeit eines Spanngliedbruches ist über die gesamte Spanngliedlänge gleichverteilt.
- Die Untersuchung des Ankündigungsverhaltens erfolgt in diskreten Nachweisquerschnitten. Der Mindestabstand der Nachweisquerschnitte beträgt eine Verankerungslänge eines Spanngliedes bzw. eine Bauteilhöhe.

Die Hintergründe zu obigen Annahmen sind in [Lingemann2010] ausführlich behandelt. In Kapitel 6.8 wird der Einfluss der Variation des Abstandes der Nachweisquerschnitte und somit deren Anzahl untersucht. Der Einfluss der Korrelation von Spanndrahtbrüchen wird in Kapitel 6.9 diskutiert.

Aus den zuvor erläuterten Berechnungsannahmen für das stochastische Verfahren lässt sich der jeweilige Untersuchungsbereich als Modell gemäß Abbildung 5.1 schematisch darstellen. Der Untersuchungsbereich wird, analog zum querschnittweisen Verfahren, in q Nachweisschnitte untergliedert. In jedem Nachweisquerschnitt liegen s' effektive Teilspannglieder, welche aus der Spanngliedanzahl s und einem Korrelationsfaktor f_{kor} berechnet werden können (vgl. Gleichung (5.7)), vor.

$$s' = \frac{s}{f_{kor}} \quad (5.7)$$

mit:

s' Anzahl der effektiven Teilspannglieder

s Anzahl der Spannglieder

f_{kor} Korrelationsfaktor (z.B.: $f_{kor} = 0,2$ nach [Lingemann2010])

Die maximale Anzahl an Spanngliedbrüchen liegt bei $i_{max} = q \cdot s'$. Das stochastische Verfahren sieht die Verteilung von i ($0 \leq i \leq i_{max}$) beliebig auf die s' effektiven Teilspannglieder und die q Nachweisquerschnitte vor.

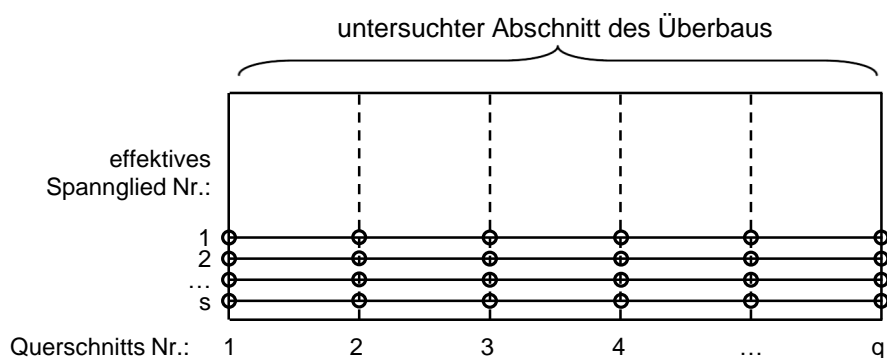


Abbildung 5.1: Modell eines Untersuchungsbereichs mit s effektiven Spanngliedern und q Nachweisschnitten nach [Lingemann2010]

Ein kritisches Verhalten des betrachteten Bauwerksabschnitts liegt vor, wenn in mindestens einem Querschnitt der Restspannstahl für den Nachweis einer ausreichenden Restsicherheit nicht ausreicht und gleichzeitig in keinem der Nachweisquerschnitte eine Ankündigung durch Rissbildung im Betonquerschnitt vorliegt (Fall 4 in [Lingemann2010]). Bei dieser Konstellation ist das „Riss-vor-Bruch“-Kriterium nicht eingehalten. Alle weiteren möglichen Konstellationen sind unkritisch. Diese sind:

- Fall 1: ausreichende Restsicherheit in allen Querschnitten und mindestens ein Querschnitt zeigt eine Rissbildung am Beton
- Fall 2: ausreichende Restsicherheit in allen Querschnitten und alle Querschnitte sind ungerissen
- Fall 3: mindestens in einem Querschnitt liegt keine ausreichende Restsicherheit vor und mindestens ein Querschnitt zeigt eine Rissbildung im Beton

Die Auftretenswahrscheinlichkeit dieser einzelnen Fälle kann, jeweils für i Spanngliedbrüche, mittels Kombinatorik ermittelt werden. Daraus lässt sich die Auftretenswahrscheinlichkeit der Unterschreitung der erforderlichen Restsicherheit ohne Versagensvorkündigung aus der Summe der Wahrscheinlichkeiten des Falls 4 für alle i berechnen.

Vereinfachtes stochastisches Verfahren

Die Problematik der Nachweisführung in gering belasteten Querschnitten (vgl. Kapitel 5.1) und der extrem hohe Rechenaufwand für das genaue stochastische Verfahren führten zur Aufnahme eines vereinfachten stochastischen Verfahrens in die „Handlungsanweisung Spannungsrissskorrosion“ [BMVBS2011a]. Dieses wurde mittels einer Parametervariation in [Lingemann2010] als linearer Ansatz entwickelt. Die Anwendung erfordert die Berechnung diverser Eingangsparameter für jeden Nachweisquerschnitt (vgl. Gleichung (5.8) bis Gleichung (5.14)).

$$\kappa_{cr,i} = \left(\frac{n_{cr,i}}{s_i} \right) \quad (5.8)$$

mit:

- $\kappa_{cr,i}$ bezogene Restspanngliedanzahl bei Rissbildung im Querschnitt i
- $n_{cr,i}$ Restspanngliedanzahl bei Rissbildung im Querschnitt i, abgerundet auf die nächstkleinere ganzzahlige Spanngliedanzahl
- s_i Spanngliedanzahl im Querschnitt i

$$\kappa_{br,i} = \left(\frac{n_{br,i}}{s_i} \right) \quad (5.9)$$

mit:

- $\kappa_{br,i}$ zum Nachweis einer ausreichenden Restsicherheit erforderliche bezogene Restspanngliedanzahl im Querschnitt i
- $n_{br,i}$ zum Nachweis einer ausreichenden rechnerischen Restsicherheit im Querschnitt i erforderlichen Restspanngliedanzahl, aufgerundet auf die nächstgrößte ganzzahlige Spanngliedanzahl
- s_i Spanngliedanzahl im Querschnitt i

Aus $\kappa_{cr,i}$ wird das Maximum der bezogenen Restspanngliedanzahlen bei Rissbildung $\kappa_{cr,max}$ in den Querschnitten mit $n_{br,i} \leq n_{cr,i}$ berechnet:

$$\kappa_{cr,max} = \max\{\kappa_{cr,i}\} \quad (5.10)$$

Analog wird für die Querschnitte mit $n_{br,i} > n_{cr,i}$ das Maximum der zum Nachweis einer ausreichenden Restsicherheit erforderlichen bezogenen Restspanngliedanzahl bestimmt:

$$\kappa_{br,max} = \max\{\kappa_{br,i}\} \quad (5.11)$$

Der Eingangswert x für das vereinfachte Verfahren zur Abschätzung der Auftretenswahrscheinlichkeit einer Unterschreitung der in [BMVBS2011a] geforderten Restsicherheit gegen Versagen ohne Vorankündigung wird nach folgender Gleichung (5.12) ermittelt:

$$x = \kappa_{cr,max} - \kappa_{br,max} \quad (5.12)$$

Die weiteren Parameter des linearisierten Ansatzes des vereinfachten, stochastischen Verfahrens sind die Steigung a und der Ordinatenabschnitt b , welche über die Gleichungen (5.13) und (5.14) festgelegt werden.

$$a = \frac{47}{\left[s_{min} + \frac{q_s}{q} \cdot (s_{max} - s_{min}) \right]^{0,10}} - 60 \quad (5.13)$$

$$b = \frac{25}{\left[s_{min} + \frac{q_s}{q} \cdot (s_{max} - s_{min}) \right]^2} + 0,25 \quad (5.14)$$

mit:

s_{min} minimale Spanngliedanzahl im untersuchten Bereich

s_{max} maximale Spanngliedanzahl im untersuchten Bereich

q_s Anzahl der Querschnitte mit maximaler Spanngliedanzahl s_{max}

q Anzahl der Untersuchungsquerschnitte

Die logarithmische Auftretenswahrscheinlichkeit einer Unterschreitung der in [BMVBS2011a] geforderten Restsicherheit gegen Versagen ohne Vorankündigung wird nach Gleichung (5.15) ermittelt:

$$p_L = a \cdot x + b \quad (5.15)$$

Wenn der Schwellenwert für p_L nach Gleichung (5.16) für jedes Brückenfeld bzw. jeden Bauabschnitt eingehalten ist, dann kann die Auftretenswahrscheinlichkeit eines Versagens ohne AKV für das gesamte Brückenbauwerk als ausreichend gering angesehen werden. Wird dieser Grenzwert eingehalten, muss eine Sonderprüfung nach [DIN 1076:1999-11] im Abstand von nicht mehr als drei Jahren erfolgen [BMVBS2011a]. Kann der Nachweis nicht erfüllt werden, stehen die Optionen: Ersatzneubau, Verstärkung bzw. Instandsetzung und weiterführende Untersuchungen am Bauwerk zur Verfügung.

$$p_L \leq -4 \quad (5.16)$$

Aus den Annahmen des genauen stochastischen Verfahrens und aus dem Umfang der Datenbasis für die Ermittlung des vereinfachten Verfahrens resultieren Anwendungsgrenzen des vereinfachten Verfahrens. Diese betreffen in erster Linie die Mindestanzahl für Untersuchungsquerschnitte und die Anzahl der Spannglieder bzw. Spanndrähte und können im Detail [BMVBS2011a] entnommen werden.

Simulationsverfahren

Bei großen Spanngliedanzahlen und vielen Nachweisquerschnitten erweist sich das genaue stochastische Verfahren als sehr rechenintensiv. Deshalb wurde das erläuterte vereinfachte Verfahren entwickelt. Alternativ zur Anwendung der Kombinatorik kann ein zufällig verteilter sukzessiver Ausfall von effektiven Teilspanngliedern über eine Monte-Carlo-Simulation simuliert werden [Rauert & Zehetmaier2018].

Die Monte-Carlo-Simulation (MCS) ist ein numerisches Verfahren. Im Allgemeinen wird bei der MCS aus gleichverteilten Zufallszahlen über eine Verteilungsfunktion eine Verteilungsdichte abgeleitet. Vertieftes Hintergrundwissen zu Monte-Carlo-Simulationen ist in [Rubinstein1981] und Literaturquellen zu numerischen Methoden zusammengefasst. Im Folgenden wird die MCS zur Erzeugung zufällig verteilter Spannstahlbrüche eingesetzt. Basis der Simulation ist die Grundgesamtheit aller möglichen Spannstahlbrüche. Der einzelne Simulationslauf wird beendet, sobald in einem Untersuchungsquerschnitt die Restspannstahlmengen bei Erstrissbildung bzw. die für den Nachweis der Resttragfähigkeit erforderliche Spannstahlmenge erreicht wird (vgl. Kapitel 5.2). Anschließend wird die numerische Simulation erneut durchgeführt. Bei einer ausreichenden großen Anzahl an Simulationen wird festgehalten, wie häufig ein Versagen ohne AKV eintritt. Diese wird dann in das Verhältnis zur Anzahl der durchgeführten Simulationen gesetzt. So ergibt sich ein hinreichend genauer Wert für die Auftretenswahrscheinlichkeit eines Versagens ohne AKV (vgl. Gleichung (5.17)) bzw. deren logarithmischer Wert (vgl. Gleichung (5.18)).

$$p = \frac{sim_{Versagen}}{sim_{ges}} \quad (5.17)$$

$$p_L = \log p \quad (5.18)$$

mit:

p Auftretenswahrscheinlichkeit

$sim_{Versagen}$ Anzahl an MCS mit Versagen

sim_{ges} Gesamtanzahl an MCS

p_L Logarithmische Auftretenswahrscheinlichkeit

In [Straub2015] wird eine Mindestanzahl an Simulationen gemäß Gleichung (5.19) empfohlen.

$$n_{MCS} = \frac{10}{p_{MCS}} \quad (5.19)$$

mit:

n_{MCS}	Anzahl an MCS
p_{MCS}	Auftretenswahrscheinlichkeit des gesuchten Ereignisses in einer MCS

Für eine Auftretenswahrscheinlichkeit von 10^{-4} sollten daher mindestens 100.000 Simulationsdurchläufe durchgeführt werden. Das Ergebnis kann bei genügend großer Anzahl an Simulationsläufen als ausreichend genaue Approximation zum Ergebnis mittels Kombinatorik betrachtet werden.

Das Ergebnis der Monte-Carlo-Simulation ist die Auftretenswahrscheinlichkeit eines Versagens ohne vorheriges Ankündigungsverhalten auf Basis der Eingangswerte (zugrundeliegenden Spannstahlflächen in den Untersuchungsquerschnitten). Dieses Ergebnis ist entscheidend für die Beurteilung der Gefährdung eines Bauwerkes. Es liefert jedoch keine Aussage über die tatsächliche Gefahr des Versagens eines Bauwerkes. Da die Einzelbruchwahrscheinlichkeit eines Spanndrahtes nicht bekannt ist, kann die Einsturzgefahr auch nicht direkt berechnet werden (vgl. Kapitel 2). Deshalb ist es wichtig, den Abstand der Restspanngliedanzahl bei Auftreten eines Ereignisses (AKV bzw. Bruch) von der ursprünglichen Spanngliedanzahl nicht zu vernachlässigen. Insbesondere der Abstand der für die Tragfähigkeit erforderlichen Spanngliedanzahl zur ursprünglichen Spanngliedanzahl gibt die Anzahl an Spannstahlbrüchen wieder und ist dadurch ein Indikator für die Gefährdung des Bauwerkes. Weiterhin kann der Abstand des Spannstahlquerschnitts bei Erstrissbildung und bei Versagen als Maß der Kritizität angesehen werden. Dieses Delta stellt den Bereich zwischen einer Versagensankündigung und dem rechnerischen Versagen dar und spiegelt dadurch die Sicherheit eines Bauwerkes qualitativ wider. Auf dieser Basis kann eine Priorisierung für mögliche Verstärkungsmaßnahmen bzw. Ersatzneubauten erfolgen.

Zusammenfassung und Fazit

Wenn mit dem querschnittweisen Verfahren nicht in allen Querschnitten ein AKV nachgewiesen werden kann, kann in einem ersten Schritt auf das vereinfachte stochastische Verfahren zurückgegriffen werden. Basierend auf der statischen Berechnung der Eingangswerte des querschnittweisen Verfahrens kann über eine lineare Approximation des genaueren Verfahrens auf der sicheren Seite eine Ermittlung der SpRK-Gefährdung auf Systemebene erfolgen.

Das vereinfachte stochastische Verfahren ist jedoch restriktiv an Anwendungsgrenzen gebunden und liefert zudem konservative Ergebnisse. Eine genauere Beurteilung der SpRK-Gefährdung kann mittels Simulationsverfahren erzielt werden.

5.3 Konzept der Deutschen Bahn AG zur Beurteilung von Spannungsrisskorrosion

5.3.1 Hintergrund und konzeptionelles Vorgehen

Parallel zur Überarbeitung der „Handlungsanweisung Spannungsrisskorrosion“ hat die Deutsche Bahn AG eine Überarbeitung der Empfehlungen aus dem Jahr 1993, unter Berücksichtigung der speziellen Anforderungen bezüglich Eisenbahnbrücken, veranlasst. Analog zur Richtlinie [BMVBS2011a] wird eine Gefährdungsbeurteilung anhand von Materialkennwerten bzw. Umgebungsparametern als nicht zielführend erachtet und ein Ansatz basierend auf dem Ankündigungsverhalten einer Schädigung erarbeitet [Grimm & Wilhelm2014]. Das Bauwerk wird auch hier nach dem „Riss-vor-Bruch“-Kriterium, ähnlich wie in Kapitel 5.2, in Bereiche mit bzw. ohne Ankündigungsverhalten unterteilt. Allerdings werden keine diskreten Nachweisquerschnitte festgelegt. Es ist das Ziel, nachzuweisen, dass bei einem unbemerkt fortschreitenden Ausfall von Spanngliedern kein plötzliches Bauteilversagen eintritt, sondern sich das Versagen vor dem Erreichen eines tatsächlich kritischen Zustands durch entsprechende Ankündigungssignale ankündigt.

In [Bauer et al.2010] ist das konzeptionelle Vorgehen zur Abschätzung des Gefährdungspotentials durch SpRK in einem Ablaufdiagramm dargestellt. Nach einer Vorabfrage bezüglich des Rissmoments ist das Konzept in zwei Ausfallszenarien unterteilt, welche (ggf. unter Berücksichtigung von Systemumlagerungen) beide positiv beurteilt werden müssen, um das Bauwerk als „Bauwerk mit Vorankündigung“ einzustufen.

In der ersten Abfrage des Ablaufdiagramms wird überprüft, ob das Rissmoment über die gesamte Tragwerkslänge von der Betonstahlbewehrung, ohne Anrechnung des Spannstahls, aufgenommen werden kann. Ist dieses Kriterium erfüllt, ist nach [Wilhelm2014] ein durchgehendes Ankündigungsverhalten gegeben. Dieses Vorgehen überprüft, ob an einem Bauwerk mit komplett ausgefallenem Spannstahl durch die Betonstahlbewehrung, bei einer stetigen Lastzunahme, ein Ankündigungsverhalten nach Erreichen der Betonzugfestigkeit gegeben ist. Der prinzipielle Ansatz von zwei unterschiedlichen Lastniveaus des „Riss-vor-Bruch“-Kriteriums nach [BMV1993a] wird jedoch nicht abgebildet. Ist das Rissmoment durch die Betonstahlbewehrung aufnehmbar und tritt nach Ausfall der kompletten Spannbewehrung ein hohes Moment aus Verkehr auf, kann das Rissmoment, aber direkt danach auch das durch die Betonstahlbewehrung aufnehmbare Moment überschritten werden und es kommt zu einem plötzlichem Bauwerksversagen. Ein Ankündigungsverhalten unter Berücksichtigung der verschiedenen Lastsituationen kann daher durch dieses Kriterium nicht sichergestellt werden.

Im folgenden Schritt werden parallel zwei Ausfallszenarien untersucht [Bauer et al.2010]:

- Ausfallszenario 1: ein Riss je Spannglied und

- Ausfallszenario 2: drahtweiser Ausfall mit unbegrenzter Rissanzahl.

Für die Überprüfung können jeweils Umlagerungsmöglichkeiten angesetzt werden. Auf diese wird hier nicht weiter eingegangen, da das prinzipielle Vorgehen bei den beiden Ausfallszenarien dadurch nicht verändert wird.

5.3.2 Ausfallszenario 1: Ein Riss je Spannglied

Das Vorgehen für Ausfallszenario 1 ist in [Bauer et al.2010] beschrieben und wurde in [Grimm & Wilhelm2014] modifiziert. Das ursprüngliche Vorgehen wird hier kurz erläutert und anschließend auf die Modifikation eingegangen. Die Abschätzung des Gefährdungspotentials gemäß Ausfallszenario 1 sieht in einem ersten Schritt die Unterteilung des Untersuchungsbereichs, z.B. der gesamten Bauwerkslänge, in kritische bzw. unkritische Bereiche vor. Dies erfolgt analog zu [BMV1993a]. Der Einflussbereich eines Spanngliedbruchs wird als die doppelte Verankerungslänge eines Einzeldrahtes definiert. Nach Gleichung (5.20) lässt sich daraus die Anzahl an möglichen Risspositionen N_R auf der gesamten Länge des Untersuchungsbereichs berechnen:

$$N_R = \frac{L}{2 \cdot l_b} \quad (5.20)$$

mit:

- N_R Anzahl möglicher Risspositionen
- L Länge des Untersuchungsbereichs (bzw. des Gesamtbauwerks)
- l_b Verankerungslänge eines Einzeldrahtes

Aus der Anzahl der potenziellen Risspositionen kann die Wahrscheinlichkeit, dass ein einzelner lokaler Bruch exakt in einem bestimmten Bereich, innerhalb der doppelten Verankerungslänge eines Einzeldrahtes, liegt, nach Gleichung (5.21) berechnet werden:

$$p = \frac{1}{N_R} \quad (5.21)$$

mit:

- p Wahrscheinlichkeit der Lage eines Risses innerhalb $2 \cdot l_b$
- N_R Anzahl möglicher Risspositionen

Unter Berücksichtigung der Annahme für Ausfallszenario 1 von nur einem Riss je Spannglied folgt daraus nach Gleichung (5.22) über die Binomialverteilung die

Wahrscheinlichkeit $P(k)$ des Ausfalls von k Spanngliedern innerhalb eines Untersuchungsbereichs von $2 \cdot l_b$ [Bauer et al.2010].

$$P_i(k_i) = \binom{n}{k_i} \cdot p^{k_i} \cdot (1 - p)^{n-k_i} \quad (5.22)$$

mit:

$P_i(k_i)$	Wahrscheinlichkeit des Ausfalls von k_i Spanngliedern innerhalb $2 \cdot l_b$
n	Anzahl der Spannglieder im Querschnitt
k_i	Anzahl der ausgefallenen Spannglieder im Untersuchungsbereich bei Rissbildung im Beton
p	Wahrscheinlichkeit der Lage eines Risses in einem bestimmten Untersuchungsbereich

Vereinfachend wird nach [Bauer et al.2010] die Anzahl der ausgefallenen Spannglieder k für die gesamte Bauwerkslänge auf die minimale Anzahl an ausgefallenen Spanngliedern bei Rissbildung im Beton im unkritischen Bereich, in dem das „Riss-vor-Bruch“-Kriterium erfüllt ist, festgelegt. Bei identischer Anzahl an Spanngliedern n über die Bauteillänge kann folglich nach Gleichung (5.23) die Wahrscheinlichkeit von k Spanngliedbrüchen in einem der kritischen Bereiche ohne Ankündigungsverhalten berechnet werden.

$$P = P_i \cdot N_{R,krit} \quad (5.23)$$

mit:

P	Wahrscheinlichkeit des Ausfalls von k Spanngliedern in mindestens einem Untersuchungsbereich der kritischen Länge ohne AKV
P_i	Wahrscheinlichkeit des Ausfalls von k Spanngliedern innerhalb $2 \cdot l_b$
$N_{R,krit}$	Anzahl der kritischen Bereiche ohne AKV

Der vereinfachte Ansatz von k ausgefallenen Spanngliedern für den gesamten kritischen Bereich liegt auf der sicheren Seite. Die exakte Wahrscheinlichkeit der Unterschreitung der bei Vollast erforderlichen Spanngliedanzahl in mindestens einem Bereich von $2 \cdot l_b$ innerhalb der kritischen Länge ohne Ankündigungsverhalten lässt sich, unter obiger Annahme von nur einem Bruch je Spannglied, nach Gleichung (5.24) berechnen. Hierbei wird \bar{k}_i als die Anzahl ausfallender Spannglieder, gleich der Differenz der ursprünglich vorhandenen Spannglieder zur erforderlichen Spanngliedanzahl unter Vollast im jeweiligen Untersuchungsbereich i definiert. Zudem wird in Gleichung (5.24) ergänzend zu Gleichung (5.22) die kumulative Wahrscheinlichkeit berechnet, um alle Kombinationen vom

Minimum der relevanten Spannstahlbrüche \bar{k}_i bis zur maximal möglichen Anzahl an Spanngliedbrüchen n_i zu berücksichtigen.

$$\bar{P} = \sum_{i=1}^{N_{R,krit}} \sum_{j=\bar{k}_i}^{n_i} \binom{n_i}{\bar{k}_{ij}} \cdot p^{\bar{k}_{ij}} \cdot (1-p)^{n_i-\bar{k}_{ij}} \quad (5.24)$$

mit:

- \bar{P} Wahrscheinlichkeit der Unterschreitung der bei Volllast erforderlichen Spanngliedanzahl in mindestens einem Bereich von $2 \cdot l_b$ innerhalb der kritischen Länge ohne AKV
- $N_{R,krit}$ Anzahl der kritischen Bereiche ohne AKV
- \bar{k}_{ij} Anzahl der ausgefallenen Spannglieder im jeweiligen Untersuchungsbe-
reich i bei Unterschreiten der erforderlichen Spanngliedanzahl unter
Volllast (Resttragfähigkeit) in Abhängigkeit von $j = \bar{k}_i \dots n_i$
- n_i Anzahl der ursprünglich vorhandenen Spannglieder im jeweiligen Un-
tersuchungsbereich i
- p Wahrscheinlichkeit der Lage eines Risses in einem bestimmten Untersu-
chungsbereich

Die „unsichere Annahme“ [Grimm & Wilhelm2014] von lediglich einem Riss pro Spann-
glied führt nach den Gleichungen (5.22) und (5.23) zu einer sehr geringen Auftretenswah-
rscheinlichkeit des untersuchten Ereignisses (Ausfalls von k Spanngliedern in mindestens
einem Untersuchungsbereich der kritischen Länge ohne AKV). Innerhalb weniger Zenti-
meter können jedoch durch SpRK mehrere Anrisse am selben Draht entstehen
[Mietz1999]. Diese Anrisse können in Drahtbrüche übergehen. Die Wahrscheinlichkeit
einer bestimmten Anzahl an Drahtbrüchen steigt signifikant, wenn von mehreren Rissen
pro Spannglied ausgegangen wird.

In [Grimm & Wilhelm2014] wird eine Vereinfachung des beschriebenen Vorgehens nach
[Bauer et al.2010] diskutiert, um keine Annahme für die Verbundlänge treffen zu müssen.
Dieser Ansatz unterscheidet nicht in einzelne Untersuchungsbereiche der Länge $2 \cdot l_b$,
sondern berücksichtigt lediglich kritische bzw. unkritische Bereiche der Gesamtlänge.
Nach diesem Ansatz wird die Wahrscheinlichkeit berechnet, dass eine bestimmte kritische
Anzahl an Spanngliedbrüchen in der kritischen Länge liegt. Diese Berechnung ist deutlich
auf der sicheren Seite, da bei einer langen kritischen Länge die Brüche einen großen Ab-
stand zueinander haben können und die vorab berechnete Anzahl an kritischen Spann-
gliedbrüchen auf einen einzelnen Querschnitt bezogen ist. Nach Meinung des Autors der

vorliegenden Arbeit ist eine Berücksichtigung von Einflussbereichen sinnvoll. Hierbei sollte die Verankerungslänge des Spanngliedes, wie z.B. in [Lingemann2010], berücksichtigt werden. Die Verankerungslänge des Spanngliedes ist deutlich größer als die Verankerungslänge eines Einzeldrahtes.

Ein wesentlicher Unterschied der Berechnung der Wahrscheinlichkeit \bar{P} nach Gleichung (5.24) und dem stochastischen Nachweis nach [Lingemann2010] ist die Fokussierung auf den kritischen Bereich. In [Lingemann2010] wird die Wahrscheinlichkeit eines Bruches vor einem Ankündigungssignal am Gesamtsystem berechnet. Die Berechnung nach Gleichung (5.24) ermöglicht die Beurteilung der Gefährdung im kritischen Bereich, liefert jedoch keine direkte Aussage über ein Ankündigungssignal im unkritischen Bereich.

5.3.3 Ausfallszenario 2: Drahtweiser Ausfall mit unbegrenzter Rissanzahl

Das Ausfallszenario 2 basiert auf einem drahtweisen Ausfall mit unbegrenzter Rissanzahl in der Drahtlängsachse. Die Begrenzung aus Ausfallszenario 1 auf nur einen Bruch je betrachtetem Zugglied wird hierbei nicht angewendet. Ein weiteres Unterscheidungskriterium zu obigem Ausfallszenario ist, dass die Schädigung auf einzelne Drähte, und nicht auf ganze Spannglieder, bezogen wird. Das Prinzip beruht, analog zum „Riss-vor-Bruch“-Kriterium nach [BMVBS2011a], auf der Überprüfung, ob mit einer bestimmten Wahrscheinlichkeit ein Riss im Beton infolge Spannstahlausfall vor dem theoretischen Versagen des Bauteils auftritt [Bauer et al.2010]. Die Annahmen einer Gleichverteilung der Drahtbrüche über die betrachtete Länge und einer unbekanntem Schädigungsrate aus [Lingemann2010] werden beibehalten.

Die Vorgehensweise des Ausfallszenarios 2 basiert auf dem stochastischen Modell einer Normalverteilung als Wahrscheinlichkeitsfunktion für die vorhandene Restdrahtanzahl. Aufgrund der angenommenen Gleichverteilung der Drahtbrüche ist diese Verteilungsfunktion für jede beliebige Bauwerksstelle, unabhängig vom Vorliegen eines Ankündungsverhaltens im entsprechenden Abschnitt, gültig. Ausgangsbasis dieser Methode ist die Berechnung der Restspannstahlmenge bei Rissbildung und der für die Tragfähigkeit erforderlichen Drahtanzahl an festgelegten Stützstellen des statischen Systems. Dadurch werden auch die kritischen bzw. unkritischen Bereiche (ohne bzw. mit AKV) identifiziert.

Ausgehend von der maximalen Restspanndrahtanzahl bei Rissbildung des Betons im unkritischen Bereich ($m_{R,unkrit,max} = m_{max}$ nach [Wilhelm2014]) wird nach Gleichung (5.25) die maßgebende Überlebensquote $q_{krit,1}$ als Parameter der zugehörigen Verteilungsfunktion berechnet.

$$q_{krit,1} = \frac{m_{max} + \beta^2/2}{m + \beta^2} - \frac{\beta}{m + \beta^2} \cdot \sqrt{m_{max} \cdot \left(1 - \frac{m_{max}}{m}\right) + \beta^2/4} \quad (5.25)$$

mit:

$q_{krit,1}$ maßgebende Überlebensquote bei Erreichen von m_{max} im maßgebenden Querschnitt

m_{max} maximale Restspanndrahtanzahl bei Rissbildung des Betons im unkritischen Bereich

β angesetzter Sicherheitsindex

m Anzahl der Drähte im Querschnitt

Nach den Gleichungen (5.26) und (5.27) lässt sich daraus die Dichtefunktion der verbleibenden Spannstahldrähte über den Mittelwert $\mu_{krit,1}$ und die Standardabweichung $\sigma_{krit,1}$ charakterisieren (vgl. Abbildung 5.2).

$$\mu_{krit,1} = m \cdot q_{krit,1} \quad (5.26)$$

mit:

$\mu_{krit,1}$ Mittelwert der Drahtanzahl bei Erreichen von m_{max} im maßgebenden Querschnitt

m Anzahl der Drähte im Querschnitt

$q_{krit,1}$ maßgebende Überlebensquote bei Erreichen von m_{max} im maßgebenden Querschnitt

$$\sigma_{krit,1} = \sqrt{m \cdot q_{krit,1} \cdot (1 - q_{krit,1})} \quad (5.27)$$

mit:

$\sigma_{krit,1}$ Standardabweichung der Verteilung der Drahtanzahl bei Erreichen von m_{max} im maßgebenden Querschnitt

m Anzahl der Drähte im Querschnitt

$q_{krit,1}$ maßgebende Überlebensquote bei Erreichen von m_{max} im maßgebenden Querschnitt

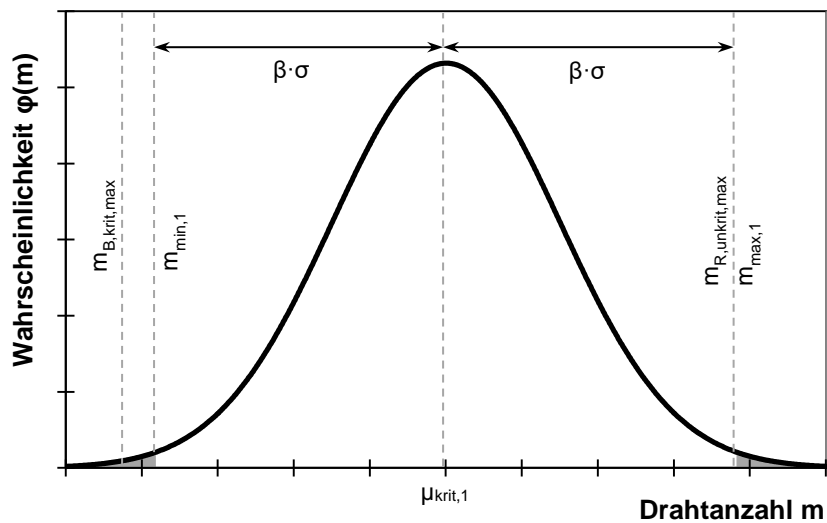


Abbildung 5.2: Verteilungsdichtefunktion der Drahtanzahl im maßgebenden Zustand für ein Ankündigungsverhalten nach [Wilhelm2014]

Aus der Verteilungsdichtefunktion in Abbildung 5.2 kann, in Abhängigkeit des Sicherheitsindex β , die mindestens zu erwartende Spanndrahtanzahl $m_{min,1}$ über Gleichung (5.28) ermittelt werden.

$$m_{min,1} = \mu_{krit,1} - \beta \cdot \sigma_{krit,1} \quad (5.28)$$

mit:

$m_{min,1}$ mindestens zu erwartende Drahtanzahl bei Erreichen von m_{max} im maßgebenden Querschnitt

$\mu_{krit,1}$ Mittelwert der Drahtanzahl bei Erreichen von m_{max} im maßgebenden Querschnitt

β angesetzter Sicherheitsindex

$\sigma_{krit,1}$ Standardabweichung der Verteilung der Drahtanzahl bei Erreichen von m_{max} im maßgebenden Querschnitt

Die berechnete mindestens zu erwartende Drahtanzahl $m_{min,1}$ bei einer Rissankündigung im unkritischen Bereich wird für den Nachweis gemäß Ausfallszenario 2 mit der für die Tragfähigkeit erforderlichen Anzahl an Spanndrähten im kritischen Bereich $m_{B,krit,i}$ gegenübergestellt. Hierbei wird vereinfacht das Maximum im Übergang vom unkritischen

zum kritischen Bereich $m_{B,krit,max}$ zur Nachweisführung gemäß Gleichung (5.29) herangezogen.

$$m_{min,1} \geq m_{B,krit,max} \quad (5.29)$$

mit:

$m_{min,1}$ mindestens zu erwartende Drahtanzahl bei Erreichen von m_{max} im maßgebenden Querschnitt

$m_{B,krit,max}$ Maximum der für die Tragfähigkeit erforderlichen Drahtanzahl im kritischen Bereich

Dieser Nachweis ist in Abbildung 5.2 graphisch dargestellt und besagt, dass bei sukzessivem Spannstahlausfall mit ausreichend hoher Sicherheit ein Ankündigungsverhalten im unkritischen Bereich vorliegt und gleichzeitig im kritischen Bereich der GZT mit der erforderlichen Spannstahlmenge abgedeckt wird. Als Sicherheitsindex β wurde in [Wilhelm2014] 5,2 gewählt (vgl. hierzu Kapitel 5.4).

Analog zu dem erläuterten Vorgehen kann die Nachweisführung ausgehend von der im GZT erforderlichen Restspannstahlfläche geführt werden und als Nachweiskriterium der entsprechende obere Quantilwert der resultierenden Verteilungsdichtefunktion mit der Drahtanzahl bei Rissbildung im Beton gegenübergestellt werden.

In [Wilhelm2014] sind Modifikationen des Vorgehens nach Ausfallszenario 2 zur Berücksichtigung einer Korrelation von Drahtbrüchen, des statisch unbestimmten Anteils der Vorspannung und einer gestaffelten Bewehrung prinzipiell erläutert.

5.4 Vergleich der Handlungsanweisung Spannungsrissskorrosion mit dem Konzept der Deutschen Bahn AG

Die Grundidee des stochastischen Nachweises der „Handlungsanweisung Spannungsrissskorrosion“ (vgl. Kapitel 5.2, [Lingemann2010] und [BMVBS2011a]) und des Nachweises nach Ausfallszenario 2 nach Kapitel 5.3 (vgl. [Wilhelm2014]) ist der Nachweis eines Ankündigungsverhalten im unkritischen Bereich des betrachteten Abschnittes bei sukzessivem Spannstahlausfall, bevor im kritischen Bereich rechnerisch ein Versagen eintreten kann.

Ein tabellarischer Vergleich der beiden Verfahren kann [Grimm & Wilhelm2014] entnommen werden. Die wichtigsten Unterschiede werden im Folgenden nochmal aufgegriffen.

Der Hauptunterschied der beiden Verfahren besteht im Sicherheitsniveau, welches den Nachweiskonzepten zugrunde liegt. Für den stochastischen Ansatz des Nachweiskonzepts nach [Wilhelm2014] wird ein Sicherheitsindex von 5,2 angesetzt, was einer Eintretenswahrscheinlichkeit eines spröden Versagens von 10^{-7} entspricht. Im stochastischen Nachweis gemäß [BMVBS2011a] wird ein „Schwellenwert der Auftretenswahrscheinlichkeit einer Unterschreitung der Restsicherheit gegen Versagen ohne Vorankündigung“ von der logarithmierten Auftretenswahrscheinlichkeit von -4 und somit eine Eintretenswahrscheinlichkeit des betrachteten Ereignisses von 10^{-4} verwendet.

Der nach [Wilhelm2014] gewählte Sicherheitsindex von 5,2 basiert auf dem Zielwert der Zuverlässigkeit eines Bauwerks im Grenzzustand der Tragfähigkeit von 4,7 nach [DIN EN 1990:2010-12] und [DIN EN 1990/NA:2010-12] unter Berücksichtigung des zusätzlich zur ursprünglichen Bemessung zu berücksichtigenden Effekts der Spannungsrisskorrosion. Die akzeptierte Versagenswahrscheinlichkeit wird daher um eine Zehnerpotenz (von 10^{-6} auf 10^{-7}) verringert, wodurch sich ein Sicherheitsindex von 5,2 ergibt. Der Grenzwert von 10^{-4} bzw. der Schwellenwert -4 in [BMVBS2011a] wurde von Experten der „Arbeitsgruppe ‚Spannungsrisskorrosion‘“ als ausreichend beurteilt.

Die Auftretenswahrscheinlichkeit eines Versagens ohne AKV von 10^{-7} erscheint im Vergleich zu 10^{-4} deutlich konservativer und somit sicherer zu sein. Jedoch sind die beiden Verfahren aufgrund unterschiedlicher Eingangswerte und Randbedingungen, in erster Linie eines unterschiedlichen Ansatzes der Korrelation von Drahtbrüchen, nicht direkt miteinander vergleichbar. Die Aussage, welches Verfahren eine größere Sicherheit bietet, kann nicht pauschal getroffen werden und ist vom jeweiligen statischen System und den vorliegenden Belastungen abhängig.

Das Abweichen vom normativen Sicherheitsindex für den Grenzzustand der Tragfähigkeit in [BMVBS2011a] ist dadurch gerechtfertigt, dass das untersuchte Ereignis (Auftretenswahrscheinlichkeit einer Unterschreitung der Restsicherheit ohne Vorankündigung) nicht dem Grenzzustand der Tragfähigkeit entspricht. Um die Wahrscheinlichkeit eines Versagens ohne AKV zu berechnen, benötigt man Informationen über die Wahrscheinlichkeit von Drahtbrüchen durch SpRK. Das betrachtete Ereignis basiert jedoch auf der Annahme eines kontinuierlichen sukzessiven Fortschreitens der SpRK, bis als Ereignis ein Bauwerksversagen oder eine Rissbildung (AKV) eintritt. Da bisher an keinem Brückenbauwerk ein Totalversagen beobachtet werden kann, entspricht dies einer sehr konservativen Annahme und gerechtfertigt somit nach Meinung des Autors der vorliegenden Arbeit das Abweichen vom Sicherheitsindex für den GZT nach [DIN EN 1990:2010-12] und [DIN EN 1990/NA:2010-12].

Im Grundmodell wird nach [Wilhelm2014] von einem drahtweisen Spannstahlausfall und nach [BMVBS2011a] von korrelierten Spannstahlbrüchen ausgegangen. Beide Verfahren

ermöglichen jedoch den Ansatz einer Korrelation, nach [Wilhelm2014] über einen festen Differenzwert an Spanndrahtbrüchen bzw. nach [BMVBS2011a] über die Variation des Korrelationsfaktors. Der Einfluss der Korrelation von Spanndrahtbrüchen wird in Kapitel 6.9 eingehen diskutiert.

Ein weiterer Grund, warum die beiden Verfahren nicht direkt ineinander überführbar sind, ist neben den erwähnten Aspekten, die Ermittlung der Verteilungsdichtefunktion im Verfahren nach [Wilhelm2014]. Dort wird aus dem Maximum der Drahtanzahl bei einem AKV im unkritischen Bereich und einem festgelegten Sicherheitsindex eine Verteilungsdichtefunktion berechnet. Dem unteren Quantilwert dieser Verteilungsdichtefunktion wird die erforderliche Drahtanzahl im GZT des maßgebenden Querschnitts gegenübergestellt. Das stochastische Verfahren nach [Lingemann2010] berücksichtigt neben dem extremen Querschnitt auch alle dazwischenliegenden Querschnitte. Bei der Berechnung der Auftretenswahrscheinlichkeit eines Versagens ohne AKV am Gesamtsystem werden somit alle Querschnitte berücksichtigt.

5.5 Brückenquerrichtung: Anwendung aktueller Regelwerke zur Beurteilung der Spannungsrissskorrosionsgefährdung

5.5.1 Nachweis gemäß „Handlungsanweisung Spannungsrissskorrosion“

Das Nachweisverfahren gemäß „Handlungsanweisung Spannungsrissskorrosion“ [BMVBS2011a] wird allgemein als „Riss-vor-Bruch“-Kriterium bezeichnet. Diese Bezeichnung impliziert eine visuell erkennbare Schadensankündigung vor dem Erreichen eines potenziell kritischen Schädigungszustandes. In Brückenlängsrichtung hat sich dieses Verfahren bewährt.

In Brückenquerrichtung ist (abgesehen von den Querträgern) oft nur die Fahrbahnplatte vorgespannt. Daher ist die visuelle Inspektion der Fahrbahnplatte maßgebend. Die Oberseite des Betonquerschnitts ist im Regelfall durch die Abdichtung und den Fahrbahnbelag überdeckt. Eine visuelle Kontrolle kann daher nur an der Unterseite der Fahrbahnplatte erfolgen. Diese erfährt jedoch lediglich in begrenzten Bereichen zwischen den Stegen Zugspannungen. Der einsehbare Anteil der Betonoberfläche, an welcher eine Rissbildung visuell erkannt werden kann, ist daher stark eingeschränkt.

Die nicht einsehbaren Betonoberflächen führen bei allen Nachweisformaten, die auf dem „Riss-vor-Bruch“-Kriterium beruhen, zur gleichen Problematik. Die vorhandenen Abdichtungen, Fahrbahnbeläge und Kappen verhindern die visuelle Detektion eines

Ankündigungssignals durch Risse in der Fahrbahnplatte (vgl. Abbildung 5.3). Gegebenenfalls können geeignete Monitoringsysteme eingesetzt werden, um Risse frühzeitig zu erfassen (vgl. Kapitel 7.6).

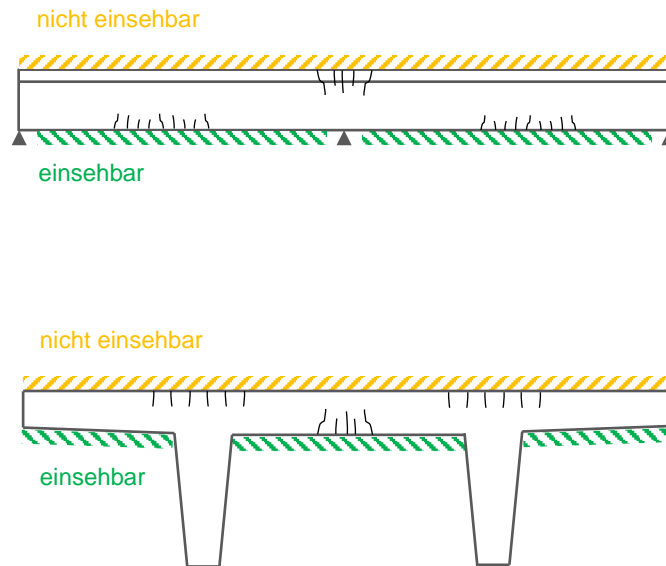


Abbildung 5.3: Detektionsbereiche und hoch belastete Bereiche von Brückenlängssystemen (oben) und -quersystemen (unten)

Der Ansatz des querschnittswisen Vorgehens, wie es in [BMV1993a] erarbeitet wurde, führt allein aufgrund des geringen Anteils an einsehbaren Bereichen in Brückenquerrichtung zu keinem positiven Nachweis eines Ankündungsverhaltens. So kann in vielen Querschnitten kein Riss erkannt werden, bevor die rechnerische Restsicherheit unterschritten wird. Entsprechend kann im Regelfall der Nachweis des Ankündungsverhaltens nach HA-SpRK [BMVBS2011a] für die Brückenquerrichtung nicht erfolgreich geführt werden, da meist nur wenige Querschnitte mit rechnerisch nachweisbarem AKV vorliegen. Der geringe Anteil an Querschnitten mit AKV und die zugehörige hohe Ausfallquote bis zum Erreichen einer Rissbildung wirken sich ungünstig auf das Ergebnis des stochastischen Verfahrens aus. Das vereinfachte stochastische Verfahren ist im Allgemeinen nicht anwendbar, da in Querrichtung die Anwendungsgrenzen nicht eingehalten werden. Die Erfahrung zeigt zudem, dass der Unterschied zwischen der Restspanngliedanzahl bei Rissbildung und der für die Resttragfähigkeit erforderlichen Spanngliedanzahl häufig sehr gering ist. Dies führt durch Rundung auf ganze Spanngliedanzahlen zu einer Vielzahl an Querschnitten ohne AKV.

Alternativ zu stochastischen Methoden wird in der HA-SpRK [BMVBS2011a] auf die Möglichkeit der Berücksichtigung einer Schnittgrößenumlagerung in Brückenquerrichtung von maximal 30 % des lokal auftretenden Gesamtmoments aus Eigengewicht, Verkehrslast, statisch unbestimmter Vorspannung und Temperatur hingewiesen. Als weitere Möglichkeit könnte die Bruchlinientheorie zum Nachweis der Restsicherheit ohne Restspannstahl angewendet werden. Die Kombination von stochastischen Methoden und Schnittgrößenumlagerung ist durch die Richtlinie [BMVBS2011a] ausgeschlossen.

5.5.2 Konzept der Deutschen Bahn AG

Das Beurteilungskonzept der DB, vgl. Kapitel 5.3, ist nach [Wilhelm2014] grundsätzlich auf Bauwerke mit quer vorgespannten Fahrbahnplatten übertragbar. Aufgrund der nicht einsehbaren Bereiche der Fahrbahnplatten über den Brückenlängsträgern, den Stegen, ist jedoch der Nachweis eines Ankündigungsverhaltens nur in Ausnahmefällen möglich, z.B. bei Bauwerken, an denen bei komplettem Ausfall der Quervorspannung keine Rissbildung im Beton eintritt [Sperling & Hauke2013].

Im Allgemeinen ist die Querrichtung bei Bahnbrücken aufgrund der durch die Schienen vorgegebenen Lastangriffspunkte sowie der Querschnittsgeometrie der Überbauten oft nicht relevant.

5.5.3 Fazit

Die Beurteilungsverfahren der SpRK-Gefährdung gemäß aktuellen Regelwerken (vgl. Kapitel 5.2 und Kapitel 5.3) sind für die Brückenquerrichtung i.d.R. nicht zielführend anwendbar. Um ergänzend zur aktuellen Fassung der „Handlungsanweisung Spannungsrissskorrosion“ [BMVBS2011a] auch für die Brückenquerrichtung die SpRK-Gefährdung systematisch beurteilen zu können, wird in Kapitel 7 ein indirektes Verfahren auf stochastischer Basis entwickelt.

5.6 Zusammenfassung

Die Kombination aus der „Nachrechnungsrichtlinie“ (vgl. [BMVBS2011c]) und „Handlungsanweisung Spannungsrissskorrosion“ ermöglicht eine Beurteilung der Tragfähigkeit von Straßenbrücken. Für eine umfängliche Beurteilung eines Bauwerkes müssen alle sicherheitsrelevanten Aspekte evaluiert werden.

Derzeit liegen unterschiedliche Richtlinien bzw. Konzepte zur Beurteilung der Gefährdung durch SpRK vor. Die Auseinandersetzung mit dem materialtechnologischen Prozess der Spannungsrissskorrosion und historischen Schadensfällen zeigt in den einführenden Kapiteln dieser Arbeit auf, dass allein auf Basis der Materialtechnologie keine gesicherte

Aussage bezüglich der Gefährdungssituation getroffen werden kann. Hierzu fehlen Schädigungsmodelle und statistische Daten, um den Prozess der Spannungsrisskorrosion tiefgehend zu erfassen und für die Nutzungsdauer prognostizieren zu können. Aus diesem Grund basieren bisherige Beurteilungsmethoden auf statischen Berechnungen, gefolgt von stochastischen Verfahren mit sukzessiv fortschreitendem Spannstahlausfall.

Die vorliegenden Beurteilungsmethodiken wurden für die Brückenlängsrichtung entwickelt und basieren auf einer Vielzahl von Annahmen. Aufgrund des sich stetig verändernden Verkehrszusammensetzung, z.B. des zunehmenden Schwerverkehrs, und der gewonnenen Erfahrung bei der SpRK-Beurteilung seit der Einführung der „Handlungsanweisung Spannungsrisskorrosion“ werden in dieser Arbeit unterschiedliche Einflussfaktoren auf das Nachweiskonzept in [BMVBS2011a] diskutiert und daraus Empfehlungen für eine realistische Beurteilung der SpRK-Gefährdung in Brückenlängsrichtung gegeben (vgl. Kapitel 6).

Weiterhin ist es erforderlich die Lücke eines fehlenden Konzepts zur Beurteilung der SpRK-Gefährdung in Brückenquerrichtung zu schließen. Da die materialspezifischen Randbedingungen für die Brückenlängs- und Brückenquerrichtung identisch sind, kann auch hier die Evaluierung über statische und stochastische Ansätze erfolgen (vgl. Kapitel 7).

Erst die Kombination der Bewertung aller einzelnen Schadensszenarien eines Bauwerkes ermöglicht eine Gesamtbeurteilung. Durch eine umfassende Beurteilung wird es den zuständigen Behörden ermöglicht, den Bestand zu bewerten und Verstärkungs- bzw. Ersatzneubaumaßnahmen auf einer technisch fundierten Basis zu treffen [Fischer et al.2014b]. Rückbaumaßnahmen aufgrund fehlender Bewertungskonzepte der SpRK und damit verbundene monetäre Investitionen werden obsolet.

6 Aspekte zur Beurteilung der Spannungsrissskorrosionsgefährdung in Brückenlängsrichtung

6.1 Motivation

Der beschriebene Stand der Technik und das Fazit in Kapitel 5.6 zeigen, dass derzeit keine Bewertung der SpRK-Gefährdung von Bauwerken rein über materialspezifische Ansätze möglich ist. Dieser Aspekt hat sich bis zur Veröffentlichung der vorliegenden Arbeit gegenüber dem Zeitpunkt der Einführung der ersten Empfehlungen zur SpRK-Beurteilung [BMV1993a] bzw. der „Handlungsanweisung Spannungsrissskorrosion“ [BMVBS2011a] nicht geändert.

Die Empfehlungen aus dem Jahr 1993 ermöglichten eine Beurteilung der SpRK-Gefährdung von Brücken, wiesen jedoch einige gravierende Schwächen auf (vgl. Kapitel 5.1). Durch eine Überarbeitung und einhergehende Vereinheitlichung des Nachweiskonzepts entstand im Jahr 2011 die „Handlungsanweisung Spannungsrissskorrosion“. Die Veranlassung zur Überarbeitung der ursprünglichen Empfehlungen war die Verbesserung des Beurteilungskonzepts durch die Implementierung eines stochastischen Modells und die Verbesserung der Vergleichbarkeit der Beurteilungsergebnisse der betrachteten Bauwerke. Das Ziel der verbesserten Anwendbarkeit durch das stochastische Modell wurde zweifelsohne erreicht. Auch die Vereinheitlichung der Eingangsparameter und der Vorgehensweise verbessern die Möglichkeit des Vergleichs der Ergebnisse. Die HA-SpRK [BMVBS2011a] erweist sich somit als essenziell für eine schnelle Beurteilung der Vielzahl an betroffenen Brücken. Für etwa 35 % der Bauwerke lässt sich jedoch kein positives Beurteilungsergebnis erzielen [Fischer et al.2014a]. Es stellt sich die Frage, ob die Ursache einer negativen Beurteilung durch die Methodik oder das tatsächliche Bauwerksverhalten begründet ist.

Die Vereinheitlichung von Eingangsparametern, z.B. der Verkehrslast, hat den Vorteil des schnellen Erzielens konsistenter Ergebnisse. Im Sinne des ökonomischen Einsatzes von Finanzmitteln kann jedoch, insbesondere bei negativem Beurteilungsergebnis auf Basis der

„Handlungsanweisung Spannungsrissskorrosion“, eine konkrete objektbezogene Vorgehensweise hilfreich sein. Insbesondere in die Nachrechnung von Brücken findet eine objektbezogene Verkehrslastermittlung immer mehr Einzug [Böning2013]. Auch die Beurteilung hinsichtlich der Gefährdung von Bestandsbauwerken durch SpRK ist individuell vom Bauwerk abhängig. Das Ziel der Beurteilung von Bestandsbauwerken ist weniger die Vergleichbarkeit bzw. ein vereinheitlichtes Vorgehen, wie es bei Neubauten sinnvoll ist, sondern vielmehr eine objektbezogene Bewertung. Aus diesem Grund wird in Kapitel 6 der Einfluss von objektbezogenen Eingangsparameter (z.B. der Verkehrslast) und verfahrensabhängigen Kenngrößen (z.B. der Berücksichtigung des statisch unbestimmten Anteils der Vorspannung bzw. stochastischer Kenngrößen) auf den SpRK-Nachweis diskutiert und daraus allgemein gültige Empfehlungen für eine verbesserte Vorgehensweise zur SpRK-Beurteilung in Brückenlängsrichtung abgeleitet. Die Brückenquerrichtung wird in Kapitel 7 behandelt.

6.2 Festlegung des Untersuchungsrahmens

In den folgenden Kapiteln wird der Einfluss unterschiedlicher Eingangsparameter bzw. von den jeweiligen Regularien festgelegten Randbedingungen für folgende Nachweise untersucht:

- Nachweis des Ankündigungsverhaltens auf Querschnittsebene nach [BMVBS2011a] bzw. [BMV1993a],
- vereinfachtes stochastisches Verfahren nach [BMVBS2011a] bzw. [Lingemann2010] bzw.
- stochastische Verfahren nach [Lingemann2010] bzw. [Rauert & Zehetmaier2018].

Der Fokus liegt hierbei auf den Verfahren des BMVBS und den zugrundeliegenden stochastischen Methoden, da dieses dem derzeitigen Stand der Technik entspricht und in der Beurteilung von Bauwerken seit mehreren Jahren eingesetzt wird. Gegenüber dem Verfahren nach [Grimm & Wilhelm2014] liegen somit Erfahrungswerte für die entsprechenden Nachweisschritte vor. Das Beurteilungskonzept nach [Grimm & Wilhelm2014] wird deshalb im Folgenden nur mit untergeordneter Priorität behandelt. Nach Einführung und baupraktischer Erprobung des Konzepts der Deutschen Bahn AG können vergleichende Studien erfolgen.

Basis für die folgenden Untersuchungen ist das Brückenbauwerk aus Anlage 5 der „Handlungsanweisung Spannungsrissskorrosion“ [BMVBS2011a]. Die Kennwerte des Spannungsverfahrens wurden beispielhaft gemäß der allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung [Polensky & Zöllner1969] gewählt. Je nach untersuchtem Schwerpunkt wird in den nachfolgenden Kapiteln das Eingangssystem bzw. Zwischenergebnisse in einer Parameter-

variation modifiziert, um den jeweiligen Einfluss der betrachteten Parameter beurteilen zu können.

Wie in Kapitel 6.1 erläutert ist, und wie aus dem Vorgehen zur Beurteilung gemäß [BMVBS2011a] (vgl. Kapitel 5.2) hervorgeht, ist die Bewertung des Gefährdungspotentials durch SpRK von zahlreichen Randbedingungen der Einwirkungs- und Widerstandsseite abhängig. Die im Folgenden betrachteten Parameter sind:

- die absolute Verkehrsbelastung,
- der Verkehrslastanteil bei Erstrissbildung,
- der statisch unbestimmte Anteil der Vorspannung,
- die Anzahl der Nachweisschnitte,
- die Korrelation der Spannstahlbrüche und
- der Einfluss von lokalem Monitoring.

Eine Parameterstudie zur Temperaturbeanspruchung wird nicht durchgeführt, da diese nach [Albertin-Hummel & Brandt2008] keine signifikanten Auswirkungen auf den Nachweis nach dem „Riss-vor-Bruch“-Kriterium hat.

Das Kapitel 6 dient nicht der Ableitung eines neuen Beurteilungskonzepts, sondern vielmehr der Sensibilisierung für einzelne Parameter der aktuellen Bewertungsmethodik, insbesondere der Anwendbarkeit des vereinfachten Verfahrens gemäß „Handlungsanweisung Spannungsrissskorrosion“. Eine Parametervariation, um alle relevanten Fälle und Eingangskombinationen in einer Bemessungsgleichung abzudecken, ist deshalb nicht Bestandteil dieser Arbeit. Dies ist unter Verwendung festgelegter Randbedingungen für eine Vielzahl an Systemen in [Lingemann2010] bereits erfolgt. Diese ermöglichen die Ableitung einer allgemein gültigen Geradengleichung (vgl. [Lingemann2010]), können jedoch zu ungenauen bzw. zu konservativen Beurteilungen führen. Eine Erhöhung der frei wählbaren Eingangsparameter bzw. eine Berücksichtigung bauwerksspezifischer Randbedingungen (Einwirkung und Widerstand) würde zu einer sehr großen Anzahl an Kombinationen führen, die bei der Ermittlung einer allgemein gültigen Gleichung berücksichtigt werden müsste. Der Umfang der Parametervariation würde sich im Vergleich zu [Lingemann2010] potenzieren. Dies würde dabei zu keinem praktikablen Ansatz in der objektbezogenen Anwendung führen, da eine Vielzahl an Fällen mit einem allgemein gültigen Verfahren abgedeckt werden müsste [Rauert & Zehetmaier2018]. Infolgedessen werden einzelne Aspekte bezüglich ihres Einflusses auf die Bewertung der SpRK-Gefährdung von Brücken untersucht, um die maßgebenden Einflussfaktoren für eine Betrachtung in Brückenlängsrichtung (vgl. Kapitel 6) und Hinweise für die SpRK-Beurteilung in Brückenquerrichtung (vgl. Kapitel 7) herauszuarbeiten. Dies erfolgt in den einzelnen Unterkapiteln durch eine theoretische Erläuterung des Hintergrundes, die Betrachtung an einem exemplarischen statischen System und der Ableitung eines Fazits.

Schalenelementen für die Fahrbahnplatte erstellt. Die berechneten Schnittgrößen wurden nach den Gleichungen (5.2) bis (5.6) gemäß HA-SpRK [BMVBS2011a] ausgewertet. Der innere Hebelarm für den Spannstahl und den Betonstahl im Zustand II wurde hierbei iterativ ermittelt. Die Spannungsdehnungslinien für Beton, Spannstahl und Betonstahl wurden nach [BMVBS2011a] als Parabel-Rechteck-Diagramm angesetzt.

In den Kapiteln 6.5 bis 6.8 werden die reduzierten Spannstahlflächen $A_{Z,r}$ und $A_{Z,r,erf}$ für stochastische Verfahren auf Basis eines Korrelationsfaktors f_{kor} von 0,2 berechnet. Dies entspricht dem Ansatz von effektiven Teilspanngliedern mit einem Fünftel der Querschnittsfläche der verwendeten Spannglieder. Die Wahl eines einheitlichen Korrelationsfaktors von 0,2 erfolgt nach [Lingemann2010] und dient der Vergleichbarkeit der Ergebnisse. Die Auswirkung unterschiedlicher Korrelationsfaktoren auf die rechnerische Beurteilung der Gefährdung durch SpRK erfolgt separat in Kapitel 6.9.

Der Nachweis der SpRK-Gefährdung auf Querschnittsebene erfolgt durch einer Gegenüberstellung der berechneten Restspannstahlfläche $A_{Z,r}$ und der erforderlicher Restspannstahlfläche $A_{Z,r,erf}$ in den einzelnen Querschnitten. Das vereinfachte Verfahren zur Beurteilung der SpRK-Gefährdung wird nach Gleichung (5.15) ausgewertet.

Eine aussagekräftige Beurteilung des Einflusses der einzelnen Untersuchungsparameter erfordert jedoch eine Betrachtung nach einem stochastischen Verfahren. Diese wird mittels einer Monte-Carlo-Simulation umgesetzt (vgl. Kapitel 5.2.3).

Nach Betrachtung der drei Nachweismöglichkeiten (querschnittsweise Beurteilung, vereinfachtes Verfahren und stochastisches Verfahren) werden die Auswirkungen des variierten Parameters in den jeweiligen Unterkapiteln diskutiert. Aus der Diskussion wird eine Empfehlung für den künftigen Umgang mit dem jeweiligen Parameter beim Nachweis der SpRK-Gefährdung gegeben.

6.4 Exkurs: Verkehrslasten auf Straßenbrücken

6.4.1 Historische Entwicklung von normativen Regelungen zu Verkehrslasten auf Straßenbrücken

In diesem Abschnitt erfolgt ein kurzer Blick auf die historische Normenentwicklung von Verkehrslastansätzen, welche z.T. im Rahmen der Nachrechnung von Bestandsbauwerken weiterhin zum Einsatz kommen. Ein tiefergehendes Literaturstudium kann z.B. auf Basis von [Sander1942], [Ehmann2018] und [Freundt et al.2011a] erfolgen.

Die Verkehrslastmodelle bestanden vor 1925 aus Pferdefuhrwerken und Menschenansammlungen bzw. Dampfwalzen und Kesselwagen als außergewöhnliche Belastungen. Im

Jahr 1925 wurde mit der [DIN 1072:1925-07] erstmals eine Norm zur Regelung von Verkehrslasten bauaufsichtlich eingeführt. Die Verkehrslasten wurden durch eine fiktive Überfahrt einer 24t-Dampfwalze bzw. 40t-Raupe (ab 1944), von LKWs und durch Ansatz eines Menschengedränges modelliert.

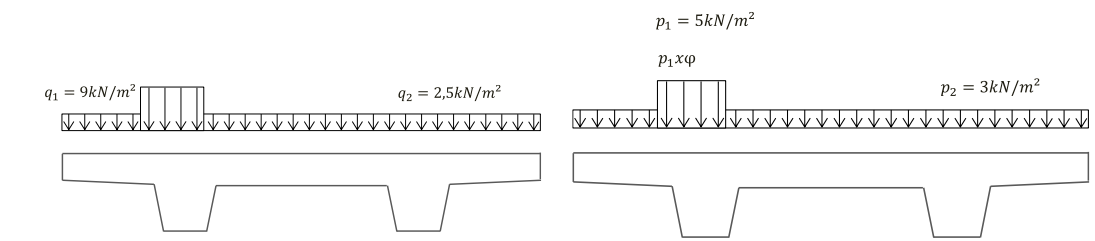
In der [DIN 1072:1952-06] wurden fiktive Bemessungsfahrzeuge (SLW), eine Spuraufteilung, Brückenklassen und die Anwendung eines Schwingbeiwerts zur Berücksichtigung dynamischer Einflussfaktoren definiert. Aufgrund des gestiegenen Schwerverkehrsaufkommens wurde mit der [DIN 1072:1967-11] die Brückenklasse 60 in die DIN 1072 aufgenommen. Zusätzlich wurde eine Formel für die Berechnung des Schwingbeiwertes eingeführt. Eine weitere Anpassung der Brückenklassen (z.B. die Einführung der BK 60/30) erfolgte 1985, ehe im Jahr 2003, im Rahmen der Harmonisierung der europäischen Normung, die Normengeneration um den DIN Fachbericht 101 „Einwirkungen auf Brücken“ (basierend auf DIN V ENV 1991-3:1996-08) eingeführt wurde. Ergänzend zum darin enthalten Lastmodell LM1 wurde im Jahr 2012 mit der [DIN EN 1991-2:2010-12] i.V.m. [DIN EN 1991-2/NA:2012-08] das modifizierte Verkehrslastmodell LMM eingeführt.

Sowohl die Lastansätze der DIN 1072 als auch des [DIN-FB 101:2009-03] basieren auf der Auswertung einer Folge von realen bzw. fiktiven schweren Einzelfahrzeugen. Für die DIN 1072 wurde das zulässige Gesamtgewicht von Fahrzeugen um ca. 10 % erhöht. In die Bestimmung der Lastansätze des DIN-Fachberichts bzw. [DIN EN 1991-2:2010-12] geht die Ermittlung der Brückenbeanspruchung von Verkehrsmessungen in Auxerre (FRA) aus den Jahren 1980/1981 und an der Brohltalbrücke (GER) ein. Die Überführung der Messergebnisse auf normative Lastwerte wird in [Merzenich1994] ausführlich beschrieben. Ziel war eine Beschreibung des realen Verkehrs durch die Definition von äquivalenten Lastmodellen. Die Messwerte wurden statistisch ausgewertet, um repräsentative Verkehrsflüsse zu bestimmen. Mit einem dynamischen Simulationsprogramm wurden Verteilungsfunktionen dieser Beanspruchungen ermittelt. Eine weitere statistische Auswertung ermöglichte die Ableitung von repräsentativen Belastungsmodellen.

Als Vergleich der beiden derzeit relevanten Normen für die Nachrechnung von Brücken gemäß [BMVBS2011c] ist in Abbildung 6.2 das LM1 des [DIN-FB 101:2009-03] mit der BK60 der [DIN 1072:1967-11] graphisch gegenübergestellt.

LM1 nach [DIN-FB 101:2009-03]	BK60 nach [DIN 1072:1967-11]
Charakteristische vertikale Einwirkung - Einzelfahrzeug	
Tandemachse	SLW 60

Charakteristische vertikale Einwirkung – Außerhalb des Bereichs mit dem Einzelfahrzeug



Geometrie der Einzelbelastung

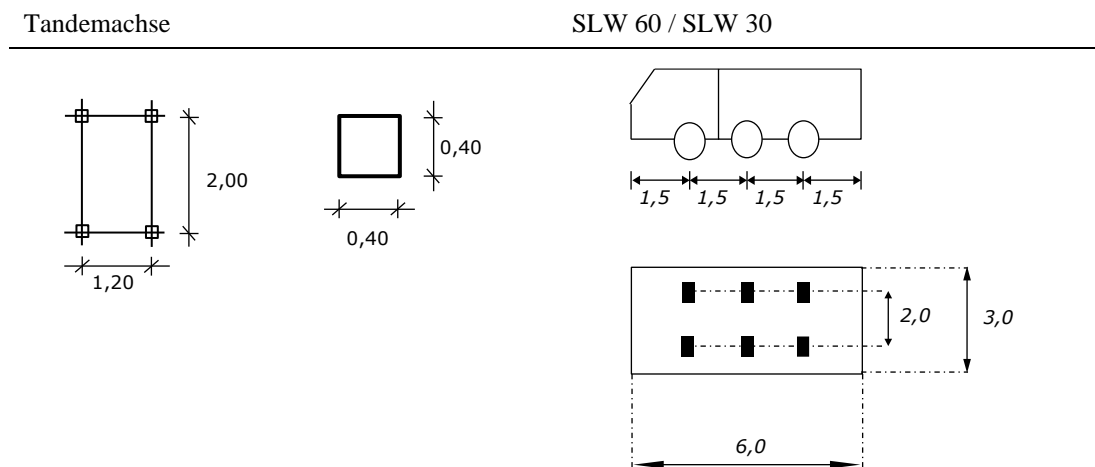


Abbildung 6.2: Charakteristische Lasten nach [DIN-FB 101:2009-03] und [DIN 1072:1967-11]

Gemäß [DIN-FB 101:2009-03] ist die Bemessung zusätzlich für außergewöhnliche Einwirkungen durchzuführen. Diese sind, neben dem genehmigungspflichtigen Schwerverkehr:

- Fahrzeuganprall an Überbauten oder Pfeilern,
- schwere Radlasten auf Gehwegen („abirrendes Rad“) und
- Fahrzeuganprall an Kappen, Schutzeinrichtungen und Stützen.

6.4.2 Objektbezogene Ermittlung von Verkehrslasten auf Straßenbrücken mittels Verkehrslastsimulation

In [Ehmann2018] sind die Anforderungen an allgemeingültige Verkehrslastmodelle zusammengefasst:

- allgemeingültig, unabhängig von Brückenart, statischem System und Spannweiten
- einfache Modelle für die praktische statische Berechnung (nur wenig Einzellasten)
- Berücksichtigung dynamischer Effekte
- Gültigkeit für Längs- und Quersysteme
- Berücksichtigung von lokalen und globalen Einwirkungen
- Berücksichtigung zukünftiger Verkehrsentwicklungen (Verkehrszunahme)
- Berücksichtigung unterschiedlicher Verkehrssituationen (Fahrzeugreihungen/Stau, fließender Verkehr, Baustellen)

Es ist offensichtlich, dass die Notwendigkeit der Allgemeingültigkeit normativer Lastmodelle zu einem konservativen Lastansatz führt. Erst eine objektbezogene Ermittlung der Verkehrslasten ermöglicht die Berücksichtigung individueller Einflussparameter.

Die Bemessung im Grenzzustand der Tragfähigkeit erfolgt i.A. auf Basis von charakteristischen Werten und Teilsicherheitsbeiwerten. Für den Nachweis im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit werden Reduktionsfaktoren (Kombinationsbeiwerte) herangezogen. Eine objektspezifische Verkehrslastsimulation kann für beliebige Wiederkehrperioden durchgeführt werden. Somit lassen sich charakteristische Werte ebenso wie Reduktionsfaktoren für quasi-ständige, häufige bzw. nicht-häufige Einwirkungskombinationen ermitteln.

Die Ermittlung realistischer Verkehrseinwirkungen erfolgt gemäß [Böning2013] bzw. [Lingemann & Posset2015] in drei Schritten:

- Verkehrssimulation in Abhängigkeit vom durchschnittlichen täglichen Schwerverkehr (DTV-SV), der Typenhäufigkeit einzelner Fahrzeugtypen inkl. zugehöriger Verteilungsfunktion und der Abstände zwischen den Fahrzeugen in Stausituationen,
- Schnittgrößenermittlung für die erzeugten Verkehrsbänder und
- Kategorisierung der Schnittgrößen in Klassen und Ableitung repräsentativer Werte mit beliebigen Wiederkehrperioden.

Die ermittelten Werte mit einer Wiederkehrperiode von 1000 Jahren entsprechen den charakteristischen Werten. Setzt man diese Werte in das Verhältnis mit kürzeren definierten Wiederkehrperioden, lassen sich Reduktionsfaktoren ableiten [Freundt et al.2011b].

Zudem könnte planmäßige Restnutzungsdauern berücksichtigt werden (vgl. [Fischer2015] und [Willberg2013]).

Eine objektbezogene Verkehrslastsimulation kann sowohl für Einwirkungen in Brückenlängsrichtung als auch in Brückenquerrichtung erfolgen. Dies wurde in [Freundt et al.2011b] bzw. [Lingemann & Posset2015] an Beispielen umgesetzt und führt i.d.R. zu weniger konservativen Werten als unter Ansatz von Normlasten. In Brückenquerrichtung spielt hierbei der DTV-SV je Spur und die Achspositionierung innerhalb der Spur eine maßgebende Rolle.

Die Ergebnisse einer objektbezogenen Verkehrslastbetrachtung können direkt in den Nachweis der SpRK-Gefährdung in Brückenlängsrichtung (vgl. Kapitel 6.5 „Absolute Verkehrsbelastung“ und Kapitel 6.6 „Verkehrslastanteil bei Rissbildung“) bzw. in Brückenquerrichtung (vgl. Kapitel 7.4) einfließen.

6.5 Einfluss der absoluten Verkehrsbelastung

6.5.1 Zielsetzung und Ansatz

Eine individuelle Beurteilung von Brückenbauwerken hinsichtlich ihrer SpRK-Gefährdung erfordert eine objektbezogene Analyse der Eingangsparameter in das Nachweiskonzept. Der größte Einfluss auf der Seite der Einwirkung liegt hierbei in der Verkehrsbelastung. Die Verkehrsbelastung wird im Folgenden in die beiden, für den SpRK-Nachweis relevanten, Teilaspekte der absolute Verkehrsbelastung (vgl. Kapitel 6.5) und des Verkehrslastanteils bei Rissbildung untergliedert (vgl. Kapitel 6.6).

Die absolute Verkehrsbelastung geht in den querschnittswisen Nachweis der „Handlungsanweisung Spannungsrissskorrosion“ (vgl. [BMVBS2011a]) sowohl in die Berechnung der Restspannstahlfläche zum Zeitpunkt der Rissbildung zu 50 % (vgl. Gleichung (5.2)) als auch in die Bestimmung der Restsicherheit zu 100 % (unter der Berücksichtigung eines Teilsicherheitsbeiwertes γ_p von 1,1 - vgl. Gleichung (5.5)) ein. Analog wird im vereinfachten stochastischen Nachweis nach [BMVBS2011a] zur Ermittlung der erforderlichen Restspannstahlfläche das Moment aus der Verkehrsbelastung mit Teilsicherheitsbeiwert berücksichtigt.

Die Variation der absoluten Verkehrsbelastung erfolgt in diesem Kapitel für beide Nachweisschritte (Erstrissbildung bzw. Resttragfähigkeit). Eine Anpassung des Lastwertes in lediglich der häufigen bzw. seltenen Verkehrsbelastung kann den Zustand einer Gewichtsbeschränkung nicht abbilden. Hierfür wird in Kapitel 6.6 der Verkehrslastanteil variiert.

In Abbildung 6.3 sind prinzipiell die Grunddaten für eine querschnittsweise Beurteilung der SpRK – welche auch für das stochastische Verfahren herangezogen werden - dargestellt. Es sind die ursprüngliche Spannstahtfläche A_p , die Restspannstahtfläche bei Rissbildung A_{cr} und die erforderliche Restspannstahtfläche zur Absicherung eines ausreichenden AKVs A_{br} bei zwei unterschiedlichen Verkehrsbelastungen gegenüber der betrachteten Tragrichtung (hier: Brückenlängsrichtung eines Zweifeldträgers) aufgetragen.

Der Ansatz eines sehr hohen Korrelationsfaktors von Spanndrahtbrüchen führt zu einem sprunghaften Verlauf der Restspannstahtflächen. In Abbildung 6.3 sind die Restspannstahtflächen daher prozentual dargestellt, um die Effekte der diskutierten Parametervariation besser zu erkennen. Der Einfluss der Korrelation von Spannstahtbrüchen wird in Kapitel 6.9 behandelt.

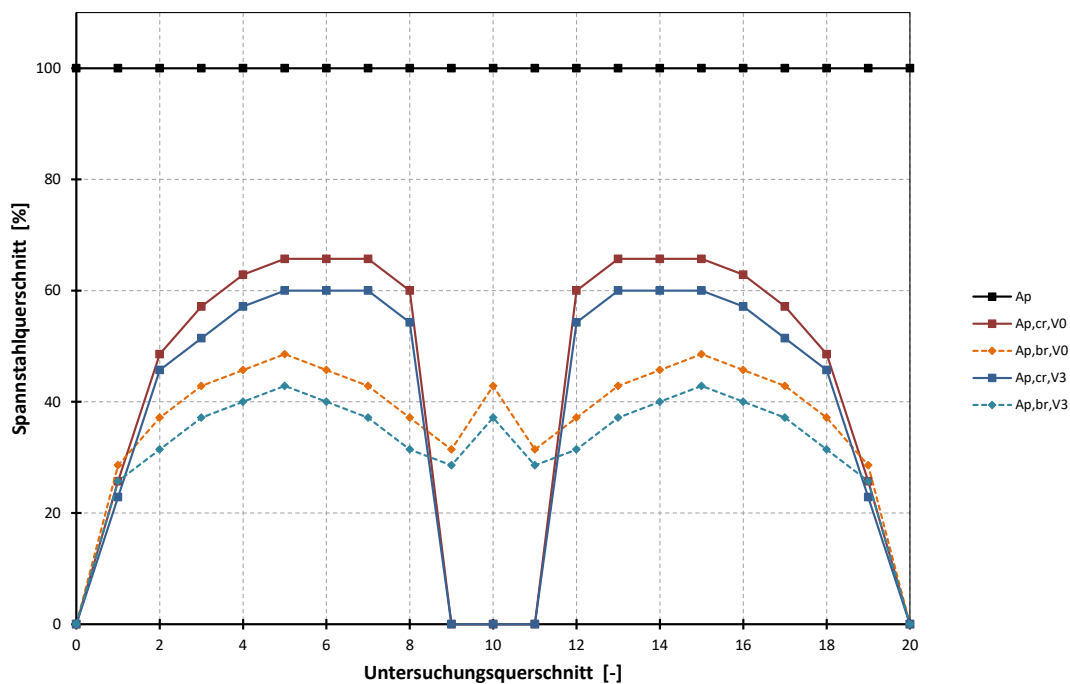


Abbildung 6.3: Restspannstahtfläche bei Rissbildung ($A_{p,cr}$) und erforderlicher Restspannstaht ($A_{p,br}$) bei unterschiedlichen Verkehrsbelastungen (V0: SLW 60 bzw. V3: SLW 30)

In Abbildung 6.3 sind ausgeprägte Feldbereiche (Untersuchungsquerschnitt 3-8 bzw. 12-17) aufgrund der Biegebelastung erkennbar. In diesen Bereichen resultiert eine Veränderung des angesetzten Schwerverkehrs annähernd in einer parallelen Verschiebung der beiden Linien, welche die Restspannstahtflächen darstellen. Eine Laststeigerung führt zu größeren Restspanngliedanzahlen, eine reduzierte Last zu einer Verringerung des rechnerisch vorhandenen Restspannstahtquerschnitts. Dieser Effekt hat sowohl für die Restspannstahtfläche bei Rissbildung als auch die statisch erforderliche Restspannstahtfläche Gültigkeit.

Die Auswirkungen unterschiedlicher Niveaus der absoluten Verkehrsbelastung werden in den nachfolgenden Teilkapiteln theoretisch betrachtet. Hierbei wird mit dem stochastischen Verfahren begonnen. Daraus werden Rückschlüsse auf das vereinfachte Verfahren, welches auf dem stochastischen Verfahren basiert, und das querschnittsweise Verfahren gezogen. Nach einer Parameterstudie werden die Ergebnisse zusammengefasst.

6.5.2 Diskussion des Einflusses der absoluten Verkehrsbelastung auf den SpRK-Nachweis

In Kapitel 6.5.1 wurde erläutert, dass eine Erhöhung der Verkehrsbelastung die beiden relevanten Restspannstahlflächen in jedem Untersuchungsquerschnitt näher zur ursprünglichen Spannstahlfläche verschiebt und eine Verringerung der Verkehrsbelastung einen gegenteiligen Effekt aufweist. An einem stark abstrahierten Beispiel mit lediglich zwei Untersuchungsquerschnitten wird verdeutlicht, welche Auswirkungen dies auf den Nachweis der SpRK-Gefährdung hat. Das gewählte vereinfachte System hat zwei Untersuchungsquerschnitte mit je 10 Spanngliedern. Ein Untersuchungsquerschnitt wird mit und einer ohne Ankündigungsverhalten definiert. Das Ankündigungsverhalten tritt bei weniger Spannstahlbrüchen auf als das Versagen, d.h. sind im Untersuchungsquerschnitt U-QS-1 (mit AKV) 2 Spannstahlbrüche bis zum Eintreten eines Ereignisses erforderlich, tritt im U-QS-2 (ohne AKV) frühestens bei 3 Spannstahlbrüchen ein Ereignis auf. Eine Betrachtung mit geringerer erforderlicher Anzahl an Brüchen in U-QS-2 kann analog durchgeführt werden. Dies ist jedoch für die prinzipielle Erläuterung nicht relevant und wird daher an dieser Stelle nicht weiterverfolgt.

Das Ausgangssystem wird nach Abbildung 6.4 gewählt. Die Restspanngliedanzahlen werden hierbei von 9 bzw. 8 bis zu 2 bzw. 1 sukzessive reduziert. Die relevanten Daten sind:

- Anzahl der Untersuchungsquerschnitte U-QS: 2
- Spanngliedanzahl je Querschnitt: $s = 10$
- Restspanngliedanzahl bei Rissbildung: $n_{cr} = 9 \dots 2$
- erforderliche Restspanngliedanzahl: $n_{br} = 8 \dots 1$

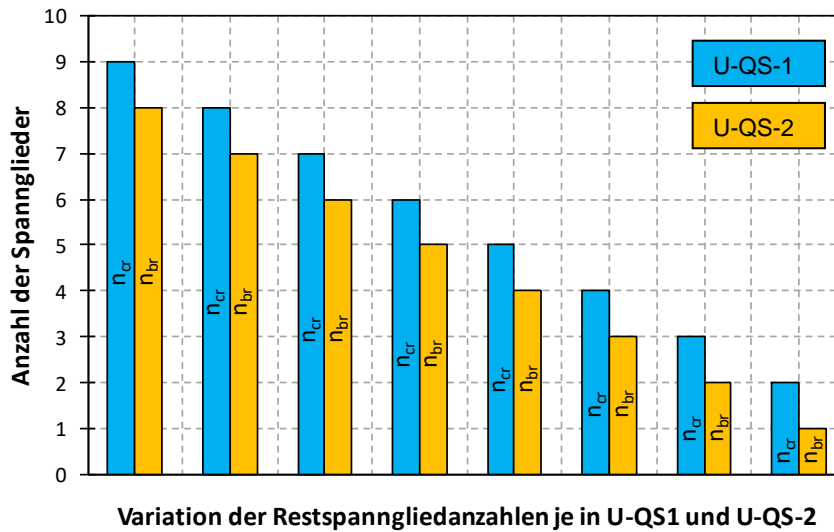


Abbildung 6.4: Restspanngliedanzahlen eines vereinfachten Ersatzsystems mit zwei Untersuchungsquerschnitten

Das Ereignis eines Spanngliedbruches ist für alle Spannglieder an jeder Position gleich wahrscheinlich. Die Wahrscheinlichkeit beträgt bei 20 Positionen (2 U-QS mit je 10 Spanngliedern) $1/20$. Die Wahrscheinlichkeit, dass der erste Drahtbruch in U-QS-1 liegt, ist somit $P_{U-QS-1} = 10/20 = 0,5$ und pflanzt sich nach folgendem Ereignisbaum fort (vgl. Abbildung 6.5).

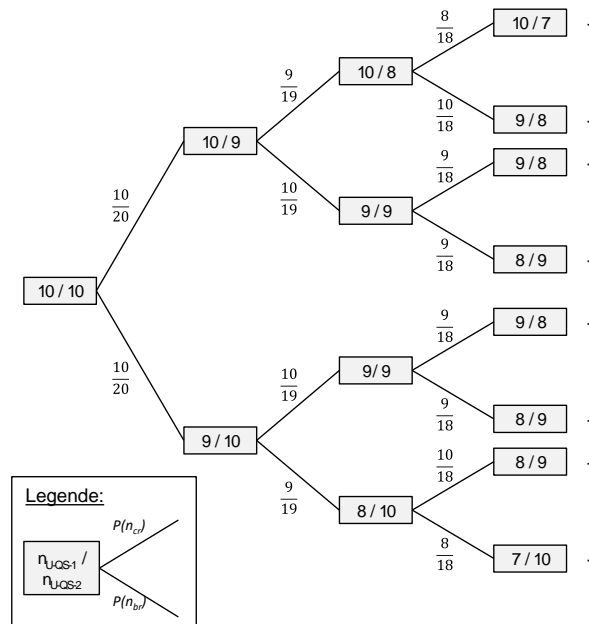


Abbildung 6.5: Auszug eines Ereignisbaumes zur Ermittlung der Wahrscheinlichkeit einzelner Konstellationen an Restspanngliedanzahlen

Die Wahrscheinlichkeit für das Erreichen einer Zelle ergibt sich mittels Multiplikation der Einzelwahrscheinlichkeiten der einzelnen Äste auf dem Pfad zu der betrachteten Zelle. Das hier relevante Ereignis ist das Auftreten eines Bruches, vor dem Auftreten eines Ankündigungsverhaltens. Im vorliegenden Ausgangsbeispiel kann dies bei einer minimalen Anzahl von drei Spanngliedbrüchen, die alle in U-QS-2 liegen, eintreten. Würde ein Spanngliedbruch in U-QS-1 liegen, wäre ein Ankündigungsverhalten durch eine Rissbildung im Betonquerschnitt gegeben. Rechnerisch ergibt sich die Wahrscheinlichkeit eines Versagens bei 3 Spanngliedbrüchen P_3 ohne AKV zu:

$$P_3 = \frac{10}{20} \cdot \frac{9}{19} \cdot \frac{8}{18} = 0,1053$$

Führt man den Ereignisbaum in Abbildung 6.5 eine Ebene weiter, ergeben sich für $n_{cr}/n_{br} = 8/7$ minimal 4 Spanngliedbrüche und fünf weitere mögliche Ereignispfade mit je 5 Spanngliedbrüchen, die zu einem Versagen vor einem AKV führen. Mathematisch kann die Anzahl der Ereignispfade für eine bestimmte Anzahl an Brüchen über den Binomialkoeffizienten $\binom{n}{k}$ berechnet werden. n entspricht hierbei der Anzahl an frei wählbaren Positionen für den Spanngliedbruch und k steht für die Anzahl an frei zuordenbaren Spanngliedbrüchen. In der folgenden Berechnung für P_4 beträgt $n = 4$, da vier Positionen der fünf Brüche frei wählbar sind (die fünfte Position ist derart vorgegeben, dass ein Versagen eintritt) und k entspricht einem frei zuordenbaren Bruch, da die vier weiteren Brüche durch die Bedingung eines Versagens fest positioniert sind. Die Wahrscheinlichkeit P_4 ergibt sich zu:

$$P_4 = \frac{10}{20} \cdot \frac{9}{19} \cdot \frac{8}{18} \cdot \frac{7}{17} + \binom{4}{1} \cdot \frac{10}{20} \cdot \frac{10}{19} \cdot \frac{9}{18} \cdot \frac{8}{17} \cdot \frac{7}{16} = 0,1517$$

Analog lässt sich P_5 mit einer minimalen Anzahl von 5 Spanngliedbrüchen und den Randbedingungen $n_{cr}/n_{br} = 7/6$ berechnen:

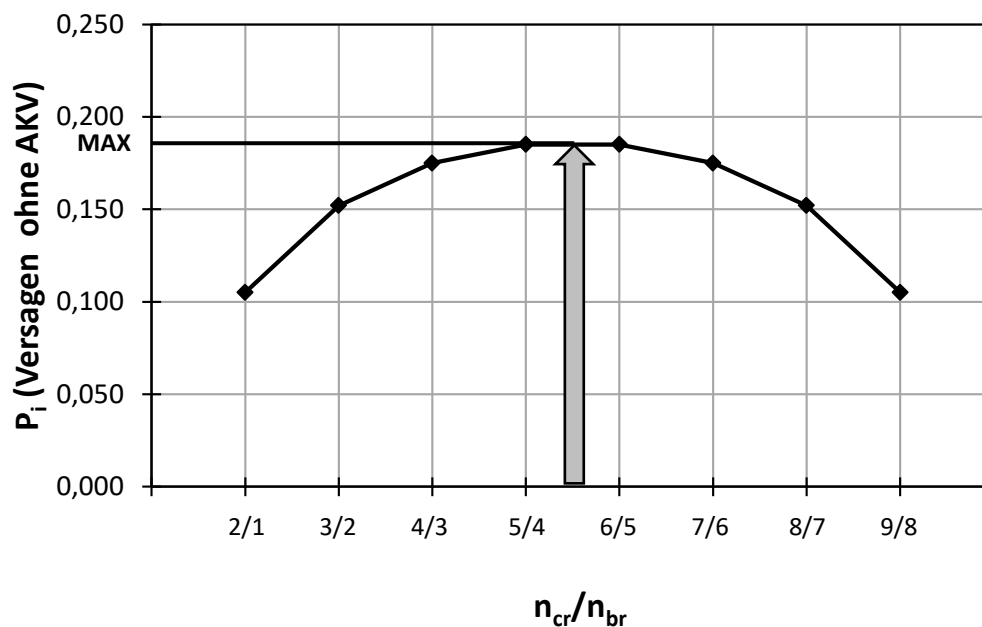
$$P_5 = \frac{10}{20} \cdot \frac{9}{19} \cdot \frac{8}{18} \cdot \frac{7}{17} \cdot \frac{6}{16} + \binom{5}{1} \cdot \frac{10}{20} \cdot \frac{10}{19} \cdot \frac{9}{18} \cdot \frac{8}{17} \cdot \frac{7}{16} \cdot \frac{6}{15} + \dots \\ \dots + \binom{6}{2} \cdot \frac{10}{20} \cdot \frac{10}{19} \cdot \frac{9}{18} \cdot \frac{9}{17} \cdot \frac{8}{16} \cdot \frac{7}{15} \cdot \frac{6}{14} = 0,1749$$

Die obigen exakten Ergebnisse lassen sich mittels einer Monte-Carlo-Simulation, bei der die Bruchreihenfolge zufällig simuliert wird, mit hoher Genauigkeit annähern. Dadurch konnte auch die programmtechnisch umgesetzte MCS, welche in dieser Arbeit verwendet wird, durch die exakte mathematische Lösung überprüft werden. Eine Zusammenfassung der Ergebnisse des vereinfachten Beispiels für die unterschiedlichen n_{cr}/n_{br} -Verhältnissen kann Tabelle 6.1 entnommen werden.

Tabelle 6.1: Auftretenswahrscheinlichkeit P_i eines Versagens ohne AKV an einem vereinfachten Beispiel mit zwei Untersuchungsquerschnitten bei unterschiedlichen n_{cr}/n_{br} -Verhältnissen

Verhältnis der Anzahl der Restspannglieder n_{cr}/n_{br}	Auftretenswahrscheinlichkeit eines Versagens ohne AKV P_i
9/8	0,105
8/7	0,152
7/6	0,175
6/5	0,185
5/4	0,185
4/3	0,175
3/2	0,152
2/1	0,105

Es ergibt sich ein Maximum der Auftretenswahrscheinlichkeit eines Versagens ohne vorheriges Ankündigungsverhalten bei einem n_{cr}/n_{br} -Verhältnis von 6/5 bzw. 5/4. In Abbildung 6.6 ist der Zusammenhang der n_{cr}/n_{br} -Verhältnisse zu der gesuchten Auftretenswahrscheinlichkeit graphisch dargestellt.

**Abbildung 6.6: Auftretenswahrscheinlichkeit P_i eines Versagens ohne AKV an einem vereinfachten Beispiel mit zwei Untersuchungsquerschnitten bei unterschiedlichen n_{cr}/n_{br} -Verhältnissen**

Ausgehend von dem Maximum von 0,185 führt sowohl eine Erhöhung als auch eine Verringerung der Restspanngliedanzahlen zu einer Reduzierung der Auftretenswahrscheinlichkeit eines Versagens ohne Ankündigungsverhalten. Dies lässt sich direkt durch Abbildung 6.4 erklären. Bei einer sehr hohen Anzahl der Restspannglieder liegen diese nahe an der ursprünglichen Anzahl von 10 Spanngliedern. Ein einzelnes Ereignis („Ausreißer“) führt bei einer geringen Gesamtanzahl an Spanngliedbrüchen zu einem Ankündigungsverhalten, da – gemäß der Definition des Beispiels – für ein AKV weniger Spanngliedbrüche als für ein Versagen erforderlich sind. Bei sehr geringen Restspanngliedanzahlen ist die Verteilung der Brüche auf die beiden Untersuchungsquerschnitte durch die hohe Anzahl an Einzelbrüchen vergleichmäßig. Die größte Auftretenswahrscheinlichkeit eines Versagens ohne AKV tritt folglich im dazwischenliegenden Bereich bei einer mittleren Restspanngliedanzahl auf, da dort weder eine Vergleichmäßigung vorliegt noch ein „Ausreißer“ sehr schnell zu einem positiven Ereignis eines AKVs führt. Dieser Effekt wird in den Beispielen der nachfolgenden Parametervariation noch deutlicher ersichtlich.

Das vereinfachte Beispiel aus Abbildung 6.4 wurde für eine Differenz der Restspanngliedanzahl bei Rissbildung zur erforderliche Restspanngliedanzahl von $n_{cr} - n_{br} = 1$ durchgeführt. Der gezeigte Zusammenhang ist analog für größere Differenzen gültig.

Der direkte Zusammenhang der einwirkenden Verkehrsbelastung zur Anzahl an Restspanngliedern ist hierbei von großer Bedeutung. Der Ansatz einer höheren absoluten Verkehrsbelastung führt zu einer größeren Anzahl an Restspanngliedern, eine geringere Verkehrslast zu einer geringeren Anzahl (vgl. Abbildung 6.6). Die angesetzte absolute Verkehrsbelastung hat somit einen direkten Einfluss auf die Beurteilung der SprRK-Gefährdung. In Abbildung 6.6 ist zu beachten, dass eine Erhöhung der Verkehrslast zwar zu einer geringeren Wahrscheinlichkeit eines Versagens ohne vorheriges AKV führt, zugleich aber die statische Kapazität des Bauwerks stärker ausgereizt wird.

6.5.3 Parametervariation

Die Ergebnisse des vereinfachten Beispiels aus Kapitel 6.5.2 mit lediglich zwei Untersuchungsquerschnitten und einem Maximum der berechneten Wahrscheinlichkeit bei 50 % Spannstahlausfall lassen sich nicht direkt auf ganze Brückensysteme übertragen. Das Maximum der Auftretenswahrscheinlichkeit eines Versagens ohne vorheriges AKV ist abhängig von der jeweiligen Konstellation der Restspanngliedanzahlen in den einzelnen Untersuchungsquerschnitten eines Bauwerks. Diese ist wiederum auf das individuelle statische System der Brücke zurückzuführen. Die zum Maximum zugehörige Verkehrslast kann somit nicht allgemeingültig vorherbestimmt werden. Deshalb erfolgt im nachstehenden Absatz eine Parameterstudie an gewählten Ersatzsystemen.

Parameterstudie an Ersatzsystemen

Das Fazit aus dem vereinfachten Beispiel wird im Folgenden auf Ersatzsysteme übertragen. Hierzu wird als Basis ein Ausgangssystem mit 11 Untersuchungsquerschnitten mit je 12 Spanngliedern gewählt. Der Korrelationsfaktor f_{kor} wird mit 0,2 angesetzt, was zu je 60 effektiven Teilspanngliedern über die gesamte Bauwerkslänge führt. Auf Basis von Erfahrungswerten an realen Brückenbauwerken wurde die Anzahl der Restspannglieder bei Rissbildung im maßgebenden Feldquerschnitt (bei einer Last gemäß [BMVBS2011a]) mit circa 65 % der ursprünglich vorhandenen Spannglieder festgelegt.

Der Untersuchungsumfang der Parameterstudie deckt Systeme mit 1 bis 5 Querschnitten ohne Ankündigungsverhalten ab. Die Randbedingung wurden in Anlehnung an [Lingemann2010] gewählt. Statische Systeme mit mehr als 5 Untersuchungsquerschnitten ohne Ankündigungsverhalten treten aufgrund der Feldbereiche mit ausgeprägtem Ankündigungsverhalten selbst bei Mehrfeldträger mit kleinen Stützweiten nur in sehr seltenen Ausnahmefällen auf. Die Ergebnisse können jedoch auch für diese Systeme ähnlich interpretiert und übertragen werden. Das jeweilige Grundsystem wird nach obigen Angaben derart gewählt, dass der Verlauf der Restspannglieder einem realen Lastszenario entspricht, d.h. einen ausgeprägten Feldbereich und Stützquerschnitte aufweist, und eine Auftretenswahrscheinlichkeit eines Versagens ohne Ankündigungsverhalten von etwa 10^{-4} aufweist. Die Grundsysteme mit 1 bis 5 Querschnitten ohne AKV werden jeweils derart adaptiert, dass Auftretenswahrscheinlichkeiten eines Versagens ohne Ankündigungsverhalten von 10^{-2} (empfindliches System) und 10^{-6} (unkritisches System) erzielt werden.

Die Parameterstudie deckt somit einen Großteil realer Brückensysteme ab. Für nicht behandelte sehr gutmütige bzw. überkritische Systeme können die Erkenntnisse übertragen werden. Querschnitte ohne AKV liegen vorwiegend im auflagnahen Bereich (Endfeldträger, Widerlager) bzw. im Stützbereich von Durchlaufträgersystemen vor. Der Untersuchungsumfang von 1 bis 5 Querschnitten ohne AKV deckt sowohl typische Einfeldsysteme als auch Rand- bzw. Mittelfelder von Durchlaufsystemen ab. Die Querschnitte ohne AKV repräsentieren sowohl Stütz- als auch Feldbereiche, da die Lage des Querschnitts für die Simulation von Spannstahlbrüchen (MCS) irrelevant ist.

Ausgehend von diesen Systemen wird durch eine Variation der Restspanngliedanzahlen eine Lasterhöhung bzw. -verringerng simuliert, um den Einfluss der absoluten Verkehrsbelastung auf die Beurteilung der SpRK-Gefährdung zu untersuchen. Eine Veränderung des absoluten Wertes der Verkehrsbelastung verschiebt die Linie der Restspanngliedanzahlen für AKV und Bruch vereinfacht um einen identischen Wert. Insgesamt ergibt sich dadurch eine Untersuchungsmatrix an Ersatzsystemen nach Tabelle A.1 in Anhang A. Die Bezeichnung setzt sich jeweils aus

- A: der Anzahl der Querschnitte ohne Ankündigungsverhalten

(Variationsbereich von 1 bis 5)

- B: der Anzahl der ursprünglichen Spannglieder
(12 Spannglieder $\hat{=}$ 60 effektive Teilspannglieder)
- C: der Auftretenswahrscheinlichkeit eines Versagens ohne AKV
(10^{-2} bis 10^{-6})

zusammen und ist nach folgendem Schema aufgebaut: A-B-C (vgl. Tabelle A.1 in Anhang A).

In der Parameterstudie werden, analog zum Vorgehen nach dem stochastischen Verfahren, über eine Monte-Carlo-Simulation zufällige Brüche effektiver Spannglieder simuliert und dadurch die Auftretenswahrscheinlichkeit eines Versagens ohne vorheriges Ankündigungsverhalten ermittelt. Die nachfolgenden Ergebnisse sind der Mittelwert aus fünf Monte-Carlo-Simulationen mit je 5-10 Mio. Iterationsläufen, welche softwaregestützt durchgeführt wurden. Das Ergebnis stellt keine mathematisch exakte Lösung dar, ist jedoch durch die hohe Anzahl an Iterationen hinreichend genau [Straub2015].

Eine tabellarische und graphische Zusammenfassung der Ergebnisse aller Ersatzsysteme kann dem Anhang A.1 entnommen werden. Bei den Ersatzsystemen mit einer Auftretenswahrscheinlichkeit von 10^{-6} eines unangekündigten Versagens treten, bei Erhöhung der Iterationsläufe auf 10 Mio., durchschnittlich lediglich 10 Versagensereignisse auf. Die prozentuale Streuung ist daher sehr groß, deshalb wurde in Anhang A.1 auf eine Darstellung verzichtet. Es zeigt sich bei allen Ersatzsystemen eine qualitative Äquivalenz zu den Ergebnissen des stark abstrahierten Beispiels mit lediglich 2 Untersuchungsquerschnitten in Abbildung 6.6. Exemplarisch ist in Abbildung 6.7 das Ergebnis der Parameterstudie am Ersatzsystem 3-12-104 dargestellt. Das Maximum der Auftretenswahrscheinlichkeit eines Versagens ohne AKV tritt bei einer gegenüber dem Grundsystem um 2 reduzierten Restspanngliedanzahl (-3,3 % zur ursprünglichen Spanngliedanzahl) auf. Dies entspricht einer Verringerung der Verkehrsbelastung. Eine Erhöhung bzw. Verringerung der Restspanngliedanzahlen, was mit einer veränderten Verkehrseinwirkung korreliert, hat in den Extrembereichen ($]-\infty; -10]$ bzw. $[4; \infty[; 10$ Teilspannglieder entspricht ca. 15 %; 4 Teilspannglieder ca. 5 %) signifikante Auswirkung auf den Nachweis der SpRK-Gefährdung. Ausgehend von einer Auftretenswahrscheinlichkeit eines Versagens ohne AKV von $1,07 \cdot 10^{-4}$ in Beispiel 3-12-104 verringert sich diese Wahrscheinlichkeit bei einer Erhöhung der Restspanngliedanzahlen um 4 effektive Spannglieder auf $7,58 \cdot 10^{-5}$. Analog führt eine Reduzierung um 10 effektive Spannglieder (= 2 Spannglieder) zu einer Wahrscheinlichkeit von $8,08 \cdot 10^{-5}$. Im Intervall $[-4; 2]$ ist der Einfluss einer Variation der Restspanngliedanzahlen geringer und führt zu Wahrscheinlichkeiten von $9,24 \cdot 10^{-5}$ bis $1,07 \cdot 10^{-4}$, welche nur geringfügig vom Ausgangswert $1,0 \cdot 10^{-4}$ abweichen. Im folgenden Abschnitt wird an einem realen Brückenbauwerk überprüft, welche Restspanngliedanzahlen in realitätsnahen Lastbereichen relevant sind und daraus eine allgemeine Einschätzung zur Berücksichtigung der absoluten Verkehrsbelastung auf den Nachweis der SpRK-Gefährdung abgeleitet.

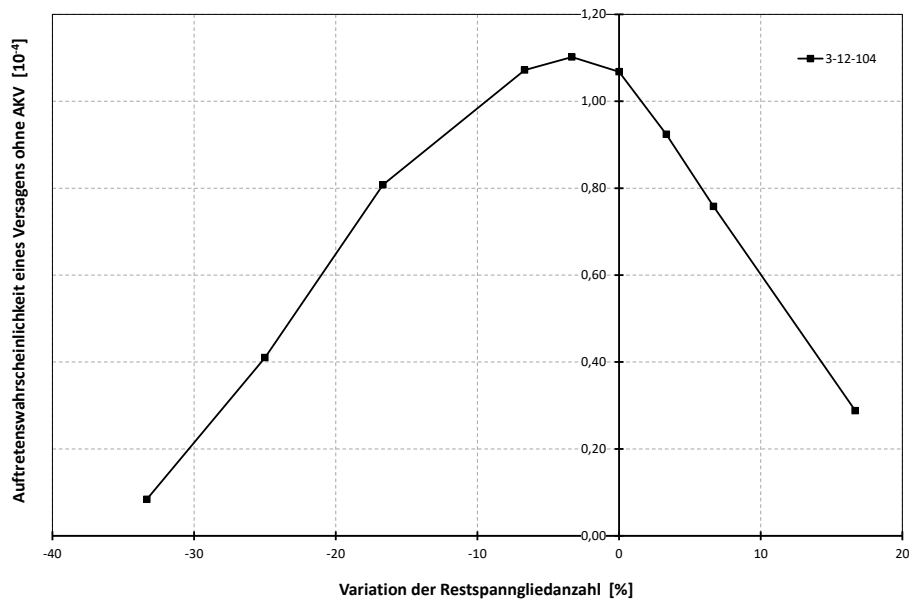


Abbildung 6.7: Auftretenswahrscheinlichkeit eines Versagens ohne AKV in Abhängigkeit der Restspanngliedanzahl (Basissystem der Parametervariation: 3-12-104)

Parameterstudie an einem Brückenbauwerk

Die Ergebnisse der Parameterstudie an allgemein gültigen Ersatzsystemen werden nun mit einem konkreten Beispiel eines Brückenbauwerks gegenübergestellt. Das betrachtete Bauwerk, in Anlehnung an die „Handlungsanweisung Spannungsrissskorrosion“, wird in Kapitel 6.3 beschrieben.

In einer finiten Elemente Berechnung werden der Restspannstahlquerschnitt bei Rissbildung und der erforderliche Spannstahlquerschnitt zum Nachweis einer ausreichenden Resttragfähigkeit berechnet. Die Anzahl effektiver Teilspannglieder wird durch Division der Restspannstahlfläche durch die Querschnittsfläche eines effektiven Teilspanngliedes unter Berücksichtigung eines Korrelationsfaktors f_{kor} von 0,2 ermittelt. Ausgehend von dem resultierenden Grundsystem werden durch Erhöhung bzw. Verringerung der Restspanngliedanzahlen Ersatzsysteme – analog zu obigem Vorgehen – erzeugt (vgl. Abbildung 6.8).

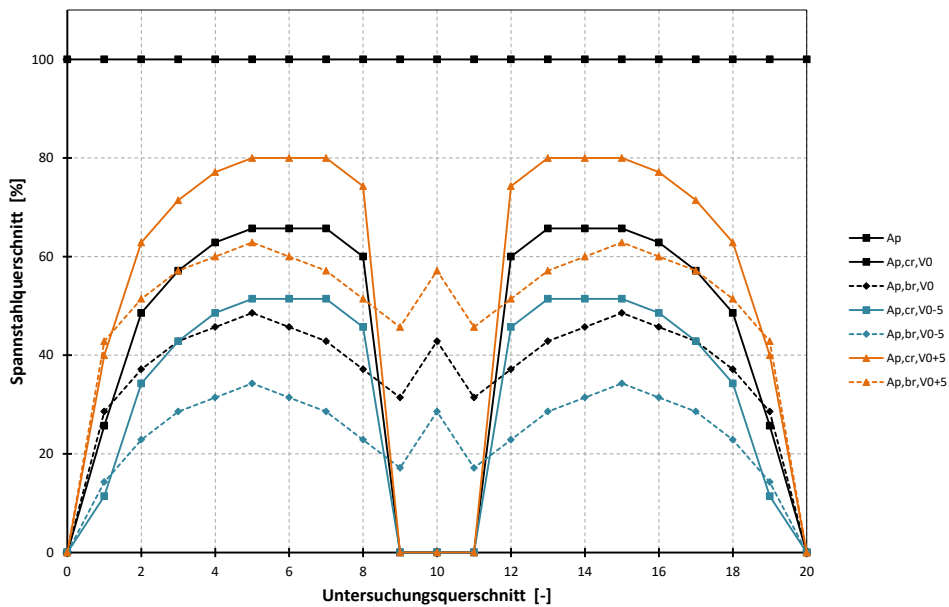


Abbildung 6.8: Grundsystem V0 (schwarz) und Ersatzsysteme mit erhöhter (rot) bzw. verringerter (blau) Restspannliedanzahl (exemplarisch für $++ 5\%$ des Spannstahls)

An einem Feld (11 U-QS) der symmetrischen Ersatzsysteme wird über eine Monte-Carlo-Simulation die Auftretenswahrscheinlichkeiten eines Versagens ohne AKV ermittelt. Es werden alle relevanten Restspannstahlkonstellationen zwischen einem unteren und oberen Extremfall mit jeweils sehr geringen Auftretenswahrscheinlichkeiten eines Versagens ohne AKV abgedeckt (vgl. Abbildung 6.9 und Tabelle A.3 in Anhang A.1).

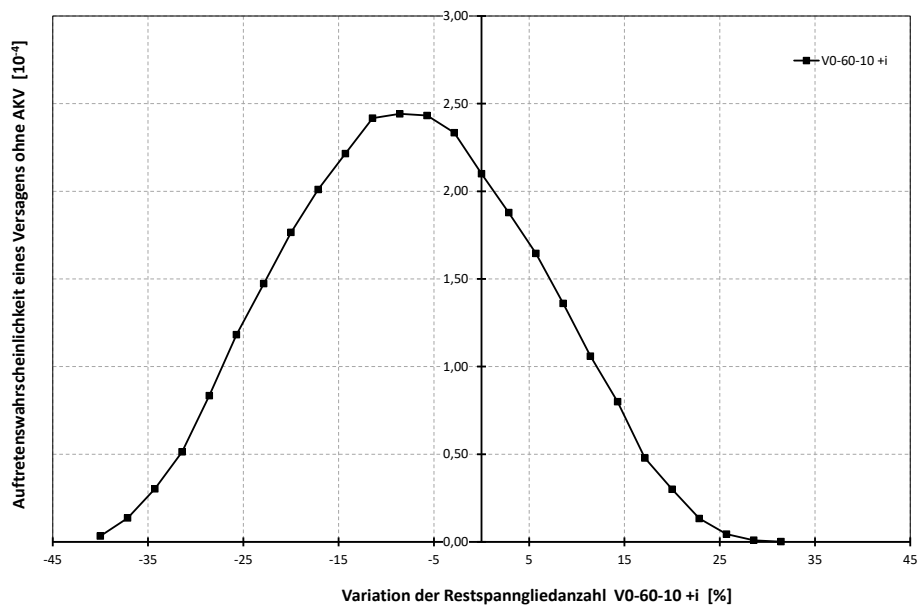


Abbildung 6.9: Auftretenswahrscheinlichkeit eines Versagens ohne AKV in Abhängigkeit der Restspannliedanzahl (Basissystem der Parametervariation: V0-60-10; vgl. Tabelle 6.2)

Vom Grundsystem mit einer Belastung nach dem Lastmodell der Brückenklasse 60 ausgehend (vgl. [BMVBS2011a]), erfolgt nun eine Variation der Verkehrsbelastung. Für jede Lastkonstellation nach Tabelle 6.2 werden über eine statische Berechnung die Restspannstahlflächen berechnet und daraus über eine Monte-Carlo-Simulation die Auftretenswahrscheinlichkeit eines unangekündigten Versagens ermittelt.

Die Lastkonstellationen wurden in einem realitätsnahen Rahmen variiert (vgl. [Curbach et al.2005]). Nach [Freundt & Böning2011] ist mit Überlasten von rund 15 % im tatsächlichen Verkehr zu rechnen. Dies wurde im System V1-70-10 durch eine Erhöhung der Last des Einzelfahrzeuges auf 70 t berücksichtigt. Von dieser maximal untersuchten Einzelbelastung ausgehend wurden die Folgesysteme mit abnehmender Belastung berechnet. Zusätzlich wurde in V6 und V7 der Einfluss der Lastansätze für die Haupt- und Nebenspur untersucht. Die statischen Berechnungen zeigen jedoch, dass die Belastung durch die Überfahrt des Schwerlastwagens gegenüber den weiteren Spurlasten maßgebend ist.

Tabelle 6.2: Matrix der untersuchten Lastkonstellationen

Bezeichnung	SLW [t]	Haupt-/Nebenspur (Faktor)	Bemerkung
V0-60-10	60	1,0	Grundsystem
V1-70-10	70	1,0	SLW-Last „Überlast“ (70 t)
V2-40-10	40	1,0	SLW-Last „häufiger LKW“ (40 t)
V3-30-10	30	1,0	SLW-Last halbiert (30 t)
V4-08-10	7,5	1,0	SLW-Last reduziert (7,5 t)
V5-00-10	-	1,0	ohne SLW
V6-40-05	40	0,5	SLW-Last „häufiger LKW“ (40 t) Flächenlasten reduziert
V7-60-05	60	0,5	Flächenlasten reduziert

Eine Übersicht der Ergebnisse kann Anhang A.1, Tabelle A.4 entnommen werden. Die Ergebnisse der Systeme V1 bis V7 werden den Ergebnissen nach Abbildung 6.9 zugeordnet. Dies erfolgt über die Bestimmung der Abweichung der mittleren Restspanngliedanzahl im Vergleich zum Grundsystem V0. Diese Ergebnisse sind in Abbildung 6.10 graphisch dargestellt. Die Zuordnung der durch Lastvariation berechneten Systeme zeigt eine sehr gute Übereinstimmung mit den Ersatzsystemen. Lediglich System V5-00-10 weist eine geringere Auftretenswahrscheinlichkeit eines unangekündigten Versagens auf. Dies lässt sich auf die Berechnung der Eingangswerte der MCS für System V5-00-10 ohne Ansatz eines Schwerlastwagens erklären. Die Ersatzsysteme basieren auf einer statischen Berechnung des Grundsystems mit Schwerlastwagen und Flächenlasten und weisen dadurch

eine signifikante Abweichung im Momentenverlauf und somit in den Restspannstahlflächen zu System V5-00-10 auf.

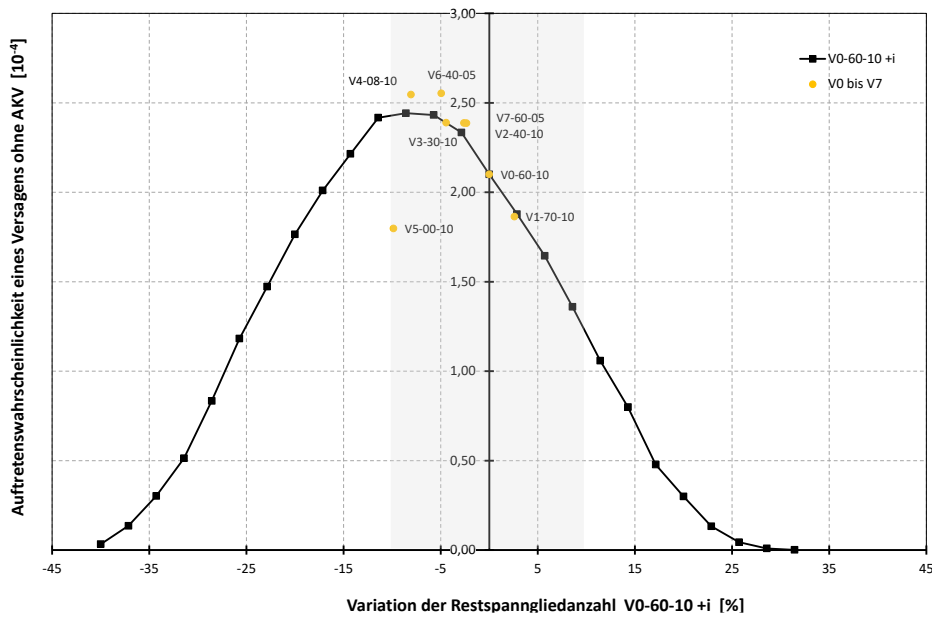


Abbildung 6.10: Auftretenswahrscheinlichkeit eines Versagens ohne AKV in Abhängigkeit der Restspanngliedanzahl (V0 bis V7)

Die logarithmische Darstellung in Abbildung 6.11 zeigt den eingangs in Kapitel 6.5.2 erläuterten Einfluss variierender Restspanngliedanzahlen auf das Ankündigungsverhalten. Die Auftretenswahrscheinlichkeiten nach den realitätsnahen Lastszenarien V1 bis V7 zeigen jedoch eine starke Konzentration der berechneten Werte um das Maximum von -3,61. Eine Erhöhung des Gewichts des Schwerlastwagens auf 70 t bzw. eine Verringerung auf 7,5 t führen zu logarithmischen Auftretenswahrscheinlichkeiten von 3,73 bzw. 3,60.

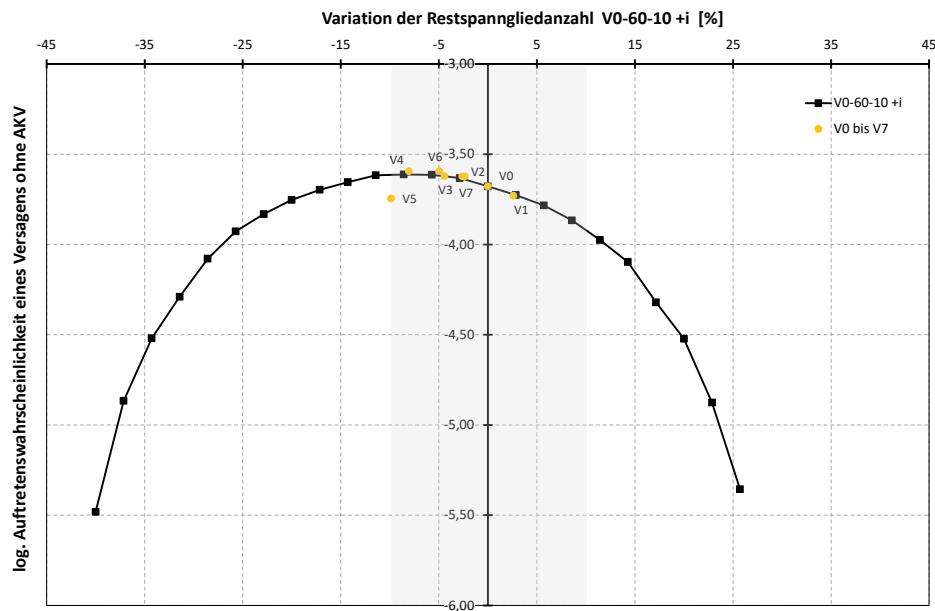


Abbildung 6.11: Logarithmische Auftretenswahrscheinlichkeit eines Versagens ohne AKV in Abhängigkeit der Restspanngliedanzahl (V0 bis V7)

Liegt die Ausgangslast in Abbildung 6.10 bzw. Abbildung 6.11 rechts vom Maximum, z.B. bei V0, führt jede Laststeigerung zu einer Abnahme der Versagenswahrscheinlichkeit ohne AKV. Liegt die angesetzte Last allerdings links vom Maximum, führt eine geringe Laststeigerung (bis zum Maximum) zu einer Erhöhung der Versagenswahrscheinlichkeit ohne AKV. Ebenso verhält sich die Versagenswahrscheinlichkeit ohne AKV bei einer Reduzierung der einwirkenden Last. Links vom Maximum ist eine Reduzierung immer positiv für den Nachweis eines AKVs. Rechts vom Maximum hat eine Reduzierung der Last bis zum Maximum einen negativen Einfluss.

Die Restspanngliedanzahlen bei Eintreten eines Ereignisses (AKV im Feldbereich) liegen bei V1 bei 68,6 % und bei V4 bei 57,1 % der ursprünglichen Spanngliedanzahl. Die Erfahrung aus bisherigen Berechnungen nach der „Handlungsanweisung Spannungsrissskorrosion“ zeigt, dass unter Berücksichtigung der Sicherheitsfaktoren und Rundung im Feldbereich bei Restspanngliedanzahlen von ca. 55 % bis 75 % der ursprünglichen Spanngliedanzahl ein Ankündigungsverhalten durch Rissbildung eintritt. Dieser Bereich ist in Abbildung 6.10 und Abbildung 6.11 als relevanter Bereich grau hinterlegt.

Wie bereits die Parameterstudie an Ersatzsystemen gezeigt hat, führt eine Reduktion der absoluten Verkehrsbelastung, bei einer Vielzahl üblicher Systeme im relevanten Bereich, zuerst zu einem leichten Anstieg und anschließend zu einem geringfügigen Abfall der Auftretenswahrscheinlichkeit eines Versagens ohne Ankündigung. Eine Lasterhöhung bewirkt i.d.R. eine Verringerung dieser Auftretenswahrscheinlichkeit. Die Lage des

Maximums der Auftretenswahrscheinlichkeit ist jedoch vom jeweiligen Brückensystem und der Belastung abhängig. So kann die Auftretenswahrscheinlichkeit eines unangekündigten Versagens unter normativer Lastsituation links bzw. rechts vom Maximum nach Abbildung 6.11 liegen. Über eine Sensitivitätsanalyse mit geringer bzw. hoher Verkehrsbelastung und nachfolgender MCS kann dies überprüft werden. Daraus lässt sich das Erfordernis einer eingehenden Untersuchung der Verkehrsbelastung über Verkehrsmessung (vgl. [Freundt et al.2014a]) bzw. Verkehrslastsimulation (vgl. [Böning2013]) ableiten. Wie Abbildung 6.10 und die Parameterstudie an Ersatzsystemen zeigen, liegt jedoch das Ergebnis für ein realistisches Verkehrsband, mit geringer Überlast bzw. verkehrstechnisch sinnvoller Gewichtsbeschränkung, im Bereich des Ergebnisses der Normbelastung. Die absolute Verkehrsbelastung hat somit auf den stochastischen Nachweis nur in Ausnahmefällen (untypische Brückensysteme bzw. stark von der Norm abweichender Lastsituationen) einen relevanten Einfluss auf die Beurteilung der SpRK-Gefährdung.

6.5.4 Zusammenfassung der Ergebnisse

Eine Veränderung des absoluten Wertes der Verkehrsbelastung resultiert in etwa in einer Parallelverschiebung der Restspanngliedanzahlen bei Rissbildung bzw. Versagen mit sich lediglich geringfügig verändertem Abstand zueinander (vgl. graphische Auswertung, z.B. in Abbildung 6.8). Der Einfluss der absoluten Verkehrsbelastung auf den querschnittsweisen, den vereinfachten stochastischen und den stochastischen Nachweis wird im Folgenden zusammenfassend diskutiert.

Im querschnittsweisen Nachweis wird überprüft, ob in jedem Untersuchungsquerschnitt ein Ankündigungsverhalten vor einem Versagen eintritt. Der Absolutwert der Verkehrsbelastung hat folglich keinen Einfluss auf die Beurteilung der SpRK-Gefährdung mit diesem Verfahren, da sowohl die Restspanngliedanzahl bei Rissbildung als auch bei Versagen eine lastabhängige gleichgerichtete Veränderung erfahren. Lediglich ein Überschreiten des Restspannstahls bei Rissbildung durch die erforderliche Restspanngliedanzahl im Bruchzustand hätte einen negativen Einfluss auf das Ankündigungsverhalten. Dies wird durch die Unterschiede in der Rundung (Auf- bzw. Abrunden) der jeweiligen Restspanngliedanzahl ermöglicht (vgl. Kapitel 5.2).

Die Eingangswerte des vereinfachten stochastischen Verfahrens gemäß [BMVBS2011a] basieren auf der Differenz x_i der maximalen Restspanngliedanzahlen der Querschnitte mit bzw. ohne AKV, jeweils auf die ursprüngliche Spanngliedanzahl bezogen (vgl. Kapitel 5.2, Gleichung (5.15)). Der absolute Abstand zur ursprünglichen Spanngliedanzahl k_i bleibt unberücksichtigt (vgl. Abbildung 6.12). Die ermittelte logarithmische Auftretenswahrscheinlichkeit eines Versagens ohne Vorankündigung ist somit bei Anwendung des vereinfachten Verfahrens bei gleicher Differenz der Restspanngliedanzahlen x_i , unabhängig vom Lastniveau, identisch.

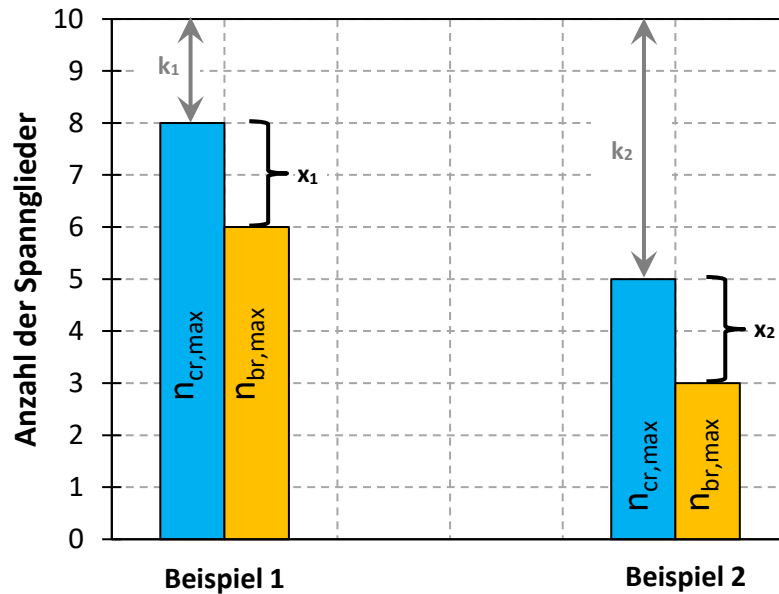


Abbildung 6.12: Restspanngliedanzahlen als Eingangswerte des vereinfachten, stochastischen Verfahrens (Beispiel 1: $n_{cr,max}/n_{br,max}=8/6$; Beispiel 2 $n_{cr,max}/n_{br,max}=5/3$)

Für das stochastische Verfahren mit Simulation zufällig verteilter Spannstahlbrüche ist jedoch der Abstand von der ursprünglichen Spannstahlmenge bis zum Eintreten eines Ereignisses (AKV oder Versagen) von Bedeutung. Ein ähnlicher Effekt tritt bei einer Verringerung des Korrelationsfaktors auf (vgl. Kapitel 6.9). Für den Nachweis der SpRK unter verschiedenen absoluten Verkehrsbelastungen zeigt die Parameterstudie in Kapitel 6.5.3, dass sowohl eine Laststeigerung als auch eine Lastreduktion einen positiven als auch einen negativen Effekt auf den Nachweis haben kann. Die Ausgangslage der Kurven der Restspanngliedanzahlen (vgl. Abbildung 6.8) resultiert aus der Norm-Belastung. Diese Belastung ist relativ hoch, so dass eine Laststeigerung nur in geringem Maß realistisch vorliegen kann. Theoretisch betrachtet, würde eine sehr hohe Last relativ sicher zu einem AKV führen. Analoges gilt für extrem geringe Belastungen (vgl. Kapitel 6.5.3). Diese Lastniveaus sind jedoch in den meisten Fällen entweder unrealistisch (bei hohen Lasten) bzw. verkehrstechnisch nicht sinnvoll (bei geringen Lasten). Über eine Sensitivitätsanalyse kann für ein individuelles Brückensystem der relevante Lastbereich bestimmt werden und daraus die Auswirkungen von Lastsituationen, die von der Normbelastung abweichen, untersucht werden.

Bei individuell stark von der normativen Verkehrslast abweichenden Belastungsszenarien wird daher empfohlen, auf das stochastische Verfahren zurückzugreifen und das vereinfachte stochastische Verfahren lediglich für eine erste Einschätzung des Gefährdungspotentials heranzuziehen. Insbesondere bei kommunalen Brücken mit sehr geringer

Verkehrsbelastung kann eine Anpassung der einwirkenden Verkehrslast sinnvoll sein [Novák et al.2007].

Explizit sei an dieser Stelle nochmals drauf hingewiesen, dass die Ausführungen zur Variation der Verkehrsbelastung in diesem Kapitel lediglich bezüglich der Wahrscheinlichkeit eines Ankündungsverhaltens am Brückensystem vor Eintreten eines Versagens behandelt werden. Unabhängig von den Auswirkungen auf ein AKV ist ein Bauwerksversagen von der einwirkenden Last abhängig. Eine Erhöhung der Verkehrslast führt zu einer Erhöhung der Versagenswahrscheinlichkeit. Der Abstand des Restspannstahls bei Eintreten eines Ereignisses zu der ursprünglichen Spanngliedanzahl kann folglich zur Priorisierung der Dringlichkeit weiterführender Untersuchungen dienen. In [Albertin-Hummel & Brandt2007] wird die Einstufung einzelner Brückenquerschnitte in Gruppen, je nach maximal aufnehmbarer Verkehrslast bei 1,0-facher Bruchsicherheit, vorgeschlagen. Diese lokale Betrachtungsweise kann zu einer ersten Abschätzung der Gefährdung einzelner Brückenbauwerke herangezogen werden, insbesondere zeigt es den lokalen Verstärkungsbedarf ggf. in Kombination mit Gewichtsbegrenzungen auf (s. auch [Albertin-Hummel & Brandt2008]).

6.6 Einfluss des Verkehrslastanteils bei Erstrissbildung

6.6.1 Zielsetzung und Ansatz

In Kapitel 6.5 wurde der Einfluss der absoluten Verkehrsbelastung auf den SpRK-Nachweis untersucht. Eine Variation der absoluten Verkehrsbelastung beeinflusst den Nachweis sowohl bei der Bestimmung der Restspannstahlfläche bei Rissbildung als auch für den Nachweis der Resttragfähigkeit. Als Fazit konnte festgestellt werden, dass im Lastbereich realer Brückenbauwerke selten ein relevanter Einfluss der absoluten Verkehrsbelastung auf den SpRK-Nachweis auftritt. In diesem Kapitel wird der Verkehrslastanteil, welcher für die Berechnung der Erstrissbildung angesetzt wird, behandelt. Im Gegensatz zur absoluten Verkehrsbelastung wirkt sich der prozentuale Verkehrslastanteil nur auf die Ermittlung der Restspannstahlfläche bei Rissbildung (Berechnung mit 50 % Verkehrslast nach Gleichung (5.2)), jedoch nicht auf den Nachweis der Resttragfähigkeit aus (Nachweis mit 100 % Verkehrsbelastung).

Gegenüber der aktuell gültigen „Handlungsanweisung Spannungsrissskorrosion“ [BMVBS2011a] wurde in den Empfehlungen zum Umgang mit SpRK-gefährdeten Brücken aus dem Jahr 1993 [BMV1993a] eine Bandbreite von 40 % bis 80 % für den Verkehrslastanteil bei Ermittlung der Restspanngliedanzahl bei Rissbildung angegeben. In Abbildung 6.13 sind exemplarisch am Beispiel eines zweifeldrigen Brückenbauwerks die Restspannstahlfläche bei Rissbildung $A_{p,cr}$ unter 50 % bzw. 70 % der vollen Verkehrsbelastung zusammen mit der erforderlichen Restspannstahlfläche $A_{p,br}$ dargestellt.

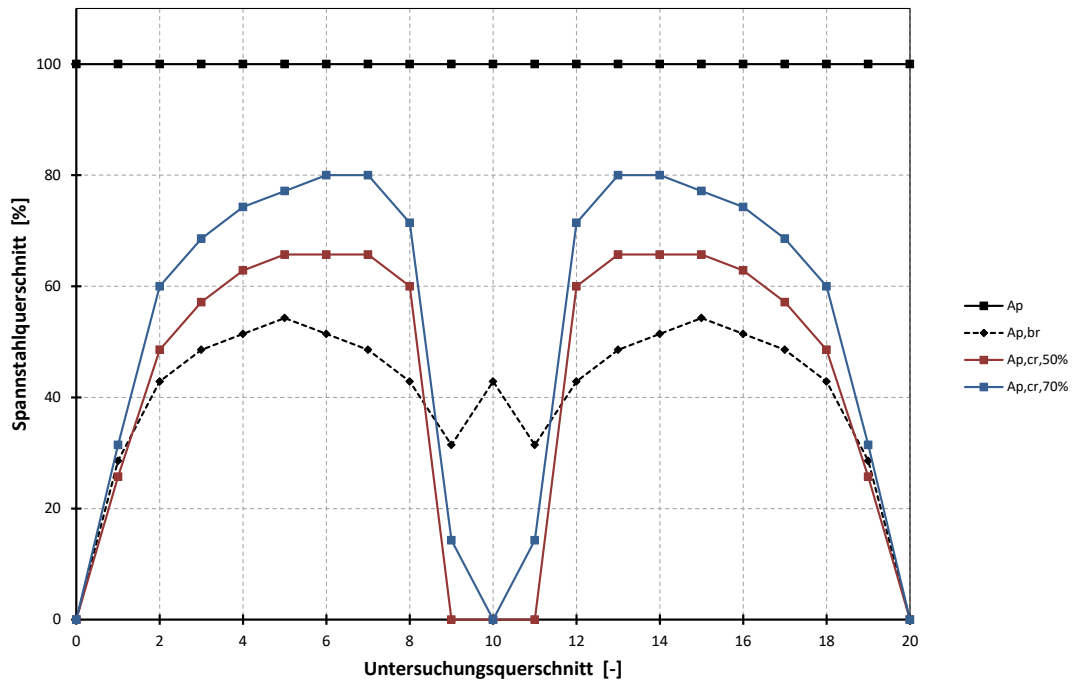


Abbildung 6.13: Restspannstahlfläche bei Rissbildung ($A_{p,cr}$) bei unterschiedlichen prozentualen Verkehrslastanteilen (50 % bzw. 70 %) und erforderlicher Restspannstahl ($A_{p,br}$)

In Kapitel 6.6.2 werden unterschiedliche Verkehrslastniveaus bei der Berechnung der Restspannstahlfläche bei Erstrissbildung diskutiert. Darauf basierend erfolgt eine Parameterstudie. Abschließend werden die Ergebnisse und deren Einfluss auf die unterschiedlichen Möglichkeiten des SpRK-Nachweises dargelegt.

6.6.2 Diskussion des relevanten Verkehrslastanteils

Im zweistufigen Nachweis eines Ankündigungsverhaltens („Riss-vor-Bruch“-Kriterium) ist eine „häufige Last“ definiert. Es sollte unter häufiger Last ein Riss erkennbar sein und zugleich unter seltener Last die Tragfähigkeit sichergestellt sein. In [BMV1993a] wird die Annahme getroffen, dass ein unter häufiger Last auftretender Riss bei einer Bauwerksprüfung unter ständigen Lasten sichtbar ist. Der prozentuale Anteil der häufigen Last von der vollen Verkehrsbelastung ist hierbei abhängig von der Größe der Verkehrsbelastung und den zugehörigen Wiederkehrperioden. Bauwerksspezifische Kennwerte können z.B. über Verkehrslastsimulationen (vgl. [Freundt & Böning2013]) bestimmt werden. Die Wiederkehrperiode einer häufigen Lastsituation ist in [BMV1993a] mit maximal 14 Tage definiert. In diesen ursprünglichen Empfehlungen zur Überprüfung von SpRK-gefährdeten Brücken wird als häufige Last der Ansatz von 40 % der vollen Verkehrslast nach [DIN 1072:1985-12] empfohlen, jedoch bei entsprechendem Nachweis eine Bandbreite von

40 % bis 80 % ermöglicht. Die explizit erwähnte Berücksichtigung eines objektbezogenen Lastansatzes wurden in die „Handlungsanweisung Spannungsrisskorrosion“ [BMVBS2011a] nicht übernommen. In dem derzeit gültigen Regelwerk werden einheitlich 50 % der vollen Verkehrslast inkl. Schwingbeiwert nach [DIN 1072:1985-12] angesetzt.

Die erläuterte Vorgehensweise bietet zwei Diskussionspunkte:

- Welche Risse sind bei einer Bauwerksprüfung erkennbar?
- Wie hoch ist der tatsächlich anzusetzende häufige Verkehrslastanteil?

In [BMV1993a] wird für Bauwerke mit Vorankündigung eine jährliche Bauwerksprüfung vorgeschrieben. Eine Lastsituation mit maximal 14-tägiger Wiederkehrperiode tritt folglich zwischen zwei Bauwerksprüfungen mindestens 27-mal auf. Ein ggf. durch diese Lastsituation entstehender Riss wird unter ständiger Last als visuell sichtbar eingestuft. Es stellt sich die Frage, ob durch eine handnahe Bauwerksprüfung mit Fokus auf die SpRK-Problematik nicht auch Risse, die unter deutlich seltener auftretenden Lasten entstehen, visuell erkannt werden können.

Als Grundlage für die zweite Fragestellung, den anzusetzenden Verkehrslastanteil, dienen normative Grundlagen (z.B. [DIN-FB 101:2009-03], [DIN EN 1991-2:2010-12] und [DIN EN 1990:2010-12]) und wissenschaftliche Arbeiten (z.B. [Frenzel et al.1996], [Freundt & Böning2013] und [Freundt & Böning2011]). In den genannten Normen zu Einwirkungen auf Brückenbauwerke wird für die häufige Last eine Wiederkehrperiode von einer Woche angegeben. Die zugehörigen Abminderungsfaktoren für die Tandemlasten sind 0,75 und für die Flächenlasten 0,4. Die unterschiedlichen Ansätze in den beiden Regelwerken zur Beurteilung der SpRK-Gefährdung (0,4 bis 0,8 in [BMV1993a] und 0,5 in [BMVBS2011a]), welche sich wiederum von den aktuell gültigen normativen Abminderungsfaktoren unterscheiden, rechtfertigen eine sensible Behandlung dieser Thematik. Aufgrund der bauwerkspezifisch stark divergierenden Lastsituation erscheint die Berücksichtigung einer Bandbreite, analog zum Regelwerk von 1993 [BMV1993a] als sinnvoll. Deshalb wird im Folgenden die Variation des Verkehrslastanteils im Rahmen des SpRK-Nachweises behandelt und anschließend ein Fazit gezogen.

6.6.3 Parametervariation

Ausgehend von dem in Kapitel 6.5.3 eingeführten Grundsystem erfolgt eine Parametervariation mit unterschiedlichen Verkehrslastanteilen für die Berechnung der Erstrissbildung. Exemplarisch ist die Auswirkung der Veränderung des Verkehrslastanteils in Abbildung 6.13 dargestellt. Der Verkehrslastanteil der „häufigen Last“ wirkt sich lediglich auf die

Restspannstahlfläche bei Rissbildung $A_{p,cr}$ aus. Der für die Tragfähigkeit unter voller Verkehrsbelastung erforderliche Restspannstahl $A_{p,br}$ bleibt unverändert.

Es wird die Bandbreite von 10 % bis 100 % der vollen Verkehrslast betrachtet. Eine Übersicht der Systeme und deren Bezeichnung kann der nachfolgenden Tabelle entnommen werden.

Tabelle 6.3: Matrix der untersuchten Systeme

Bezeichnung	Verkehrslastanteil [%]	Bemerkung
V10-05	50	Grundsystem
V11-04	40	40 % Verkehrslast
V12-03	30	30 % Verkehrslast
V13-02	20	20 % Verkehrslast
V14-01	10	10 % Verkehrslast
V15-10	100	100 % Verkehrslast
V16-09	90	90 % Verkehrslast
V17-08	80	80 % Verkehrslast
V18-07	70	70 % Verkehrslast
V19-06	60	60 % Verkehrslast

Analog zu Kapitel 6.5.3 wird ausgehend vom Grundsystem V10-05, unabhängig von den tatsächlichen Ergebnissen der Verkehrslastvariation nach Tabelle 6.3, die Anzahl der effektiven Teilspannglieder von $A_{p,cr}$ um ganzzahlige Teilspannglieder variiert.

An den Eingangswerten der Restspanngliedanzahlen je Untersuchungsquerschnitt wird jeweils mittels Monte-Carlo-Simulationen die Auftretenswahrscheinlichkeit eines Bauwerksversagens ohne vorherige Ankündigung bestimmt. Betrachtet man Abbildung 6.13 ist offensichtlich, dass durch zufällig über alle Untersuchungsquerschnitte verteilte Spannstahlbrüche beim Ansatz von 70 % Verkehrslast eher ein AKV auftritt als bei 50 % Verkehrslast. Die Linie, welche näher an der ursprünglichen Spanngliedanzahl liegt, wird schneller erreicht, somit erhält man schneller ein Ereignis. Dies spiegelt sich in einer geringeren Auftretenswahrscheinlichkeit eines Versagens ohne AKV wider. Analog steigt die Auftretenswahrscheinlichkeit beim Ansatz einer Verkehrslast von unter 50 %.

Eine graphische Übersicht der betrachteten Systeme kann dem Anhang A.2 entnommen werden. Zudem finden sich die Ergebnisse der Monte-Carlo-Simulation im Rahmen der Parametervariation in Anhang A.2. In Abbildung 6.14 sind die Auftretenswahrschein-

lichkeiten eines Versagens ohne AKV für die Systeme gemäß Tabelle 6.3 mit den Ergebnissen aus den Monte-Carlo-Simulationen der Systeme mit variierten Restspanngliedern (V10-05+i) gegenübergestellt. Neben der guten Übereinstimmung der Ergebnisse aus der Lastvariation mit den Ergebnissen der künstlich generierten Eingangswerte kann man eine exponentielle Zunahme der Wahrscheinlichkeit eines Versagens ohne AKV bei reduzierter Restspanngliedanzahl $A_{p,cr}$ erkennen. Eine Steigerung der Restspanngliedanzahl führt zu einem leichten Abfall der genannten Wahrscheinlichkeit. Die Abnahme der Restspanngliedanzahl auf Seiten der Eingangswerte geht direkt mit einer geringeren Verkehrsbelastung bei der Berechnung der Erstrissbildung im Betonquerschnitt einher.

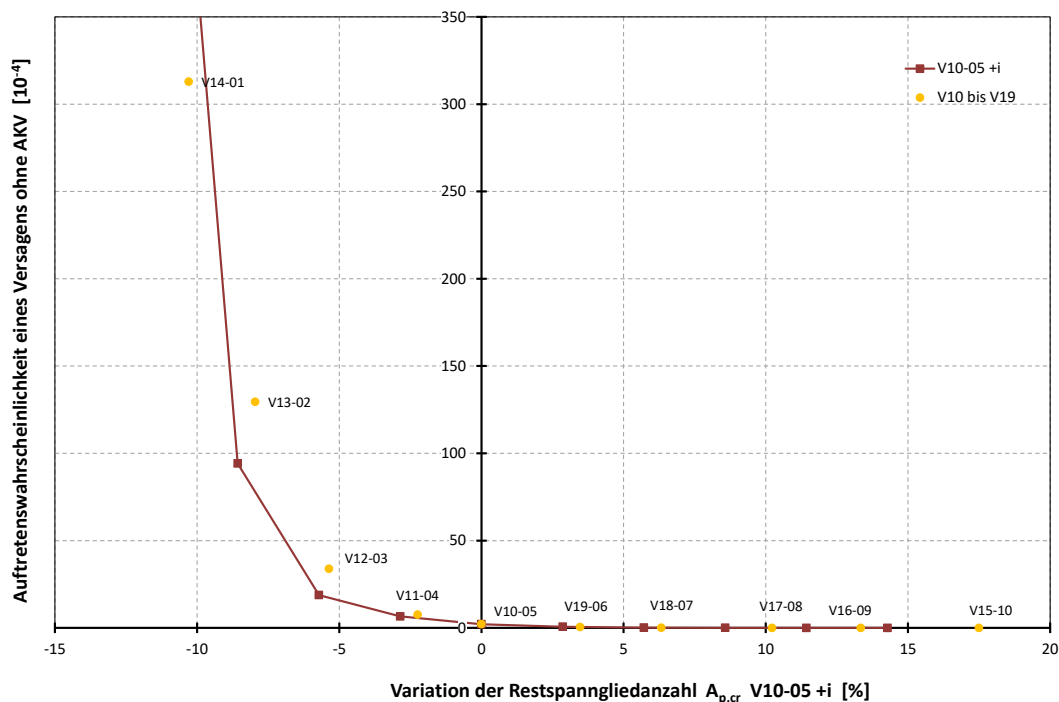


Abbildung 6.14: Auftretenswahrscheinlichkeit eines Versagens ohne AKV in Abhängigkeit der Restspanngliedanzahl (V10 bis V19)

Rechnet man die Ergebnisse aus Abbildung 6.14 in eine logarithmische Auftretenswahrscheinlichkeit um, so erhält man eine übersichtlichere Darstellung (vgl. Abbildung 6.15). Die Werte der Systemreihe V10-05+i wurden im Bereich kleiner -10 % Restspannstahl gegenüber obiger Darstellung ergänzt. Der Ausreißer V17-08 lässt sich darauf zurückführen, dass lediglich 10 Mio. Iterationsläufe bei der MCS zur Ermittlung der Auftretenswahrscheinlichkeit durchgeführt wurden und somit ein Wert von $4 \cdot 10^{-7}$ lediglich auf vier einzelnen Ereignissen ohne AKV beruht. Dieser Wert ist somit statistisch nicht abgesichert und kann für die Auswertung nicht verwendet werden. Die Werte mit noch höherem Verkehrslastanteil wiesen in der MCS bei 10 Mio. Iterationen 0 Ereignisse mit Versagen ohne AKV auf und sind im folgenden Diagramm nicht dargestellt. Die logarithmische

Auftretenswahrscheinlichkeit eines Versagens ohne AKV aufgetragen gegenüber der Variation der Restspanngliedanzahlen bei Erstrissbildung ist in etwa linear.

Das statische System und die Spanngliedführung des Grundsystems V10-05 wurden derart angepasst, dass eine Wahrscheinlichkeit von $2 \cdot 10^{-4}$ erzielt wird und somit den zulässigen Grenzwert nach „Handlungsanweisung Spannungsrissskorrosion“ leicht überschreitet. Eine Erhöhung der Verkehrslast zur Berechnung der Erstrissbildung um 10 % auf einen Wert von 60 % führt zu einer logarithmischen Wahrscheinlichkeit von -4,4 (vgl. Abbildung 6.15). Dies entspricht im Vergleich zum Grundsystem einer Verringerung der Auftretenswahrscheinlichkeit eines Versagens ohne AKV um den Faktor 4,7. Dem steht ein Faktor von ca. 3,6 bei einer Verringerung des Verkehrslastanteils von 50 % auf 40 % gegenüber. Bei einer Variation um 20 % divergieren die Faktoren zwischen den Auftretenswahrscheinlichkeiten eines Versagens ohne AKV weiter auseinander (30 %: 16,1 zu 70 %: 29,6 bzw. 20 %: 61,7 zu 80 %: 525).

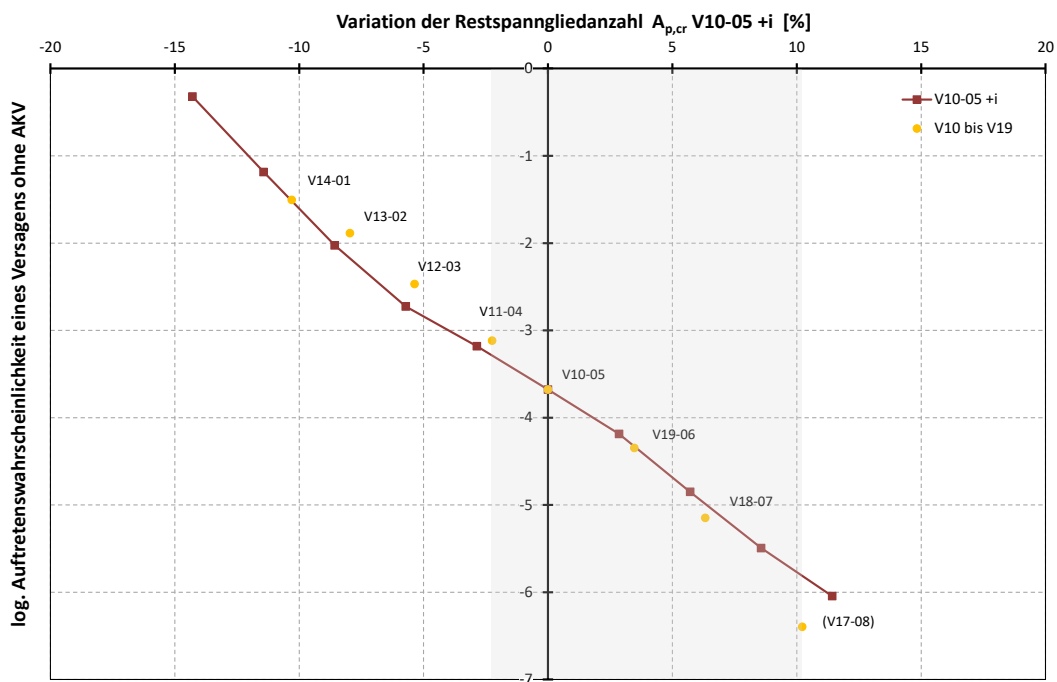


Abbildung 6.15: Logarithmische Auftretenswahrscheinlichkeit eines Versagens ohne AKV in Abhängigkeit der Restspanngliedanzahl (V10 bis V19)

In Abbildung 6.15 ist der nach [BMV1993a] mögliche Lastbereich zur Ermittlung der Restspanngliedanzahl bei Erstrissbildung (40 % - 80 % der vollen Verkehrslast) grau hinterlegt. In betrachtetem Beispiel zeigt sich bei einer Verringerung der „häufigen Last“ auf 40 % eine Reduktion der Auftretenswahrscheinlichkeit (Faktor 3,6). Eine Erhöhung der häufig auftretenden Last führt zu einem Anstieg der Wahrscheinlichkeit einer

Versagensankündigung, bereits bei 60 % Verkehrslast um den Faktor 4,7 und ab 80 % Verkehrslastanteil in der häufigen Lastsituation ist ein Auftreten eines Versagens ohne AKV extrem unwahrscheinlich (4 von 10 Mio. Iterationen der MCS).

Für die Auftretenswahrscheinlichkeit eines Versagens ohne AKV ist der Untersuchungsquerschnitt ohne AKV mit der größten erforderlichen Spannstaahlmenge $A_{p,br,max}$ maßgebend. In Abbildung 6.13 ist dies der Untersuchungsquerschnitt 10 im Stützbereich. Die Querschnitte 1 und 19 gehen bei einer Steigerung des Verkehrslastanteils von einem Querschnitt ohne, in einen Querschnitt mit Ankündungsverhalten über. Dieser Effekt hat in oben gezeigter Parametervariation keinen Einfluss auf die Ergebnisse, da der Stützquerschnitt maßgebend ist. Bei Systemen, in denen in den jeweils maßgebenden Querschnitten die Spannstaahlmengen $A_{p,br}$ und $A_{p,cr}$ einen geringen Abstand zueinander haben, kann eine Variation des Verkehrslastanteils zu einer deutlichen Veränderung der Auftretenswahrscheinlichkeit eines Versagens ohne AKV führen. Dieser Zusammenhang wird nach Berechnung der Restspannliedanzahlen offensichtlich.

Aus der Auswertung der Parametervariation in Kombination mit dem stochastischen Verfahren (MCS) geht hervor, dass der angesetzte „häufige“ Verkehrslastanteil einen signifikanten Einfluss auf den SpRK-Nachweis hat und dieser insbesondere für Systeme im Bereich des Grenzwertes der HA-SpRK [BMVBS2011a] der log. Auftretenswahrscheinlichkeit von -4 genauer zu betrachten ist.

Wertet man die Systeme aus Tabelle 6.3 nach dem vereinfachten stochastischen Verfahren der „Handlungsanweisung Spannungsrisskorrosion“ aus (vgl. Kapitel 5.2) erhält man eine stark abgestufte logarithmische Auftretenswahrscheinlichkeit eines Versagens ohne AKV (vgl. Abbildung 6.16). Die ausgeprägte Abstufung ergibt sich aus den Eingangswerten in das vereinfachte Verfahren. Im Gegensatz zur dargestellten Wahrscheinlichkeit nach dem stochastischen Verfahren, gehen in die Gleichungen (5.8) und (5.9) des vereinfachten Verfahrens auf ganze Spannglieder gerundete Werte ein. Die punktuelle geringfügige Unterschreitung der log. Wahrscheinlichkeit nach dem vereinfachten Verfahren gegenüber dem stochastischen Verfahren ist nach [Lingemann2010] als unkritisch einzustufen, da die zugrundeliegenden Annahmen auf der sicheren Seite liegend getroffen wurden. Im Bereich des Grundsystems V10-05 (0 % Abweichung) weist das Ergebnis nach dem vereinfachten Verfahren deutlich höhere Auftretenswahrscheinlichkeiten eines Versagens ohne AKV auf und ist somit deutlich auf der sicheren Seite, jedoch auch sehr konservativ.

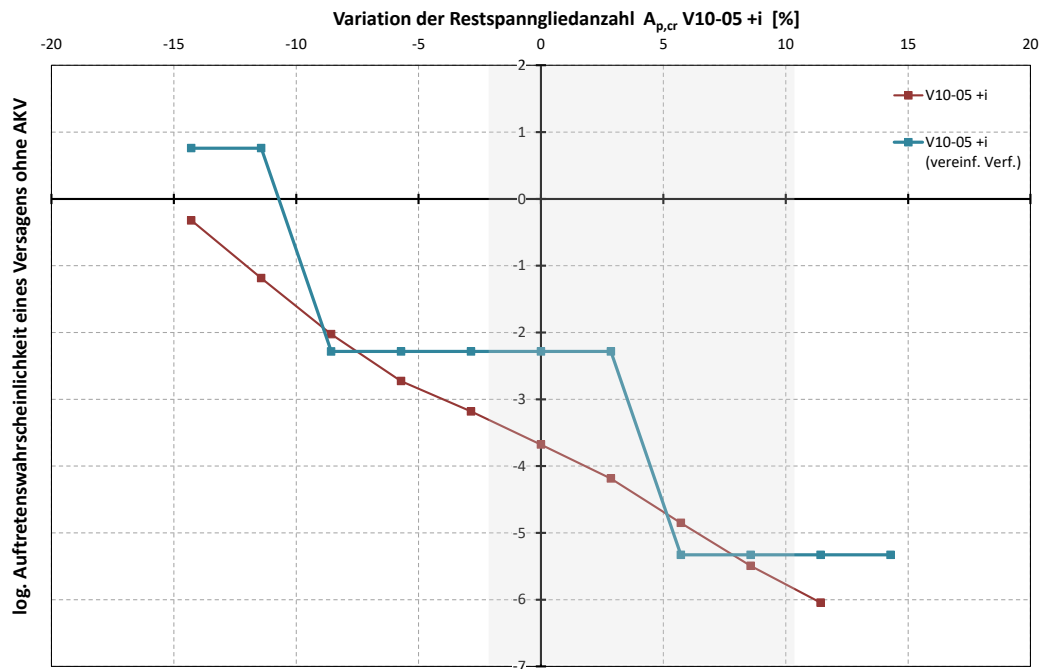


Abbildung 6.16: Logarithmische Auftretenswahrscheinlichkeit eines Versagens ohne AKV in Abhängigkeit der Restspanngliedanzahl (Vergleich: stoch. Verfahren – vereinfachtes Verfahren)

Aufgrund der großen Abstände der Ergebnisse des vereinfachten zum stochastischen Verfahren, könnte man die Eingangswerte des vereinfachten Verfahrens analog zu den Eingangswerten in die MCS auf Basis effektiver Teilspannglieder berechnen. Dies führt zu einer Glättung der Abstufung der Ergebnisse. Die so berechneten logarithmischen Wahrscheinlichkeiten liegen jedoch deutlich unter den Ergebnissen des stochastischen Verfahrens (vgl. Abbildung 6.17). Dies ist auf die Herleitung der Gleichung des vereinfachten Verfahrens nach [Lingemann2010] zurückzuführen. Die Gleichung (5.15) wurde für ganze Spannglieder in den Eingangsparametern a , x und b kalibriert. Eine Anwendung des vereinfachten Verfahrens mit Teilspanngliedern ist somit nicht zielführend und liefert nicht abgesicherte Ergebnisse. Als Alternative zum aufwändigeren stochastischen Verfahren könnte eine vereinfachte Gleichung anhand unterschiedlicher Korrelation von Spanndrahtbrüchen hergeleitet werden. Es wird jedoch empfohlen in Konstellationen, in denen das meist konservativere vereinfachte Verfahren den Nachweis der SpRK-Gefährdung nicht erfüllt (SpRK-Gefährdung), auf das genauere stochastische Verfahren in Verbindung mit einer MCS zurückzugreifen. Hat der begutachtende Ingenieur nicht die Möglichkeit das stochastische Verfahren durchzuführen, wird geraten, über eine Parameterstudie den Verkehrslastanteil zu ermitteln, in dem das vereinfachte Verfahren einen positiven Nachweis ermöglicht. Dadurch kann ohne direkte Ermittlung der Auftretenswahrscheinlichkeit eines Versagens ohne AKV und ohne genauere Kenntnis der Verkehrszusammensetzung eine Abschätzung der SpRK-Gefährdung bei realistischen Verkehrslastanteilen getroffen werden.

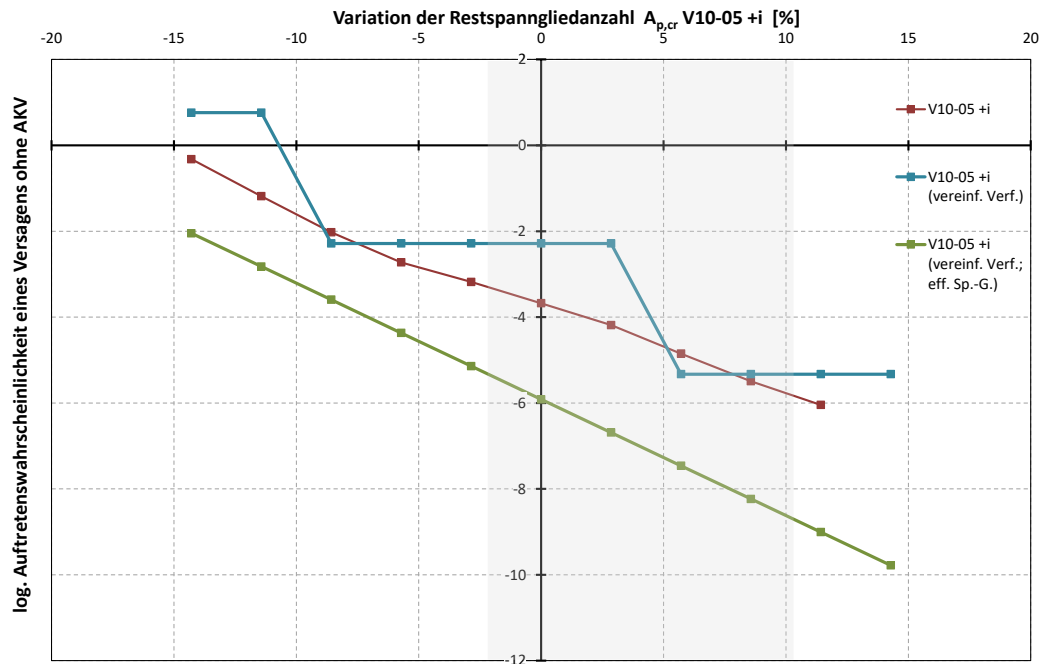


Abbildung 6.17: Logarithmische Auftretenswahrscheinlichkeit eines Versagens ohne AKV in Abhängigkeit der Restspannliedanzahl (Vergleich: stochastisches Verfahren – vereinfachtes Verfahren – vereinfachtes Verfahren mit einem Korrelationsfaktor von 0,2)

6.6.4 Zusammenfassung der Ergebnisse

Der Verkehrslastanteil bei Rissbildung wurde bei der Neufassung der „Handlungsanweisung Spannungsrissskorrosion“ [BMVBS2011a] auf 50 % der vollen Verkehrslast festgelegt. In der ursprünglichen Fassung dieses Regelwerks [BMV1993a] war bauwerksspezifisch eine Variation von 40 % bis 80 % zulässig. In Kapitel 6.6 wurde anhand einer Parameterstudie der Einfluss des Verkehrslastanteils bei Rissbildung auf die einzelnen Stufen des Nachweises der SpRK-Gefährdung untersucht.

Der querschnittsweise Nachweis basiert auf einem Vergleich der Restspannliedanzahl bei Rissbildung mit der erforderlichen Spannliedanzahl unter Vollast. Da in gering biegebeanspruchten Bereichen fast immer ein Querschnitt vorliegt, bei dem die erforderliche Restspannliedanzahl signifikant über der Restspannliedanzahl bei Rissbildung liegt, hat eine Veränderung des Verkehrslastanteils bei Rissbildung lediglich Auswirkungen auf einzelne Querschnitte, jedoch insgesamt keinen Einfluss auf den Nachweis der SpRK-Gefährdung.

Das vereinfachte Verfahren berücksichtigt die Differenz zwischen der Restspannliedanzahl bei Rissbildung und der erforderlichen Spannliedanzahl unter Vollast (vgl. Kapitel 6.5.4). Die Eingangswerte auf Basis von ganzen Spannliedern führen jedoch zu einer

grogen Abstufung der Ergebnisse des SpRK-Nachweises, welche z.T. sehr konservativ sind (vgl. Abbildung 6.17). Je nach statischem System liegt der relevante Lastbereich nahe am Ergebnis des stochastischen Verfahrens bzw. weit auf der sicheren Seite. Daher kann an dieser Stelle keine pauschale Aussage über die Qualität des vereinfachten Verfahrens in Abhängigkeit des Verkehrslastanteils getroffen werden.

Führt das vereinfachte Verfahren zu einer Auftretenswahrscheinlichkeit eines unangekündigten Versagens von ca. 10^{-4} , ist es sinnvoll das Ergebnis mit dem stochastischen Verfahren genauer zu ermitteln. Insbesondere mit einem realitätsnah angesetzten häufigen Verkehrslastanteil sollte auf das stochastische Verfahren zurückgegriffen werden, um den Vorteil der erhöhten Genauigkeit durch einen realistischeren Lastansatz nicht durch die Vereinfachung der Beurteilungsmethodik abzumindern.

Eine Auswertung von unveröffentlichten SpRK-Gutachten auf Basis von [BMV1993a] hat gezeigt, dass überwiegend ein Verkehrslastanteil von 40 % bzw. 50 % angesetzt wurde. Der aufgezeigte positive Einfluss (auf den SpRK-Nachweis, nicht auf die Tragfähigkeitsbeurteilung) hoher häufig wiederkehrender Verkehrslasten führt zu der Empfehlung, weiterführende Untersuchungen anzustellen. Hierbei sind neben der reinen Ermittlung von Wiederkehrperioden bzw. Reduktionsfaktoren, z.B. über Verkehrslastsimulationen, auch eine spurweise Gewichtsbeschränkung bzw. LKW-Überhohlverbote zu berücksichtigen.

Der Abstand zwischen den beiden Spanngliedanzahlen ($A_{p,cr}$ und $A_{p,br}$) kann zudem als Maß der Sicherheit bzw. Kritizität angesehen werden und somit für eine Priorisierung verwendet werden.

6.7 Einfluss des statisch unbestimmten Anteils der Vorspannung

6.7.1 Zielsetzung und Ansatz

Die Konzepte der Beurteilung der Spannungsrissskorrosion von Brückenbauwerken beruhen auf theoretisch angesetzten Spannstahlbrüchen. Ein reduzierter Spannstahlquerschnitt führt zu einer Veränderung des Moments aus statisch unbestimmter Vorspannung, insbesondere wenn die Spannstahlreduktion nicht nur lokal, sondern am gesamten System erfolgt. Für eine wirklichkeitsnahe Beurteilung der SpRK-Gefährdung von statisch unbestimmten Systemen muss daher der Einfluss des statisch unbestimmten Anteils der Vorspannung diskutiert werden. Nach den aktuell gültigen Beurteilungsverfahren der HA-SpRK [BMVBS2011a] erfolgt keine Berücksichtigung eines verminderten statisch unbestimmten Anteils der Vorspannung aufgrund von Spannstahlausfall. Es wird lediglich der

statisch bestimmte Anteil der Vorspannung in Relation zum vorhandenen Restspannstahl abgemindert.

Bei der Diskussion des Einflusses des statisch unbestimmten Anteils der Vorspannkraft auf die SpRK-Beurteilung ist zwischen lokalen (Querschnittsebene) und systemumfassenden Methoden (Systemebene) zu unterscheiden. Beim querschnittsweisen Vorgehen wird lokal der Restspannstahl bei AKV mit dem statisch erforderlichen Spannstahl gegenübergestellt (vgl. Kapitel 5.2.2). Lokale Spannstahlbrüche führen zu einer konzentrierten Schädigung in einem Untersuchungsquerschnitt. Der Spannstahl verankert sich über die Verbundlänge bis zum benachbarten Untersuchungsquerschnitt. Es entsteht, trotz einer örtlich verminderten Tragfähigkeit, bei Vorspannung mit Verbund keine signifikante Änderung der systemabhängigen statisch unbestimmten Wirkung der Vorspannung [BMVBS2011a]. Bei stochastischen Methoden auf Systemebene wird von einem gleichverteilten Spannstahlausfall im Gesamtbauwerk ausgegangen (vgl. Kapitel 5.2.3 bzw. 5.3.3). Die Begründung einer lediglich lokalen Schädigung kann folglich nicht aufrechterhalten werden, wenn in weiten Bereichen des Tragwerks eine Reduktion des Spannstahls angesetzt wird [Lingemann2010].

Im Allgemeinen ist die SpRK-Beurteilung von den Einwirkungen und dem Widerstand abhängig. Hierbei ist der statisch unbestimmte Anteil der Vorspannung zu berücksichtigen. Dieser ist vom statischen System, der Vorspannkraft und der Spanngliedführung abhängig. Der Einfluss kann folglich in unterschiedlichen Bereichen des Bauwerks eine differierende Auswirkung haben und z.B. im Feld- bzw. Stützquerschnitt einen konträren Effekt erzeugen. Bei einer Betrachtung auf Systemebene ist die maßgebende Größe der statisch unbestimmten Vorspannkraft vom vorhandenen Restspannstahl abhängig. Der reduzierte statisch unbestimmte Anteil des Moments infolge Vorspannung geht in beide Nachweisschritte zur Ermittlung der Restspannstahlmenge ein (vgl. Gleichungen (5.2) und (5.6)). In [Lingemann2010] wurde aufgezeigt, dass sich eine Reduzierung des statisch unbestimmten Moments der Vorspannung auf die Ermittlung der Restspannstahlfläche bei Rissbildung stärker auswirkt als auf die Ermittlung der Restsicherheit. Je nachdem ob die Momente aus Eigengewicht und Verkehr ein identisches bzw. unterschiedliches Vorzeichen gegenüber dem Moment aus statisch unbestimmter Vorspannung haben, ist folglich der Nachweis konservativer bzw. weniger sicher im Vergleich zum Nachweis ohne Reduktion des statisch unbestimmten Anteils der Vorspannung. Bei identischem Vorzeichen, z.B. im Feldbereich, führt eine Reduktion des statisch unbestimmten Anteils der Vorspannung zu einer verringerten Einwirkung und somit zu mehr Spannstahlbrüchen bis zum Auftreten eines AKVs. Bei der Ermittlung der Restsicherheit wirkt sich die reduzierte Einwirkung positiv aus. Da der Einfluss der Reduktion des statisch unbestimmten Anteils der Vorspannung bei der Ermittlung der Restspannstahlmenge dominiert, ist folglich der Nachweis ohne Reduktion auf der sicheren Seite. Analog ergeben sich beim Nachweis bei unterschiedlichen Vorzeichen, z.B. im Stützbereich, größere Restsicherheiten als ohne Reduktion. Im nachfolgenden Abschnitt wird erläutert, warum diese querschnittsbezogene

Betrachtungsweise der Nachweisführung nicht direkt auf die Betrachtung auf Systemebene übertragen werden kann.

6.7.2 Abminderung des statisch unbestimmten Anteils der Vorspannung aufgrund von Spannstahlbrüchen

Der Einfluss einer Reduktion des statisch unbestimmten Anteils des Moments aus Vorspannung kann nicht negiert werden (vgl. Kapitel 6.7.1), folglich ist eine Diskussion dieses Einflusses zu führen. Die Kernfrage ist hierbei die Größe einer möglichen Abminderung.

Die Größe der Abminderung des statisch unbestimmten Anteils des Moments aus Vorspannung hängt von der zu erwartenden Menge an ausgefallenem Spannstahl ab. Wie in Kapitel 7.4.3 gezeigt wird, ist bei der Annahme eines gleichverteilten Spannstahlausfalls nicht nur der Querschnitt mit dem geringsten Spannstahlausfall bis zum Auftreten eines Ereignisses (AKV bzw. Bruch), z.B. in Feldmitte, ausschlaggebend. Vielmehr ist die für ein AKV benötigte mittlere Restspannstahlmenge deutlich größer als der im kritischen Querschnitt lokal ermittelte Wert. In [Lingemann2010] wurden hierfür überschlägig ein Ausfall von 16,5 % (beschränkt vorgespannte Bauwerke) bzw. 30 % (voll vorgespannte Bauwerke) ermittelt. Dies wird durch die eigenen Betrachtungen in Kapitel 7.4.3 mit einer mittleren Ausfallquote von 25 % bestätigt.

Die Größe der Abminderung wird mit bis zu 30 % abgeschätzt. Es sind unterschiedliche Ansätze für eine mögliche Abminderung des statisch unbestimmten Anteils des Moments aus Vorspannung denkbar:

- iterativ querschnittsweise Abminderung:
Ein möglicher Ansatz zur Berücksichtigung der Abminderung des Moments aus statisch unbestimmter Vorspannung könnte eine iterative Reduktion des Moments aus statisch unbestimmter Vorspannung um den Verhältniswert der Restspannstahlfläche bei Rissbildung im Beton zur ursprünglichen Spannstahlfläche im jeweiligen Querschnitt sein. Dies steht jedoch im Gegensatz zum globalen Verhalten der statisch unbestimmten Wirkung der Vorspannkraft und würde in einem sprunghaften Verlauf des Moments aus statisch unbestimmter Vorspannung – mit Nullpunkten in den Bereichen, in denen der komplette Spannstahl ausfallen muss, um ein Ankündigungsverhalten zu erreichen – resultieren. Deshalb wird dieser Ansatz nicht weiterverfolgt.
- pauschaler globaler Abminderungsfaktor:
Wie in [Lingemann2010] vorgeschlagen, in der „Handlungsanweisung Spannungsrissskorrosion“ (vgl. [BMVBS2011a]) jedoch nicht weiter berücksichtigt,

kann das Moment aus statisch unbestimmter Vorspannung pauschal um einen globalen Abminderungsfaktor abgemindert werden. Gemäß obigen Überlegungen kann ein Abminderungsfaktor von 15 % bis 30 % ingenieurmäßig je nach Ausnutzung der Vorspannung angesetzt werden. Durch die einmalige Abminderung wird jedoch der Effekt der Verringerung des Moments aus statisch unbestimmter Vorspannung nicht vollständig korrekt erfasst, da die tatsächliche Ausfallquote des Spannstahls erst nach der Anwendung stochastischer Methoden, z.B. einer Monte-Carlo-Simulation, vorliegt. Somit muss die Abminderung des Moments aus statisch unbestimmter Vorspannung in einem iterativen Prozess erfolgen, um den Einfluss einer Abminderung genauer zu erfassen.

- iterativ globale Abminderung:

Der Abminderungsfaktor kann objektbezogen über eine Bruchsimulation ermittelt werden. Durch eine MCS kann auf Basis der rechnerisch ermittelten Restspannstahlmengen die mittlere Ausfallquote bestimmt werden. Der Abminderungsfaktor ergibt sich direkt aus dem Verhältnis des mittleren Restspannstahls zum ursprünglich vorhandenen Spannstahl. Eine Abminderung des Moments aus statisch unbestimmter Vorspannung führt jedoch nach den Gleichungen (5.2) und (5.6) zu einer veränderten Restspannstahlmenge und somit zu veränderten Eingangswerten in die MCS. Folglich ist dieser Prozess iterativ mit den folgenden Schritten durchzuführen: Ermittlung der Restspannstahlmenge, Bruchsimulation durch MCS (Bestimmung der mittleren Ausfallquote), Abminderung des statisch unbestimmten Moments aus Vorspannung. Der Startwert für die Abminderung kann z.B. mit 25 % gewählt werden. Es wird analog zu den Überlegungen in [Wilhelm2014] empfohlen, die Iteration so lange durchzuführen, bis die Abweichung zwischen zwei Iterationsschritten unter 5 % liegt.

6.7.3 Parametervariation

Wie in obigem Abschnitt diskutiert ist der Abminderungsfaktor des statisch unbestimmten Anteils der Vorspannkraft systemabhängig durch eine Iteration bestimmbar. In diesem Teilkapitel erfolgt deshalb keine ausführliche Parametervariation, sondern ein Beispiel zur Veranschaulichung des Einflusses. Über eine umfassende Parameterstudie könnte ein konservativer allgemeingültiger Ansatz abgeleitet werden, da jedoch für eine objektbezogene Beurteilung mit stochastischen Methoden auf Systemebene die beiden Schritte der Iteration, Ermittlung der Restspannstahlmenge und Bruchsimulation, erforderlich sind, stellt die objektbezogene Ermittlung des Abminderungsfaktors einen lediglich geringen Mehraufwand dar.

In Abbildung 6.18 ist exemplarisch die Spannstahlmenge ohne Abminderung des statisch unbestimmten Anteils der Vorspannkraft bzw. mit einer Reduktion um 15 % bzw. 30 % dargestellt. Basierend auf diesen Eingangswerten wurde über eine MCS die

Auftretenswahrscheinlichkeit eines Versagens ohne AKV zu $2,1 \cdot 10^{-4}$ für das Grundsystem, $2,4 \cdot 10^{-3}$ bei 15 % Abminderung und $1,3 \cdot 10^{-2}$ für das System mit Reduktion um 30 % ermittelt. Dieses Beispiel verdeutlicht, dass der Einfluss der Abminderung des statisch unbestimmten Anteils der Vorspannkraft einen signifikanten Einfluss auf die SpRK-Beurteilung haben kann. Wie stark der Einfluss ist, hängt von mehreren Faktoren ab, dem Anteil an ausgefallenem Spannstahl bis zum Auftreten eines Ereignisses, der Anzahl an Querschnitten mit unterschiedlichem Vorzeichen der Momente aus statisch unbestimmter Vorspannung und äußeren Lasten und somit dem statischen System, aber auch insbesondere dem Verhältnis der ausgefallenen Spannstahlmenge bei Auftreten eines AKV im Feldbereich zum erforderlichen Restspannstahl im Stützbereich.

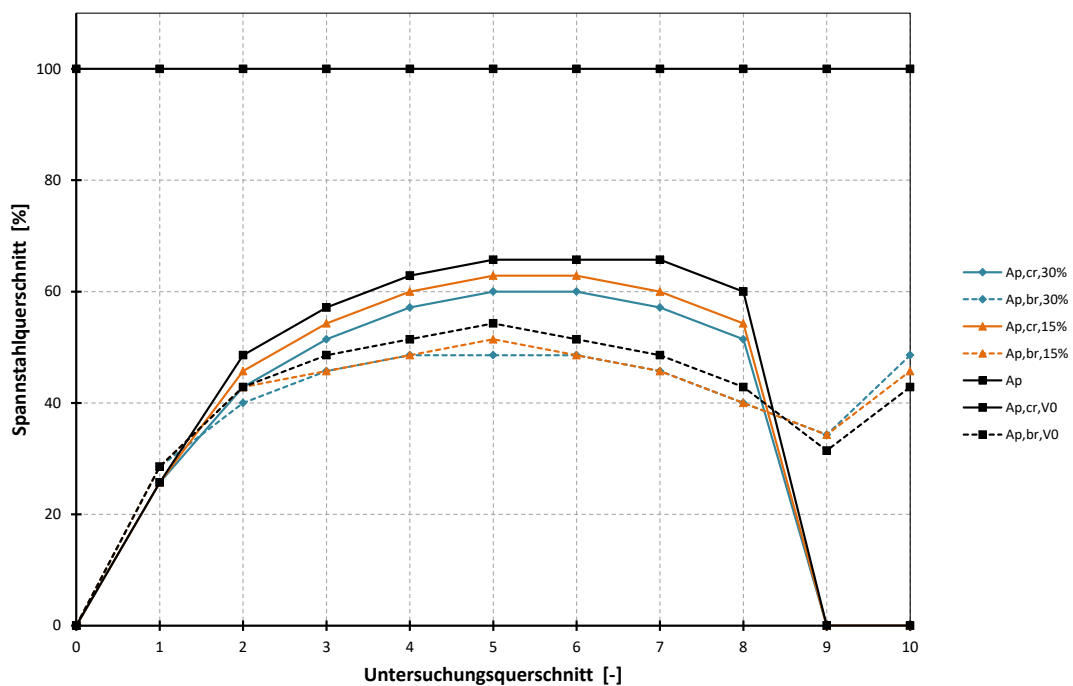


Abbildung 6.18: Grundsystem und Systeme mit 15 % bzw. 30 % Abminderung des Moments aus statisch unbestimmter Vorspannung

6.7.4 Zusammenfassung der Ergebnisse

Der statisch unbestimmte Anteil der Vorspannung hat einen gegenläufigen Einfluss auf die beiden Nachweisschritte gemäß HA-SpRK [BMVBS2011a]: Ermittlung der Restspanngliedanzahl bei Rissbildung und Überprüfung der Resttragfähigkeit. Zudem ist der Einfluss des statisch unbestimmten Moments auf die SpRK-Beurteilung vom Vorzeichen dieses Momentes abhängig. Die statisch unbestimmten Momente können gleichgerichtet

mit den Momenten aus Eigengewicht und Verkehrslast (i.d.R. im Feldbereich) bzw. entgegengerichtet (i.d.R. im Stützbereich) sein.

In einer querschnittswisen Betrachtung geht man von lokal gehäuften Spannstahlbrüchen aus. Eine Reduktion des systemabhängigen statisch unbestimmten Anteils der Vorspannkraft ist folglich nicht erforderlich. Nach der aktuell gültigen HA-SpRK [BMVBS2011a] erfolgt bei den Nachweisformaten auf Querschnittsebene, aber auch auf Systemebene keine Berücksichtigung der Reduktion des statisch unbestimmten Moments aus Vorspannung. Auf Querschnittsebene ist dies vertretbar. Auf Systemebene wird dies durch die mögliche Kompensation durch Momentenumlagerungen, die im stochastischen Nachweisformat unberücksichtigt bleiben, begründet. Je nach statischem System und ermittelter Restspannstahlmengen ist dies ausreichend.

Insbesondere wenn sich die Differenz zwischen der ausgefallenen Spannstahlmenge bei Auftreten eines AKV im Feldbereich und dem erforderlichen Restspannstahl im Stützbereich durch eine Abminderung des statisch unbestimmten Anteils der Vorspannung deutlich verkleinert, sollte eine Reduktion dieses Anteils im Rahmen der Beurteilung der SpRK-Gefährdung mit stochastischen Methoden erfolgen. Dies kann über eine einmalige pauschale Reduktion des statisch unbestimmten Anteils um z.B. 30 % umgesetzt werden. Es wird jedoch empfohlen, den Reduktionsfaktor, wie in Kapitel 6.7.3 beschrieben, iterativ zu ermitteln. Weiterhin wird bei sensiblen Bauwerken die Anwendung von stochastischen Methoden, z.B. über eine MCS, gegenüber der Anwendung des vereinfachten Verfahrens empfohlen. Das vereinfachte stochastische Verfahren wurde aus stochastischen Methoden abgeleitet und basiert ebenso auf einem systemweiten gleichverteilten Ausfall von Spannstahl. Der beschriebene Einfluss hat somit auch für das vereinfachte stochastische Verfahren Gültigkeit.

Nichtdestotrotz hat sich das stochastische Verfahren gemäß HA-SpRK [BMVBS2011a] in der letzten Dekade bewährt. Der Grenzwert von 10^{-4} wurde von einem Expertengremium auf Basis des eingesetzten Verfahrens festgelegt. Zudem sind keine falsch-positiven Bewertungen, also eine berechnete Versagenswahrscheinlichkeit kleiner als 10^{-4} bei gleichzeitigem Versagen bzw. Auftreten einer Rissbildung, bekannt. Eine bessere Vergleichbarkeit mit bisherigen SpRK-Bewertungen kann somit ohne eine Berücksichtigung der Reduktion des statisch unbestimmten Anteils der Vorspannung erfolgen. Für eine genauere Annäherung des Verfahrens an das tatsächliche Bauwerksverhalten – unter Annahme eines fortschreitenden gleichverteilten Spannstahlausfalls – muss eine Reduktion erfolgen.

6.8 Einfluss der Anzahl an Nachweisschnitten

6.8.1 Zielsetzung und Ansatz

Die bisher behandelten Aspekte behandeln den Umgang mit äußeren Belastungen aus Verkehr bzw. der Vorspannkraft. Das Vorgehen beim Nachweis der SpRK-Gefährdung und die zugrundeliegenden Annahmen haben jedoch ebenso einen z.T. großen Einfluss auf die berechnete Auftretenswahrscheinlichkeit eines potenziellen Versagens ohne AKV. Ein wichtiger Punkt ist hierbei die Wahl der Anzahl und Lage der betrachteten Nachweisschnitte.

Nach dem aktuellen Regelwerk (HA-SpRK [BMVBS2011a]) erfolgt die Unterteilung des Bauwerks in Untersuchungsbereiche, welche im Allgemeinen im Abstand der Zehntelpunkte, mindestens jedoch in acht Untersuchungsquerschnitte, unterteilt werden. Ein Untersuchungsbereich ist als Einzelfeld bzw. als ein Bauabschnitt von Koppelfuge bis Koppelfuge definiert.

Im Rahmen einer statischen Berechnung ist die Betrachtung in den Zehntelpunkten zumeist hinreichend genau. Der querschnittsweise Nachweis der SpRK-Gefährdung entspricht einem Vergleich zweier unterschiedlich berechneter Spanngliedanzahlen auf Basis einer statischen Berechnung. Folglich kann auch hierfür die Betrachtung in den Zehntelpunkten übernommen werden. Die relativ grobe Diskretisierung in Zehntelpunkte kann jedoch in den kritischen Bereichen der Nachweisführung (wenig belastete Bereiche, wie z.B. dem Stützbereich) zu einer Nichtberücksichtigung des maßgebenden Schnittes (zwischen zwei Nachweisschnitten) führen.

Gegenüber dem querschnittswisen Nachweis muss die zugrundeliegende Anzahl an Nachweisschnitten bei stochastischen Methoden genauer betrachtet werden. Aus den stochastischen Betrachtungen in [Lingemann2010] wurde ein vereinfachtes Verfahren abgeleitet, welches in die „Handlungsanweisung Spannungsrissskorrosion“ [BMVBS2011a] aufgenommen wurde. Basis der stochastischen Betrachtungen in [Lingemann2010] ist eine maximale Anzahl an Spanngliedbrüchen, welche sich aus dem Produkt der Anzahl der Teilspannglieder und der Anzahl der Nachweisschnitte berechnet.

Da die Anzahl an möglichen Ereignissen in den angewendeten stochastischen Verfahren (Kombinatorik bzw. MCS) von der Anzahl der Nachweisschnitte abhängig ist, wird im Folgenden der Einfluss einer variierenden Diskretisierung untersucht, eine maximale bzw. minimale Anzahl an zu betrachteten Nachweisschnitten diskutiert und daraus ein Fazit für die weitere Anwendung der bekannten Nachweisverfahren abgeleitet.

6.8.2 Diskussion der Anzahl an Nachweisschnitten

Vor der Diskussion der Anzahl an Nachweisschnitten muss der Bauwerksabschnitt in Brückenlängsrichtung, in dem die Nachweisschnitte liegen, festgelegt werden. In [BMVBS2011a] ist der sog. Untersuchungsbereich als ein Bauabschnitt zwischen zwei Koppelfugen bzw. einem ganzen Feld bei in einem Guss hergestellten Bauwerken festgelegt. Im Folgenden wird an dieser Definition des Untersuchungsbereichs festgehalten und im Fazit eine Abweichung davon diskutiert.

Der minimale Abstand zwischen zwei Nachweisschnitten bzw. Untersuchungsquerschnitten ist in [BMVBS2011a] als größer oder gleich der Verankerungslänge eines Spanngliedes und größer oder gleich der Bauteilhöhe definiert. Nach [Vill2005] und [DAfStb310] beträgt die Verankerungslänge eines ovalen, gerippten Spanndrahtes (Typ Sigma Oval 40) 20-50 cm. Ein Bauteilversagen tritt jedoch erst bei einer lokalen Häufung von Spanndraht- bzw. Spanngliedbrüchen auf. Die Verankerungslänge für üblich eingesetzte Spannglieder beträgt nach [Lingemann2010] je nach Spanngliedgröße 1,0 m bis 3,0 m. Aus statischer Sicht ist nach einem Spannstaahlbruch eine Lasteinleitung über die Verankerungslänge erforderlich. Durch einen Abstand von einer Verankerungslänge zwischen zwei diskreten Untersuchungsquerschnitten kann der Spannstaahl wieder als voll wirksam betrachtet werden. Dies spricht für eine Diskretisierung auf Basis der Verankerungslänge des Spannstaahls. Wie in den Kapiteln 2 und 4 bereits erwähnt, wird jedoch die erforderliche Spannung aus äußerer Belastung als Basis für den Prozess der Spannungsrisskorrosion bereits vor dem vollen Lasteintrag über die gesamte Verankerungslänge erreicht. Der Aspekt des lastabhängigen Fortschreitens der SpRK wird auch in [Wilhelm2014] kritisch hinterfragt. Die Verankerungslänge ist von einer Vielzahl an Faktoren, wie z.B. der fortschreitenden Bruchanzahl und den Verbundbedingungen, abhängig. Die Notwendigkeit der Lasteinleitung in den Spannstaahl über die Verankerungslänge als Grundlage für die Entstehung eines SpRK-induzierten Bruches kann folglich nicht als alleinige Begründung für den Abstand von zwei Untersuchungsquerschnitten dienen. Der Abstand der Untersuchungsquerschnitte sollte zusätzlich auf den Randbedingungen des angewendeten Nachweiskonzepts basierend diskutiert werden. Hierbei sind das Vorgehen zur Ermittlung der Restspanngliedanzahlen und die Art der Nachweisführung (querschnittsweise bzw. stochastisch) zu betrachten.

Grundsätzlich ist bei der Ermittlung der Restspanngliedanzahlen eine Diskretisierung in den Zehntelpunkten ausreichend, jedoch ist darauf zu achten, dass der maßgebende Querschnitt ohne AKV, welcher zumeist im weniger belasteten stützennahen Bereich liegt, erfasst wird. Dies sollte unter Einsatz einer computergestützten Berechnung kein Problem sein. Die ermittelten Restspanngliedanzahlen des maßgebenden Querschnittes können für die weitere Betrachtung dem nächstgelegenen Untersuchungsquerschnitt zugeordnet werden bzw. der Untersuchungsquerschnitt an die maßgebende Stelle verschoben werden.

Je nach Art der Nachweisführung hat die Anzahl der Untersuchungsquerschnitte bzw. die sich daraus ergebende theoretisch mögliche Gesamtanzahl an Spannstahlbrüchen einen Einfluss auf das rechnerische Ergebnis der Spannungsrissskorrosionsgefährdung. Nach [Lingemann2010] liegt eine vereinfachte Betrachtung mit wenigen diskreten Untersuchungsquerschnitten auf der sicheren Seite. Eine Vergrößerung der Anzahl an Untersuchungsquerschnitten führt zu einer geringeren rechnerischen Auftretenswahrscheinlichkeit eines Versagens ohne Ankündigungsverhalten. Dies wird im nachfolgenden vereinfachten Beispiel verdeutlicht.

Geht man von einem System mit nur zwei Untersuchungsquerschnitten (einen ohne und einen mit AKV) mit Restspanngliedanzahlen nach Abbildung 6.19 aus, ergeben sich die Auftretenswahrscheinlichkeiten

- eines Versagens mit AKV zu: $P_{2,cr} = \frac{3}{6} + \frac{3}{6} \cdot \frac{2}{5} = 0,80$ und
- eines Versagens ohne AKV zu: $P_{2,br} = \frac{3}{6} \cdot \frac{2}{5} = 0,20$.

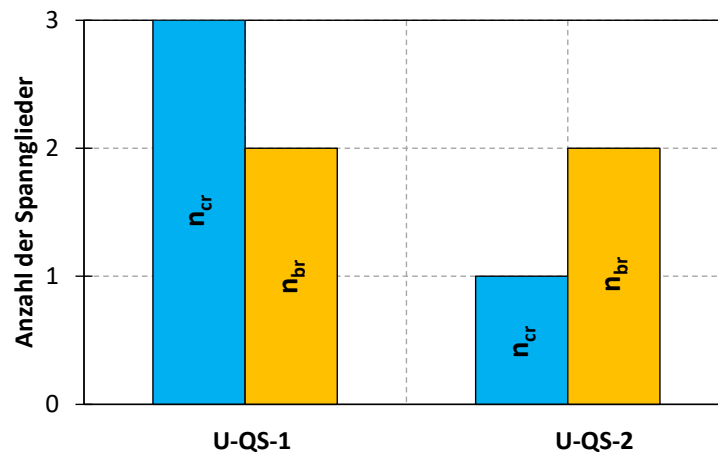


Abbildung 6.19: Restspanngliedanzahlen eines vereinfachten Ersatzsystems mit zwei Untersuchungsquerschnitten

Verdoppelt man die Anzahl der Untersuchungsquerschnitte, erhält man Restspanngliedanzahlen nach Abbildung 6.20 und Auftretenswahrscheinlichkeiten von $P_{4,cr} = 85,45\%$ und $P_{4,br} = 14,54\%$.

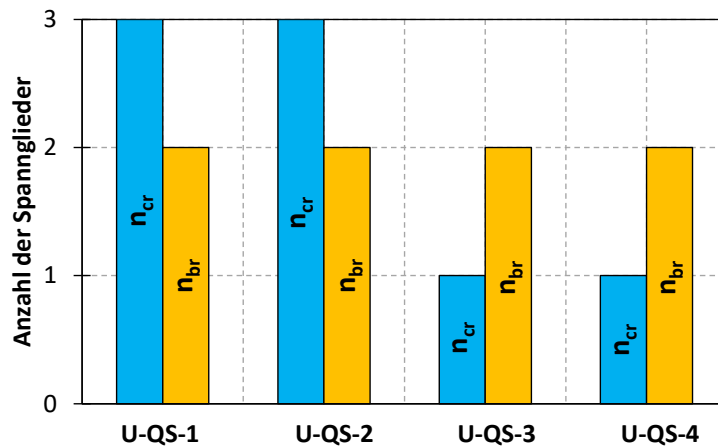


Abbildung 6.20: Restspanngliedanzahlen eines vereinfachten Ersatzsystems mit vier Untersuchungsquerschnitten

Führt man diesen Gedanken fort und lässt man die Anzahl der Nachweisschnitte gegen unendlich gehen, nähert sich die Wahrscheinlichkeit eines Querschnittes ohne AKV asymptotisch null an. Aufgrund der gegenseitigen Beeinflussung nebeneinanderliegender Schnitte ist jedoch eine quasi-infinite Anzahl an Nachweisquerschnitten technisch nicht sinnvoll. Vielmehr werden durch diskrete Nachweisquerschnitte Brüche innerhalb einer Verankerungslänge auf der sicheren Seite dem nächstgelegenen Schnitt zugeordnet. Im Modell wird somit eine verstärkte lokale Schädigung angesetzt.

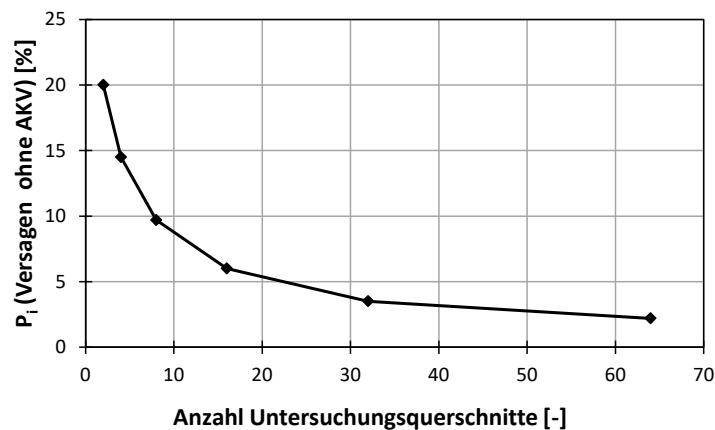


Abbildung 6.21: Auftretenswahrscheinlichkeit eines Versagens ohne AKV in Abhängigkeit der Anzahl an Untersuchungsquerschnitten eines vereinfachten Ersatzsystems

In diesem vereinfachten Beispiel und im nachfolgenden Kapitel wird die Annahme getroffen, dass die Restspanngliedanzahl bei Rissbildung in mindestens einem Querschnitt über der erforderliche Spanngliedanzahl zur Sicherstellung der Resttragfähigkeit ist. Andererseits wären stochastische Methoden nicht zielführend und das Bauwerk als SpRK-gefährdet einzustufen.

6.8.3 Parametervariation

An die Diskussion der Anzahl an Nachweisschnitten schließt in diesem Kapitel eine Parameterstudie an. Ausgehend von einem Grundsystem (vgl. Kapitel 6.5.3, Abbildung 6.8) wird die Anzahl der Untersuchungsquerschnitte halbiert bzw. verdoppelt, siehe hierzu Abbildung 6.22.

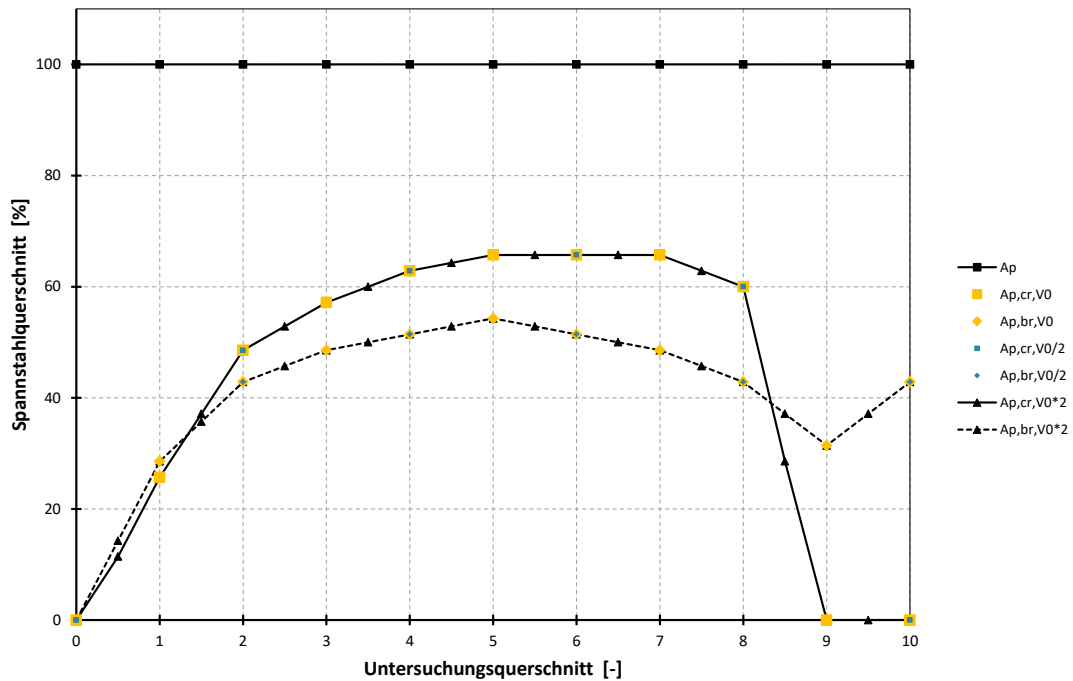


Abbildung 6.22: Grundsystem V0 (gelb), Systeme mit reduzierter (blau) bzw. erhöhter (schwarz) Anzahl an Untersuchungsquerschnitten

Die mit dem stochastischen Verfahren ermittelte Auftretenswahrscheinlichkeit am Grundsystem ist $2,1 \cdot 10^{-4}$. Für das System mit halbiertem Anzahl an Untersuchungsquerschnitten ergibt sich $1,5 \cdot 10^{-3}$ und für das System mit verdoppelter Anzahl ein Wert von $5 \cdot 10^{-5}$. Mit unterschiedlicher Anzahl an Untersuchungsquerschnitten ergeben sich signifikante Unterschiede in der Auftretenswahrscheinlichkeit eines Versagens ohne AKV. Betrachtet man den Übergang vom Grundsystem zum System mit reduzierter Anzahl an Querschnitten kann man erkennen, dass durch das Weglassen jedes zweiten Querschnitts gegenüber drei, nur noch ein Querschnitt ohne AKV (QS 10) vorhanden ist. Bei Erhöhung der Anzahl an Untersuchungsquerschnitten steigt die Anzahl auf sechs Querschnitte ohne AKV. Maßgebend ist jedoch in erster Linie der Feldbereich mit Ankündigungsverhalten. In diesem Bereich liegen die Querschnitte, welche als erstes bei einer MCS relevant werden, hier kündigt sich das Versagen am wahrscheinlichsten an, da die geringste Anzahl an Spannstahlbrüchen für ein Ereignis erforderlich ist. Ein vergleichbares Verhalten würde sich

zeigen, wenn man ein Zweifeldbauwerk nicht feldweise, sondern als Gesamtbauwerk betrachtet. Hierbei wäre der kritische Stützbereich nur einmal, die unkritischen Feldbereiche jedoch doppelt vorhanden. Die Auftretenswahrscheinlichkeit eines Versagens ohne AKV würde abnehmen.

Unter Berücksichtigung der Zuordnung aller statisch relevanten Schnitte zu einem Nachweisschnitt liegt eine Beurteilung mit einem reduzierten System auf der sicheren Seite. Das erweiterte System weist die geringste Wahrscheinlichkeit eines Versagens ohne AKV auf. Wie bereits erwähnt ist ein sehr geringer Abstand von Untersuchungsquerschnitten nicht sinnvoll, da sich die Spannglieder nicht über Verbund verankern können und somit nicht voll zur statischen Tragfähigkeit beitragen.

Bei Verwendung des vereinfachten stochastischen Verfahrens gehen in den linearen Ansatz (vgl. Gleichung (5.15)) lediglich die Maxima der Restspanngliedanzahlen mit bzw. ohne AKV ein. Eine Verringerung bzw. Erhöhung der Anzahl der Untersuchungsquerschnitte hat darauf keinen Einfluss.

6.8.4 Zusammenfassung der Ergebnisse

Als Fazit der Parameterstudie kann abgeleitet werden, dass der Ansatz weniger Untersuchungsquerschnitte in stochastischen Verfahren ein Ergebnis auf der sicheren Seite liefert. Für die Ermittlung der kritischen Querschnitte in einer statischen Berechnung ist jedoch eine geeignete Diskretisierung erforderlich, um alle maßgebenden Querschnitte zu identifizieren. Zudem führt die Erhöhung der Anzahl an Untersuchungsquerschnitten – bis zu einem minimalen Abstand von der Verankerungslänge des Spanngliedes – zu einem realitätsnäheren Ergebnis, da die am Bauwerk auftretenden Spanndrahtbrüche verteilt über die gesamte Länge des Bauwerks erfolgen können.

Unabhängig von der eingangs in diesem Kapitel diskutierten Möglichkeit von mehreren Brüchen innerhalb kurzer Länge des Spanndrahtes, hat ein weiterer Bruch innerhalb weniger Zentimeter neben einem bereits existierenden Bruch einen zu vernachlässigenden Einfluss auf die Tragfähigkeit im Querschnitt. Der Spanndraht zwischen den beiden Brüchen hat keine ausreichende Verankerungslänge, um über Verbund die Spannkraft zu erhalten bzw. in den Beton einzuleiten. Vielmehr erscheint es als sinnvoll, analog zu [Vill2005] einen Bruch in unmittelbarer Nähe zu einem anderen Bruch im nächstliegenden diskreten Untersuchungsquerschnitt zuzuordnen. Dieses Vorgehen liegt zum einen auf der sicheren Seite, zum anderen berücksichtigt es auch das Verbundverhalten der Spanndrähte.

Aufgrund der Verankerung der Spanndrähte bzw. Spannglieder über den Verbund erscheint ein Ansatz der Verankerungslänge als sinnvoll. Wie jedoch bereits erwähnt,

variiert die Verankerungslänge aufgrund unterschiedlicher Einflussfaktoren stark. Um eine Vergleichbarkeit mit früheren Beurteilungen der SpRK-Gefährdung (unter Einbezug des Grenzwertes von 10^{-4} für die Auftretenswahrscheinlichkeit eines Versagens ohne AKV) zu ermöglichen und Ergebnisse auf der sicheren Seite zu liefern, wird empfohlen, die Untersuchungsquerschnitte in den Zehntelpunkten bzw. mit minimalem Abstand von 2,5 m anzuordnen. Der gewählte Abstand von 2,5 m entspricht in etwa der Verankerungslänge eines üblichen Spanngliedes, wie es in Brückenlängsrichtung zum Einsatz kommt [Lingemann2010]. Bei längeren Stützweiten ergeben sich folglich mehr als 10 Untersuchungsquerschnitte. Dies ist daher sinnvoll, da sich gebrochene Spannglieder in längeren Brückenabschnitten häufiger verankern können und dies in die statistischen Berechnungen über die maximale Gesamtanzahl an Spannstahlbrüchen eingehen sollte. Ab einer Länge des Untersuchungsbereichs von ca. 25 m sollte im stochastischen Verfahren die Anzahl der Untersuchungsquerschnitte erhöht werden.

Bei Mehrfeldbauwerken wird nach „Handlungsanweisung Spannungsrissskorrosion“ [BMVBS2011a] das Ankündigungsverhalten feldweise nachgewiesen. Die Untersuchungsbereiche entsprechen dann den Feldweiten. Bei Mehrfeldbauwerken mit kurzen Randfeldern, ist häufig in den Randfeldern kein Ankündigungsverhalten nachweisbar, während in den Innenfeldern teilweise bereits nach wenigen Spannstahlbrüchen eine Versagensankündigung durch Rissbildung zu erwarten ist. Sofern in solchen Bauwerken keine Koppelfugen vorhanden sind, an denen alle Spannglieder gestoßen sind, kann aufgrund der in Kapitel 2 beschriebenen Merkmale der Spannungsrissskorrosion davon ausgegangen werden, dass der Spannstahl auf ganzer Länge ähnliche Eigenschaften aufweist und Spannstahlbrüche somit nicht nur feldweise, sondern auf ganzer Länge des Bauwerks möglich sind. In diesem Fall ist die Definition eines einzigen Untersuchungsbereiches über die gesamte Länge des Bauwerks sinnvoll.

6.9 Einfluss der Korrelation von Spannstahlbrüchen

6.9.1 Zielsetzung und Ansatz

In diesem Kapitel wird der Einfluss der Korrelation von Spanndrahtbrüchen innerhalb eines Hüllrohres untersucht. Nach [Bauer et al.2010] kann eine mögliche Korrelation von Spanndrahtbrüchen nicht genau quantifiziert werden. Ursache einer Häufung an Spanndrahtbrüchen kann eine lokale Vorschädigung, z.B. durch Feuchtigkeit im Hüllrohr vor dem Verpressen, sein. Die Anfälligkeit des Stahls selbst kann innerhalb weniger Dezimeter eines Spanndrahtes stark variieren. Diese materialunabhängigen bzw. materialabhängigen Einflüsse können zu einer Korrelation von Spanndrahtbrüchen führen. Nach aktuellem Stand der Technik wird ein Korrelationsfaktor f_{kor} von 0,2 angesetzt. Das heißt, dass jeweils 20 % eines Spanngliedes gemeinsam versagen.

Nach [BMVBS2011a] erfolgt der querschnittsweise Nachweis mit dem rechnerischen Wert der Restspanngliedanzahlen ohne Bezug auf die Querschnittsfläche einzelner Drähte bzw. Spannglieder. Der stochastische Nachweis nach [Lingemann2010] und der in die „Handlungsanweisung Spannungsrisskorrosion“ eingegangene vereinfachte stochastische Nachweis berücksichtigen die Korrelation von Spanndrahtbrüchen über effektive Teilspannglieder.

Der Einfluss der Korrelation von Spannstahlbrüchen auf den Nachweis der SpRK-Gefährdung wird nachfolgend durch eine Parametervariation untersucht.

6.9.2 Parametervariation

Die Parametervariation wird anhand eines realitätsnahen Brückenbauwerkes durchgeführt. Ausgangsbasis stellt das Grundsystem analog zu Abbildung 6.22 mit 11 Untersuchungsquerschnitten dar. Die Spannstahlquerschnittsflächen bei Rissbildung bzw. zur Sicherstellung der Restsicherheit werden berechnet und anschließend die Anzahl effektive Teilspannglieder ermittelt. Die Korrelationsfaktoren werden hierbei von 1,0 bis zu 1/44 variiert. Dies entspricht der Bandbreite von einem spanngliedweisen bis zu einem drahtweisen Versagen. Das betrachtete Bauwerk hat 7 durchgehende Spannglieder mit je 44 Einzeldrähten, es ergeben sich somit eine Anzahl effektiver Teilspannglieder von 7 bis 308. Je nach Korrelationsfaktor ergeben sich unterschiedlich starke Abstufungen der Restspanngliedanzahlen, vgl. Abbildung 6.23, Abbildung 6.24 bzw. Anhang A.3.

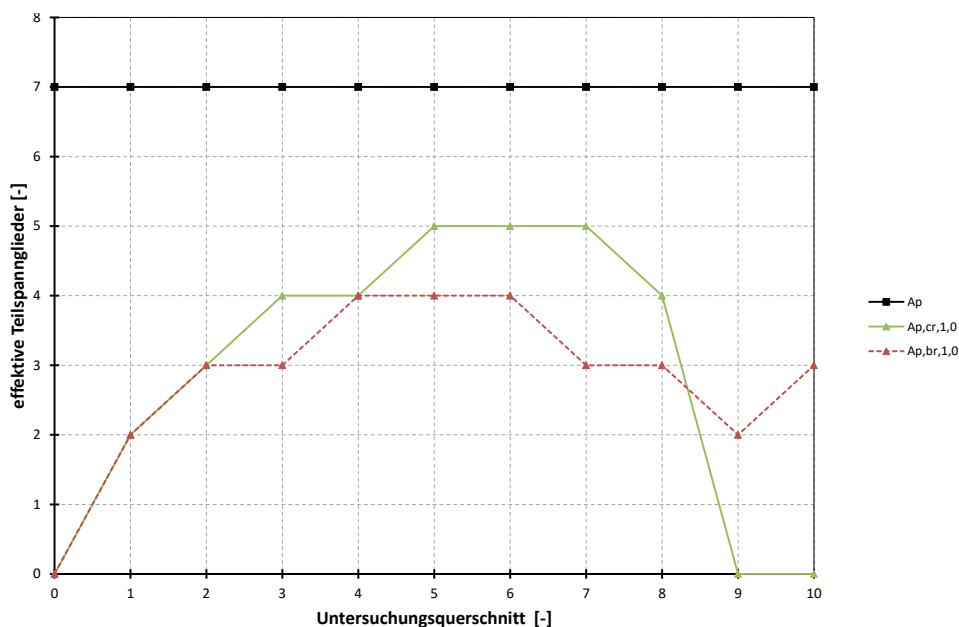


Abbildung 6.23: Ursprüngliche Spanngliedanzahl (schwarz), Restspanngliedanzahl bei Rissbildung (grün) und erforderliche Restspanngliedanzahl zur Sicherstellung der Resttragfähigkeit (rot) – Korrelationsfaktor 1,0 (spanngliedweise)

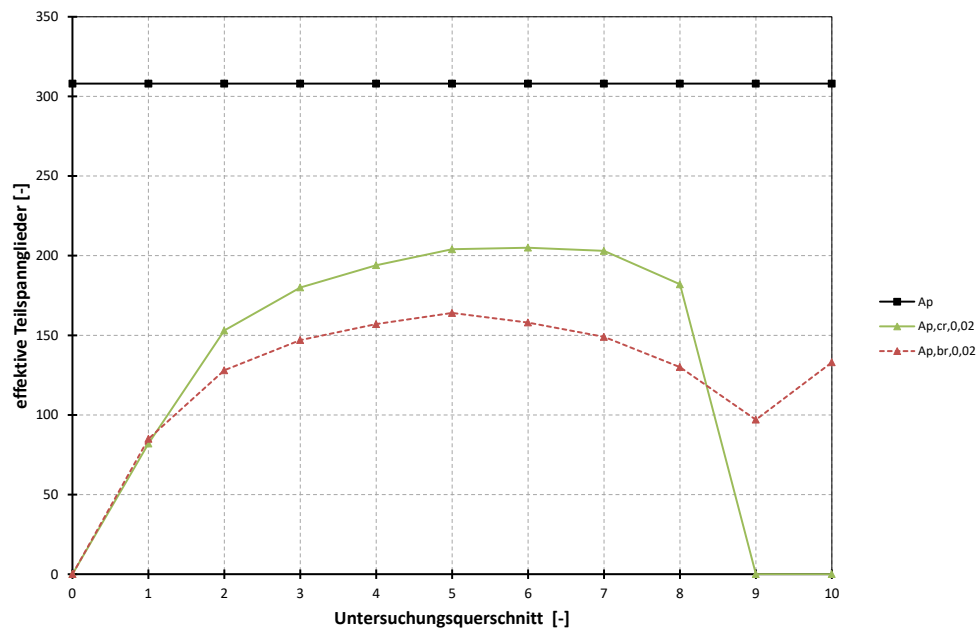


Abbildung 6.24: Ursprüngliche Spanngliedanzahl (schwarz), Restspanngliedanzahl bei Rissbildung (grün) und erforderliche Restspanngliedanzahl zur Sicherstellung der Resttragfähigkeit (rot) – Korrelationsfaktor 1/44 (drahtweise)

Die Ergebnisse der Auftretenswahrscheinlichkeit eines Versagens ohne AKV in Abhängigkeit des Korrelationsfaktors sind in Tabelle 6.4 zusammengefasst. Zusätzlich sind die Ergebnisse des vereinfachten Verfahrens nach [BMVBS2011a] angegeben. Hierbei wurde in Abweichung zum vereinfachten Verfahren die Anzahl der effektiven Teilspannglieder in die Gleichung nach [BMVBS2011a] eingesetzt. Die logarithmischen Werte wurden zur besseren Vergleichbarkeit mit den Ergebnissen des stochastischen Verfahrens umgerechnet.

Tabelle 6.4: Auftretenswahrscheinlichkeit eines Versagens ohne AKV in Abhängigkeit des Korrelationsfaktors

Korrelationsfaktor	Auftrittswahrscheinlichkeit eines Versagens ohne AKV	
	stochastisches Verfahren (MCS)	vereinfachtes Verfahren ([BMVBS2011a])
1,0	$2,3 \cdot 10^{-3}$	$4,7 \cdot 10^{-6}$
0,5	$2,2 \cdot 10^{-3}$	$1,8 \cdot 10^{-5}$
0,2	$2,1 \cdot 10^{-4}$	$1,2 \cdot 10^{-6}$
0,1	$5,5 \cdot 10^{-6}$	$1,4 \cdot 10^{-7}$
0,02	0	$2,6 \cdot 10^{-8}$

Es zeigt sich im stochastischen Verfahren eine signifikante Abnahme der Auftretenswahrscheinlichkeit eines Versagens ohne AKV mit abnehmendem Korrelationsfaktor. Eine drahtweise Betrachtung liefert für das betrachtete System die geringste Auftretenswahrscheinlichkeit. Dies lässt sich analog zu den theoretischen Betrachtungen in Kapitel 6.5.2 begründen. Für das stochastische Verfahren ist der Abstand von der ursprünglichen Spannstahlmenge bis zum Eintreten eines Ereignisses (hier: AKV) von Bedeutung – je geringer der Abstand, desto wahrscheinlicher ist das Eintreten des Ereignisses mit weniger notwendigen Spannstahlbrüchen (also größerer Restspannstahlfläche). Bei einer Verringerung des Korrelationsfaktors erhöht sich die Anzahl an benötigten Brüchen bis zum Eintreten eines Ereignisses.

Bei Anwendung des vereinfachten Verfahrens mit effektiven Teilspanngliedern als Eingangswerte kann man erkennen, dass sich bei einer starken Korrelation, also wenigen effektiven Teilspanngliedern, die Rundung der Restspanngliedanzahlen stark auswirkt. So ergibt sich bei einem Korrelationsfaktor von 0,5 eine größere Auftretenswahrscheinlichkeit eines Versagens ohne AKV als beim Ansatz ganzer Spannglieder. Generell ist hierbei jedoch, wie auch beim stochastischen Verfahren, eine Abnahme der Auftretenswahrscheinlichkeit mit abnehmendem Korrelationsfaktor gegeben. Es sei hier nochmal explizit erwähnt, dass die Geradengleichung des vereinfachten Verfahrens für ganze Spannglieder ermittelt wurde und daher für den Ansatz mit effektiven Teilspanngliedern eine neue Geradengleichung definiert werden müsste.

6.9.3 Zusammenfassung der Ergebnisse

In den querschnittswisen Nachweis der SpRK-Gefährdung geht die Rundung auf effektive Teilspannglieder und somit eine Korrelation von Spanndrahtbrüchen nicht ein, da nur der reine Zahlenwert der Restspannstahlflächen betrachtet wird. Das Ergebnis bleibt unabhängig von einem Korrelationsfaktor unverändert.

Das vereinfachte stochastische Verfahren basiert auf einer in [Lingemann2010] ermittelten Geradengleichung, deren Eingangswerte auf ganzen Spanngliedern basiert. Um eine Korrelation ungleich dem verwendeten Faktor von 0,2 anzusetzen, müsste diese Gleichung neu aufgestellt werden. Die in Kapitel 6.9.2 berechneten Wahrscheinlichkeiten sind daher nicht mit denen des stochastischen Verfahrens vergleichbar. Nichtsdestotrotz hat die Parameterstudie in Kapitel 6.9.2 gezeigt, dass eine geringere Korrelation zu einer geringeren Auftretenswahrscheinlichkeit eines Versagens ohne AKV führt.

Wie bereits in [Wilhelm2014] vorgeschlagen, ist das Vorgehen von Bauwerksuntersuchungen bzw. -behebungen zu systematisieren. Die exakte Ermittlung der Lage von Spanndrahtbrüchen bzw. -anrissen würde es ermöglichen, einen realitätsnahen Korrelationsfaktor abzuleiten.

Die Berechnung der SpRK-Gefährdung mit einem neu festgelegten Korrelationsfaktor könnte direkt mit dem stochastischen Verfahren umgesetzt werden. Es ist jedoch zu beachten, dass die Rundung auf effektive Teilspannglieder auch eine gewisse Sicherheit bietet. Mit dem aktuellen Vorgehen wird die Restspannstahlfläche bei Rissbildung auf das Fünftel eines Spanngliedes auf- und die erforderliche Restspannstahlfläche zur Sicherstellung der Resttragfähigkeit abgerundet. Somit ist die Differenz und folglich der Sicherheitspuffer zwischen Ankündigungsverhalten und Versagen mindestens 20 % eines Spanngliedes.

6.10 Lokales Monitoring von Querschnitten ohne Ankündigungsverhalten

6.10.1 Zielsetzung und Ansatz

In den vorhergehenden Kapiteln wurde der Nachweis der SpRK-Gefährdung auf Basis äußerer Einwirkungen bzw. das Nachweiskonzept betreffend diskutiert. Das Ergebnis des Nachweises ist entweder die weitere Nutzbarkeit des Bauwerks oder das Risiko eines Versagens ohne vorheriges Ankündigungsverhalten. Sollte kein ausreichendes Ankündigungsverhalten vorliegen, empfiehlt die HA-SpRK [BMVBS2011a] drei Optionen:

- Ersatzneubau,
- Verstärkungs- und Instandsetzungsmaßnahmen bzw.
- Materialuntersuchungen und ggf. Abstufung der Brückenklasse.

Die ersten beiden Optionen können sehr kostenintensiv sein. Auch der Umfang repräsentativer Materialuntersuchungen kann sehr hoch sein. Aufgrund der lokal sehr stark streuenden und chargenabhängigen Materialeigenschaften des Spannstahls ist nach Meinung des Autors eine Materialuntersuchung an drei Stellen des Gesamtbauwerks nach Anlage 4 der „Handlungsanweisung Spannungsrissskorrosion“ nicht ausreichend (vgl. auch [Scheel2006]). Als Alternative zu Materialuntersuchungen des Spannstahls wird im Folgenden der Einsatz von Monitoringmaßnahmen diskutiert. In der Regel liegt bei Brückenbauwerken im Feldbereich ein AKV vor, so bietet sich der Einsatz eines lokalen Monitorings gezielt in den Bereichen ohne AKV, z.B. den Stützbereichen bzw. in den Momentenullpunkten, an. Lokale Monitoringmaßnahmen sind sowohl in der Installation, Durchführung als auch in der Wartung und Datenanalyse gegenüber globalen Monitoringmaßnahmen kostengünstiger.

Ziel ist hierbei nicht die zeitdiskrete Erfassung des Ist-Zustandes, sondern die Registrierung einer Zustandsänderung, wie z.B. dem Fortschreiten der SpRK durch Drahtbrüche.

In Untersuchungsquerschnitten ohne AKV sollte durch gezieltes Monitoring eine Ankündigung vor einem Versagen erreicht werden.

Die Ergebnisse des durch Monitoring modifizierten Gesamtsystems können mittels des stochastischen Verfahrens (Monte-Carlo-Simulation für sukzessiven Spannstahlausfall) bewertet werden. Im nächsten Abschnitt erfolgt eine Parametervariation mit der Annahme, dass mittels Monitorings in diskreten Nachweisquerschnitten ein AKV sichergestellt werden kann. Die Eignung einzelner Monitoringverfahren wird kurz in Kapitel 6.10.3 diskutiert.

6.10.2 Parametervariation

In dieser Parameterstudie wird der Einfluss eines lokalen Monitorings an diskreten Untersuchungsquerschnitten, welche ursprünglich kein AKV aufweisen, untersucht. Es wird die Annahme getroffen, dass das eingesetzte Monitoring zu einem AKV führt. In der Parametervariation wird dies durch eine Erhöhung der Restspanngliedanzahl bei Rissbildung auf ein effektives Teilspannglied über die für eine ausreichende Restsicherheit erforderliche Spanngliedanzahl umgesetzt.

Als Ausgangsbasis der Parametervariation dienen die Ersatzsysteme aus Kapitel 6.5.3, vgl. auch Anhang A.1. Gegenüber Kapitel 6.5.3 wird nach im Folgenden beschriebenen Prinzip an den jeweils kritischsten Untersuchungsquerschnitten ein AKV durch Monitoring angenommen. Die Anzahl an Querschnitten mit Monitoring wird sukzessive erhöht bis jeweils nur ein Querschnitt ohne AKV verbleibt. Wird der letzte Querschnitt ohne AKV durch Monitoring zu einem mit Ankündigung, ist die Auftretenswahrscheinlichkeit ohne vorheriges AKV null. Exemplarisch ist das Ersatzsystem 3-12-104 dargestellt. Die Anordnung der Querschnitte mit bzw. ohne AKV im Gesamtsystem ist für das stochastische Verfahren irrelevant.

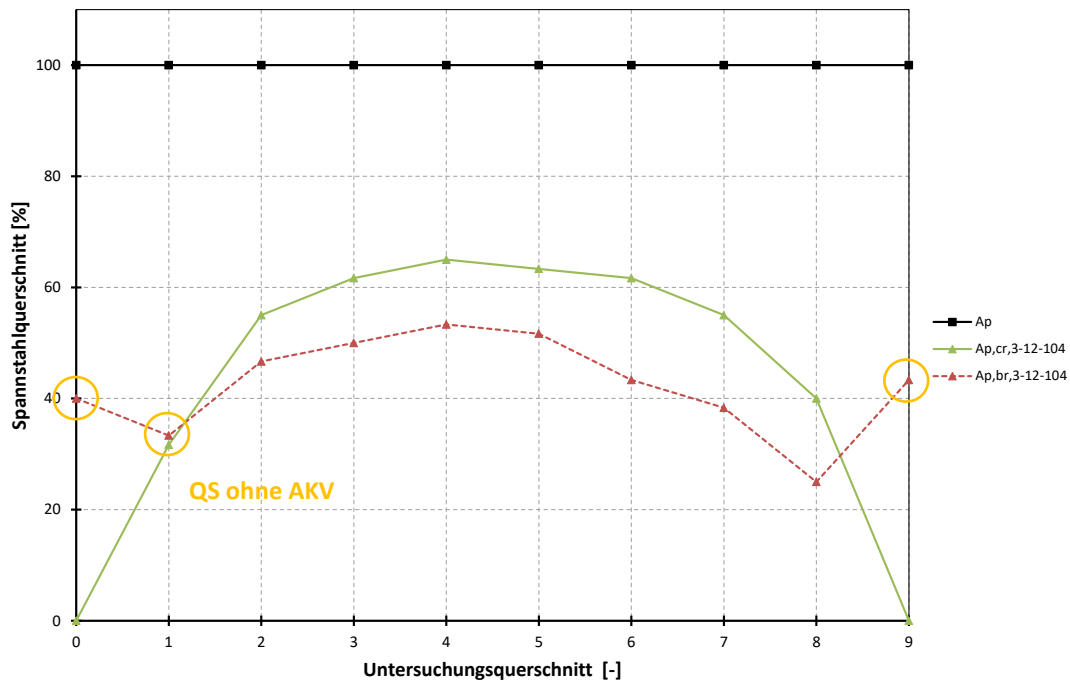


Abbildung 6.25: Ursprünglicher Spannstahlquerschnitt (schwarz), Spannstahlquerschnitt bei Rissbildung (grün) und Spannstahlquerschnitt für Resttragfähigkeit (rot) in Prozent

In Abbildung 6.25 weisen die Querschnitte 0, 1 und 9 kein Ankündigungsverhalten auf. In der nachfolgenden Untersuchung wird zuerst in Querschnitt 9 ein AKV angenommen und anschließend in Querschnitt 0. Um den Einfluss eines lokalen Monitorings zu erläutern wurde das Ersatzsystem 3-12-104 derart ausgelegt, dass eine Auftretenswahrscheinlichkeit eines Versagens ohne AKV mit einer Wahrscheinlichkeit von $5,1 \cdot 10^{-4}$ eintritt. Dies entspricht in etwa dem Grenzwert für ein als kritisch zu betrachtendes Bauwerk gemäß „Handlungsanweisung Spannungsrissskorrosion“. Hierfür wurde mit QS 0 ein weiterer Querschnitt ohne AKV eingeführt. Wird im Querschnitt 9 ein AKV angenommen und wiederum das stochastische Verfahren zur Beurteilung der SpRK-Gefährdung angewendet, ergibt sich eine Wahrscheinlichkeit von $5,1 \cdot 10^{-5}$. Die Wahrscheinlichkeit eines unangekündigten Versagens reduziert sich signifikant. Nimmt man zusätzlich in QS 0 ein AKV an, es verbleibt lediglich in QS 1 ein Bereich ohne AKV, reduziert sich die Wahrscheinlichkeit eines Versagens ohne AKV auf einen Wert gegen null.

Dieses Beispiel zeigt die Möglichkeiten durch gezieltes lokales Monitoring auf. Eine tabellarische Zusammenstellung weiterer Beispiele an den Ersatzsystemen aus Kapitel 6.5.3 ist im Anhang A.4 gegeben. Die Bezeichnung der Systeme ist analog zu Kapitel 6.5.3, ergänzt um die Anzahl der Querschnitte mit Monitoring. So steht die letzte Ziffer „1“ der Bezeichnung 3-12-104-1 für die Ausstattung eines Querschnittes mit einem

Monitoringsystem, welches den Übergang eines QS ohne AKV zu einem mit Versagensankündigung sicherstellt. Im folgenden Abschnitt werden die Anwendungsmöglichkeiten unterschiedliche Monitoringverfahren zur Überwachung von SpRK kurz diskutiert. Ein Fazit zum Einsatz von Monitoring zu Bewertung der SpRK-Gefährdung in Brückenlängsrichtung wird in Kapitel 6.10.4 gezogen.

6.10.3 Monitoringverfahren und Methoden zur Materialuntersuchung

Kategorisierung

Das breite Spektrum messtechnischer Verfahren bietet sehr viele unterschiedliche Möglichkeiten zur Beurteilung des IST-Zustandes (Materialuntersuchung) bzw. eines Schadensfortschrittes an Bestandsbauwerken (Monitoring). In diesem Kapitel wird die Einsatzmöglichkeit verschiedener Verfahren als Hilfsmittel zur Beurteilung von SpRK-gefährdeten Brücken diskutiert. Ein darüberhinausgehender Überblick über Monitoring von Betonbrücken kann [Bergmeister & Wendner2010], [Peil2003] und [Siegert et al.2015] entnommen werden.

Ein primäres Unterscheidungsmerkmal einzelner Untersuchungsverfahren ist die örtliche Lage des Untersuchungsgegenstandes. Sowohl eine Materialuntersuchung als auch eine Monitoringmaßnahme können lokal an einem diskreten Ort am Bauwerk oder global, das gesamte Bauwerk abdeckend, konzipiert werden. Nach [Siegert et al.2015] können beide Optionen eine Verbesserung der Detektionswahrscheinlichkeit des Schadensfortschritts durch SpRK ermöglichen. Neben dem Ort sind der Zeitpunkt und die Dauer der Untersuchung bzw. Messung ein wichtiges Kriterium. Eine Messung kann der einmaligen Evaluierung des IST-Zustandes dienen, zeitdiskret periodisch (z.B. Bauwerksprüfung nach [DIN 1076:1999-11]) oder quasi-kontinuierlich als festinstalliertes Monitoring erfolgen. Die Methodik der Untersuchung kann sowohl zerstörend als auch zerstörungsfrei (bzw. minimalinvasiv) sein.

Neben diesen Kriterien, die das Vorgehen beschreiben, gibt es noch die Unterscheidungsmöglichkeit hinsichtlich des Untersuchungsgegenstandes. Das Objekt der Untersuchung kann der Spannstahl selbst (direkt) oder ein indirektes Merkmal sein, z.B. Risse an der Betonoberfläche hervorgerufen durch Spannstahlbrüche. Am Spannstahl ist hinsichtlich des betrachteten Merkmals zwischen der Identifikation von Anrissen an der Stahloberfläche als Indikator für eine erhöhte Gefährdung künftiger Drahtbrüche bzw. den Spannstahl durchtrennende Brüche zu unterscheiden.

Abschließend müssen die jeweiligen Untersuchungen den Randbedingungen zugeordnet werden. In erster Linie ist hierbei die Belastung zum Zeitpunkt der Untersuchung ausschlaggebend. Die Belastung setzt sich primär aus der Temperatur (Temperaturgradient

über den Querschnitt) und der Verkehrsbelastung zusammen. Im Zusammenhang mit der „Handlungsanweisung Spannungsrissskorrosion“ sind hier die häufige und seltene Einwirkungskombination von Bedeutung. Eine messtechnische Untersuchung kann jedoch auch unter einer definierten Probelastung erfolgen. An dieser Stelle sei darauf hingewiesen, dass viele Schadensmerkmale nach Auftreten dauerhaft erkennbar bleiben. Dies gilt nicht nur für Drahtbrüche (mit entsprechenden Untersuchungsmethoden), sondern auch für mehrmals geöffnete Risse im Beton bei einer visuellen Kontrolle. Die Durchführung von intermittierenden Probelastungen liefert eine Aussage über den Schädigungsgrad. Wird bei einer definierten Last keine Rissbildung an der Betonoberfläche erkannt, kann der minimal vorhandene Restquerschnitt der Vorspannung in guter Näherung berechnet werden. In Brückenlängsrichtung ist das Aufbringen einer derartigen Belastung sehr aufwändig, da die relevanten Schnittgrößen nicht durch eine lokale Last, sondern nur durch feldweise flächig und lokal aufgebraute Belastungen erreicht werden können.

In nachfolgender Matrix sind unterschiedliche Mess- bzw. Monitoringverfahren nach den Kriterien „örtliche Lage“ (lokal / global) und der „Zeit“ (IST-Zustand / Schadensfortschritt) zugeordnet. Auf die Funktionsweise der einzelnen Verfahren wird an dieser Stelle nicht weiter eingegangen, weiterführende Informationen können u.a. [Siegert et al.2015] und [Holst et al.2007] und den darin aufgeführten Literaturquellen entnommen werden.

Tabelle 6.5: Monitoringverfahren und Untersuchungsmethoden (bzw. Untersuchungsparameter)

		Ort	
		lokal	global
Zeit	IST-Zustand	<ul style="list-style-type: none"> - Magnetpulververfahren (Anrisse am Spannstahl) - Entnahme einer Stahlprobe (Materialkennwerte Spannstahl) - Visuelle Inspektion (Risse an der Betonoberfläche) 	<ul style="list-style-type: none"> - ferromagnetische Verfahren (Remanenzmagnetismusverfahren; Magnetische Streufeldmessung) (Brüche des Spannstahls) - Visuelle Inspektion (Risse an der Betonoberfläche) - Eigenfrequenzmessung (Steifigkeit des Überbaus)
	Schadensfortschritt	<ul style="list-style-type: none"> - Schallemissionsanalyse (Brüche des Spannstahls) - Dehnungsmessung lokal (DMS) (Beton-/Stahldehnung) - Induktive Wegaufnehmer; Schwingsaitenaufnehmer (Verformungen) - Fotogrammetrische Verfahren (Verformungen/Dehnungen) - Elektrochemisches Rauschen (Korrosion des Spannstahls) - Tachymeter (Verformungen) 	<ul style="list-style-type: none"> - Schallemissionsanalyse (Brüche des Spannstahls) - Dehnungsmessung quasi-kontinuierlich (Faseroptische Sensoren) (Beton-/Stahldehnungen) - Elektrochemisches Rauschen (Korrosion des Spannstahls) [König & Fehling1998] - Tachymeter (Verformungen) - Eigenfrequenzmessung (Steifigkeit des Überbaus)

Einzelne Monitoringverfahren und Untersuchungsmethoden werden im Folgenden kurz diskutiert.

IST-Zustandsaufnahme

Das Vorgehen bei einer Bauwerksprüfung entspricht einer indirekten IST-Zustandsaufnahme. Die visuelle Inspektion der Betonoberfläche mit Fokus auf eine Rissbildung geht von einer lokalen Untersuchung bis zu einer vollumfänglichen (globalen) Betrachtung. Dieses Vorgehen ist für eine klassische Bewertung nach dem „Riss-vor-Bruch“-Kriterium der „Handlungsanweisung Spannungsrissskorrosion“ ausreichend. In nicht einsehbaren Bereichen, in Querschnitten ohne Ankündigungsverfahren bzw. als genauere Untersuchungsmöglichkeit hat sich für die direkte Aufnahme des IST-Zustands des Spannstahls das Remanenzmagnetismusverfahren als praxistauglich, wenn auch kostenintensiv, herausgestellt. Insbesondere in Brückenquerrichtung wurde dieses Verfahren erfolgreich zur flächigen Spannstahlbruchortung eingesetzt (vgl. [Hillemeier2012] und [Walther2012]). Eine Detektion ist je nach Randbedingungen bis zu einer Tiefe von 30 cm im Beton möglich [Hillemeier & Walther2011].

Messung der Eigenfrequenz bzw. der Verformung

Globale Messungen der Eigenfrequenz bzw. der Verformung erweisen sich nach [Wölfel1992] als in der Regel ungeeignet, um Spannstahlbrüche frühzeitig zu detektieren. Grund hierfür ist die geringfügige Änderung der Steifigkeit der Überbauten durch Spannstahlbrüche, da die überwiegend betroffenen ovalen, gerippten Spanndrähte sehr gute Verbundeigenschaften und somit sehr kurze Verankerungslängen haben. In [Bolle et al.2017] konnte der Nachweis des „Riss-vor-Bruch“-Kriteriums mit Zuhilfenahme von Inklinometern geführt werden. Ist kein Ankündigungsverhalten zu erwarten, ist eine Messung der Eigenfrequenz bzw. von Verformungen nicht ausreichend, um das Bauwerk ohne zusätzliche Maßnahmen weiter zu nutzen.

Quasi-kontinuierliche Dehnungsmessung

Das Monitoring des Schadensfortschrittes kann durch die messtechnische Erfassung von Dehnungsänderungen bzw. das Entstehen von Rissen an der Betonoberfläche gegenüber einer rein visuellen Inspektion verbessert werden. Hierfür eignet sich hochauflösende faseroptische Sensorik, die in den relevanten Bereichen des Bauwerks quasi-kontinuierlich Dehnungen aufzeichnen kann [Wild et al.2014]. Die Sensorfaser verbessert die Sensibilität der registrierbaren Dehnungsänderungen und ist theoretisch auch in Querschnitten ohne AKV applizierbar. Die ansetzbare Restspanngliedanzahl bei einer beginnenden „Rissbildung“ an der Betonoberfläche vergrößert sich aufgrund der erhöhten Sensibilität der Detektierbarkeit. Das „Riss-vor-Bruch“-Kriterium kann mit adaptierten Restspanngliedanzahlen angewendet werden.

Lokale Probennahme

Geht man davon aus, dass sich der Prozess der Spannungsrissskorrosion bei gleichbleibenden Randbedingungen nicht verändert, kann eine lokale Begutachtung des IST-Zustandes durch eine Probennahme bzw. Untersuchung mittels Magnetpulververfahren sinnvoll sein. Aufgrund der großen lokalen Unterschiede der SpRK-Gefährdung des Spannstahls innerhalb einer Produktionscharge und der Chargenabhängigkeit der Gefährdung ist eine Beurteilung auf Basis von Materialproben nach Meinung des Autors lediglich in lokal stark eingeschränkten Bereichen möglich. Die Probennahme sollte in repräsentativer Anzahl in den Querschnitten ohne AKV erfolgen. Um eine zerstörende Untersuchung zu verhindern, wird empfohlen, nach Möglichkeit nur den Spannstahl freizulegen und diesen per Magnetpulververfahren zu untersuchen.

Schallemissionsanalyse

Wurde in Querschnitten ohne AKV der IST-Zustand ermittelt, kann über lokal bzw. global einsetzbare Monitoringsysteme der Schadensfortschritt registriert werden. Hier ist insbesondere die Schallemissionsanalyse als geeignete Methode zu nennen [Fricker2010]. Der theoretische Hintergrund der Wellenausbreitung von Bruchsignalen in Stahlbeton ist in [Köppel 2002] und [Schechinger 2006] ausführlich beschrieben. Diese ermöglicht, das akustische Signal eines Drahtbruches über eine Länge von ca. 6 m in verpressten bzw. 10 m in unverpressten Hüllrohren zu registrieren [Paulson et al.2001]. Bei diesem passiven Verfahren ist keine externe Anregung erforderlich, es wird direkt das Bruchsignal registriert [Bergmeister & Wörner2004]. In [Schacht et al.2019] wird die Eignung des SEA-Verfahrens zur direkten Erfassung von Spanndrahtbrüchen an einer Bestandsbrücke bestätigt.

Zusammenfassung und Fazit

Die vollumfängliche Kenntnis des IST-Zustandes in Verbindung mit einem globalen quasi-kontinuierlichen Monitoring von Zustandsveränderungen würde die größtmögliche Sicherheit bieten. Dies wäre jedoch mit einem nicht vertretbaren finanziellen Aufwand verbunden. Die Auswahl geeigneter Parameter und darauf aufbauend geeigneter Untersuchungsmethoden ist daher unabdingbar. Hier wird auf den Nachweis in Brückenlängsrichtung eingegangen. Die Brückenquerrichtung wird in Kapitel 7.6 behandelt.

Die Parameterstudien der voranstehenden Kapitel haben gezeigt, dass häufig nur in wenigen Querschnitten kein Ankündigungsverhalten vorliegt. Dabei handelt es sich größtenteils um aus statischer Sicht weniger kritische Querschnitte im Bereich der Momentennullpunkte und Querschnitte, an denen die Zugspannungen aufweisende Betonoberfläche nicht eingesehen werden kann. Für diese lokal begrenzten Bereiche muss ein Versagen ohne Vorankündigung durch ein Monitoring ausgeschlossen werden. Ein

mögliches Vorgehen besteht aus den Schritten „Feststellen des IST-Zustandes“ und „Überwachung des Schadensfortschrittes“ mit geeigneten Methoden, z.B. aus Tabelle 6.5.

Derartige Überwachungssysteme entsprechen einem Teilaspekt des Konzeptansatzes einer „Intelligenten Brücke“ (vgl. [Borrmann et al.2014]), welche basierend auf Messwerten eine Rückmeldung zum Zustand der Struktur liefert.

Zusammenfassend wird empfohlen, den IST-Zustand über ein lokales Öffnen im kritischen Bereich festzustellen. Sind keine Anrisse vorhanden, kann durch einen Korrosionsexperten eine Beurteilung der Randbedingungen und der zukünftigen SpRK-Gefährdung getroffen werden. Werden Anrisse bzw. Spannstahlbrüche registriert, wird ein Monitoring des weiteren Schadensfortschrittes empfohlen. Alternativ könnte direkt, ohne initiale Überprüfung des IST-Zustandes, ein SEA-Monitoring angebracht werden und die lokale Materialuntersuchung bei den ersten akustischen Signalen, die auf einen Spannstahlbruch hindeuten, durchgeführt werden. Grundsätzlich wird eine Kombination der beiden Verfahren empfohlen (vgl. Vorgehen nach Abbildung 6.26).

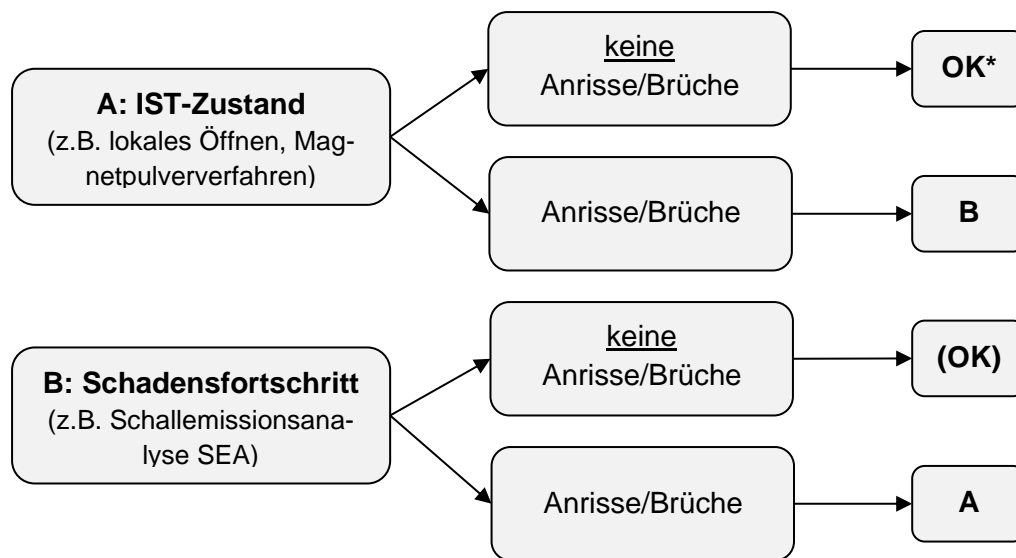


Abbildung 6.26: Empfohlenes Vorgehen zur lokalen Beurteilung der SpRK-Gefährdung (*Beurteilung durch einen Korrosionsexperten)

Sollte der Großteil der Untersuchungsquerschnitte kein AKV aufweisen, ist die Möglichkeit eines globalen Monitorings, z.B. über eine arraybasierte Schallemissionsanalyse (vgl. [Grosse & Schumacher2013] und [McLaskey et al.2010]), in Erwägung zu ziehen. In die-sen Ausnahmefällen sind jedoch die Konstruktion und die Belastung kritisch zu betrach-ten. Gegebenenfalls sind die hohen Kosten für bauliche Verstärkungsmaßnahmen oder einen Ersatzneubau in diesen Ausnahmefällen gerechtfertigt.

6.10.4 Zusammenfassung

Die rein querschnittsweise Betrachtung von SpRK-gefährdeten Brücken gemäß den „Empfehlungen zur Überprüfung und Beurteilung von Brückenbauwerken“ [BMV1993a] führt gerade in gering belasteten Bereichen nahe dem Momentennullpunkt bzw. in nicht einsehbaren Bereichen (z.B. im Stützbereich) zu einem negativen Ergebnis. In diesen Bereichen kann häufig keine Vorankündigung eines Versagens nachgewiesen werden. Die Bewertung des Gesamtsystems ist negativ, obwohl in den am stärksten beanspruchten Bereichen (Feldmitte) sowohl ein tragfähiges System als auch ein Ankündigungsverhalten vorliegen. Aus diesem Grund wurde im Jahr 2011 die neue „Handlungsanweisung Spannungsrissskorrosion“ [BMVBS2011a] und damit verbunden eine systembezogene Bewertungsmethode („Nachweis auf Systemebene“) eingeführt. Damit wurde ein Schwachpunkt des Nachweises rein auf Querschnittsebene teilweise behoben.

Das Beispiel in Kapitel 6.10.2 bzw. die weiteren Beispiele in Anhang A.4 zeigen, dass weiterhin aufgrund einzelner Querschnitte, die gering belastet bzw. nicht einsehbar sind, mit dem stochastischen Verfahren auf Systemebene z.T. eine SpRK-Gefährdung nicht ausgeschlossen werden kann. Bereits der Einsatz eines Monitoringsystems in einem kritischen Querschnitt kann ausreichen, um eine SpRK-Gefährdung auf Systemebene auszuschließen.

Die Parametervariation in Kapitel 6.10.2 basiert auf einer MCS (stochastisches Verfahren) unter Berücksichtigung aller Querschnitte. In das vereinfachte Verfahren geht gemäß Kapitel 5.2 lediglich der kritische Querschnitt mit der maximal erforderlichen Restspanngliedanzahl zum Nachweis einer ausreichenden Restsicherheit ein. Deshalb kann ein Monitoring in Kombination mit dem vereinfachten Verfahren ein deutlich verbessertes Ergebnis bringen, insbesondere, wenn der kritische Querschnitt eine deutlich höhere Restspanngliedanzahl aufweist als der nachfolgende Querschnitt. Es wird dennoch empfohlen, nicht ohne eine Beurteilung der SpRK-Gefährdung durch das stochastische Verfahren, mit einer gegenüber dem vereinfachten Verfahren größeren Aussagegenauigkeit, in ein Monitoring zu investieren.

In [Albertin-Hummel & Brandt2007] wird vorgeschlagen, in kritischen Querschnitten eine lokale Verstärkung durchzuführen, um ein Ankündigungsverhalten zu erhalten. Dies kann als Alternative bzw. Ergänzung zu einem lokalen Monitoring erfolgen. Es ist jedoch zu beachten, dass insbesondere in gering belasteten Bereichen (z.B. den Momentennullpunkten), in denen für ein Versagen sehr viele Spannstahlbrüche vorliegen müssen, umfangreiche Verstärkungsmaßnahmen erforderlich wären. Je nach Bauwerk ist hierbei der z.T. hohe wirtschaftliche Aufwand einer baulichen Maßnahme nicht gerechtfertigt.

6.11 Bewertung der untersuchten Aspekte (Brückenlängsrichtung)

In den voranstehenden Kapiteln 6.5 bis 6.10 wurden verschiedene Einflussfaktoren für die Beurteilung der SpRK-Gefährdung diskutiert. Neben den unterschiedlichen Aspekten wurden drei Methoden der Nachweisführung untersucht:

- Querschnittsweises Verfahren,
- Vereinfachtes stochastisches Verfahren und
- Stochastisches Verfahren.

Für das querschnittsweise Verfahren kann als Fazit festgehalten werden, dass in einer Vielzahl der herkömmlichen Brückenkonstruktionen, unter Ansatz der empfohlenen Diskretisierung in gleichverteilte Untersuchungsquerschnitte in den Zehntelpunkten, Querschnitte ohne ausreichendes Ankündigungsverhalten vorliegen. Mit dem querschnittsweisen Verfahren kann folglich i.d.R. kein positiver Nachweis eines AKVs geführt werden. Dies führte zur Ergänzung der „Handlungsanweisung Spannungsrissskorrosion“ um ein stochastisches Verfahren im Jahr 2011.

Das vereinfachte stochastische Verfahren basiert auf einem linearen Ansatz aus einer Parameterstudie in [Lingemann2010] und liefert überwiegend konservative Ergebnisse. Dies lässt sich durch den Ansatz einer vollen Korrelation der Drahtbrüche eines Spanngliedes in der zugrundeliegenden Parameterstudie begründen.

Für eine objektspezifisch optimierte Beurteilung einer SpRK-Gefährdung mit Berücksichtigung der untersuchten Einflussfaktoren aus den Kapiteln 6.5 bis 6.10 sollte das stochastische Verfahren in Verbindung mit einer MCS verwendet werden. Durch die Berücksichtigung einer möglichen Korrelation von Drahtbrüchen und der Simulation eines sukzessiven Spannstahlausfalls wird eine gegenüber dem vereinfachten Verfahren signifikant erhöhte Genauigkeit in der Ermittlung der Auftretenswahrscheinlichkeit eines Versagens ohne AKV erzielt. Das nachfolgende Fazit bezieht sich demzufolge auf das stochastische Verfahren.

Seitens der Einwirkung wurden der Einfluss der absoluten Verkehrsbelastung und der angesetzte Verkehrslastanteil bei der Ermittlung der Restspannstahlfläche bei Rissbildung untersucht. Da die absolute Verkehrsbelastung sowohl in die Ermittlung der Restspannstahlfläche bei Rissbildung als auch in den Nachweis der Resttragfähigkeit eingeht, ist deren Einfluss auf die Beurteilung der SpRK-Gefährdung in einem realistisch auftretenden Verkehrslastbereich sehr gering. Der Ansatz eines erhöhten Anteils der Verkehrslast bei der Ermittlung des Erstrisses im Beton geht hingegen nur in die erste Stufe des zweistufigen Nachweises ein und führt folglich zu einem deutlich verbessertem Ankündigungs-

verhaltens eines Versagens. Ein gegebenenfalls vorliegender objektabhängiger Verkehrs-
lastanteil über 50 % sollte daher im Nachweis berücksichtigt werden.

Die Anzahl an Nachweisquerschnitten hat zudem einen großen Einfluss auf das Ergebnis
des stochastischen Verfahrens. Je mehr Querschnitte als Basis für die Simulation von
Drahtbrüchen in üblichen Brückensystemen berücksichtigt werden, desto geringer ist die
Aufretenswahrscheinlichkeit eines Versagens ohne AKV. Da der Spannstahl erst im Ab-
stand der Verankerungslänge zu einem Bruch statisch wieder voll angesetzt werden kann,
sollte der Abstand der Untersuchungsquerschnitte die Verankerungslänge nicht unter-
schreiten. Bei langen Untersuchungsbereichen wird empfohlen, den Abstand der Untersu-
chungsquerschnitte mit 2,5 m festzulegen, da dies in etwa der Verankerungslänge eines
komplett gebrochenen üblichen Spanngliedes entspricht. Bei kurzen Untersuchungsberei-
chen sollen weiterhin die Zehntelpunkte verwendet werden.

Eine Reduktion des Moments aus dem statisch unbestimmten Anteil der Vorspannung hat
bei einer hohen mittleren Ausfallquote bei Eintreten des ersten Ereignisses (AKV bzw.
Bruch) einen nicht zu vernachlässigenden Einfluss auf die Berechnung der Auftretens-
wahrscheinlichkeit eines Versagens ohne AKV auf Systemebene. Realitätsnähere Ergeb-
nisse bedürfen daher einer pauschalen bzw. iterativen Abminderung des statisch unbe-
stimmten Moments aus Vorspannung. Das Vorgehen gemäß HA-SpRK [BMVBS2011a]
hat sich jedoch mit dem gewählten Verfahren und dem zugehörigen Grenzwert von 10^{-4}
bewehrt. Die Nichtberücksichtigung der Reduktion des statisch unbestimmten Anteils der
Vorspannung kann durch eine nicht ausgenutzte Momentenumlagerung zumindest teil-
weise kompensiert werden.

Ein Ablaufschema für die Berücksichtigung der untersuchten Aspekte beim Nachweis der
SpRK-Gefährdung kann Anhang A.5 entnommen werden. Ist keine der aufgeführten
Adaptionen zielführend, wird der Einsatz eines lokalen Monitorings empfohlen.

Neben den untersuchten Aspekten auf der Einwirkungsseite bzw. in der Methodik, ist es
sinnvoll die mechanischen Kennwerte des Betons anhand von Proben zu bestimmen. Ins-
besondere die Betonzugfestigkeit geht direkt in die Berechnung des Ankündigungsverhal-
tens ein und sollte daher bei Beurteilungen nahe dem Grenzwert von 10^{-4} an repräsentati-
ven Proben bestimmt werden.

7 Aspekte zur Beurteilung der Spannungsrissskorrosionsgefährdung in Brückenquerrichtung

7.1 Quervorspannung von Spannbetonbrücken

Eine Vielzahl der Brückenbauwerke wurde in der Vergangenheit und wird auch aktuell mit Querspanngliedern ausgeführt. Überschreiten die Querbeanspruchungen die Tragfähigkeit schlaff bewehrter Brücken, müssen in die Fahrbahnplatte Querspannglieder eingebaut werden. Diese Spannglieder wurden in der Vergangenheit häufig als Drahtspannglieder oder auch als Stabspannglieder mit nachträglichem Verbund ausgebildet. Durch eine oberflächennahe Anordnung (geradlinig bzw. parabelförmig) sind die Querspannglieder – insbesondere in Verbindung mit Abdichtungsmängel bzw. Verpressfehlern – korrosionsgefährdet [Mehlhorn & Curbach2014]. Seit 1999 sind nur noch verbundlose Querspannglieder zugelassen [BMVBS1999]. Diese werden meist als Monolithenspannglieder ausgeführt und haben den Vorteil einer verbesserten Qualitätssicherung durch den werksseitig aufgetragenen Korrosionsschutz durch Fett und die Austauschbarkeit der Monolitzen.

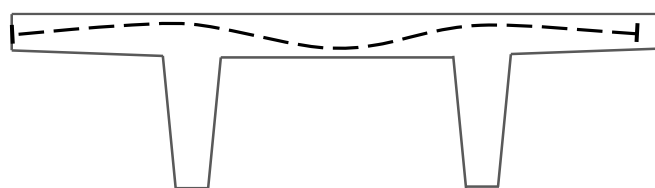


Abbildung 7.1: Exemplarische Anordnung einer Quervorspannung im Brückenquerschnitt

Querspannglieder unterscheiden sich von Längsspanngliedern primär in der Spanngliedlänge. Längsspannglieder sind i.d.R. deutlich länger und weisen deshalb z.T. Spanngliedkopplungen auf. Zudem haben Querspannglieder zumeist einen geringeren Spannstahlquerschnitt, bei Drahtspanngliedern folglich eine geringere Anzahl an Drähten. Neben dem Spannsystem selbst, ist auch die Spanngliedführung unterschiedlich. Bei Querspanngliedern ist der für Längsspannglieder typische parabelförmige Verlauf mit Hoch- und Tiefpunkten weniger stark ausgeprägt. Der limitierende Faktor ist die geringe

Fahrbahnplattendicke. In Brückenlängsrichtung kann die komplette Brückenquerschnittshöhe ausgenutzt werden, um mit der Vorspannung den Momenten der Einwirkungen entgegenzuwirken.

Die drei Grundvoraussetzungen für eine SpRK-Gefährdung gemäß Kapitel 2.2 sind sowohl für die Längs- als auch die Brückenquerrichtung gegeben. In Brückenquerrichtung ist durch die Vorspannung (bzw. auch bereits durch Eigenspannungen) eine ausreichende mechanische Belastung vorhanden, um SpRK nicht ausschließen zu können. Zudem ist das umgebende Medium in Längs- und Querrichtung vergleichbar. Das Hauptkriterium – die Empfindlichkeit des Spannstahls – ist identisch, da für Längs- und Querspannglieder identischer Spannstahl verwendet wird. Folglich ist das Risiko des Auftretens eines Spanndrahtbruches in Brückenlängs- und Brückenquerrichtung direkt übertragbar.

7.2 Lastansatz in Brückenquerrichtung

7.2.1 Lastmodell

Die Beurteilung der SpRK-Gefährdung in Brückenquerrichtung ist – analog zu jeder Bewertung von Bestandsbauwerken hinsichtlich der Tragfähigkeit – von der einwirkenden Verkehrsbelastung abhängig. Neben der Lastgröße hat auch die Positionierung der Last auf dem Bauwerk einen signifikanten Einfluss. In Kapitel 6.4 wurden daher unterschiedliche normative bzw. wissenschaftlich entwickelte Lastansätze erläutert. Nachfolgend wird deren Auswirkung auf das hier erarbeitete Nachweiskonzept diskutiert. Insbesondere, da in Brückenquerrichtung der Anteil der Schnittgrößen aus den veränderlichen Verkehrsbelastungen an den Gesamtschnittgrößen größer ist als in Brückenlängsrichtung.

In Brückenlängsrichtung ist die Belastungssituation stark von der Verkehrszusammensetzung abhängig. Die Wahrscheinlichkeit der Belegung der kompletten Brücke mit vollbeladenen LKW direkt hintereinander ist sehr gering. In Brückenquerrichtung sind schwere Einzelfahrzeuge bzw. die Kombination von mehreren schweren Einzelfahrzeugen ausschlaggebend. In [Freundt & Böning2011] wird daher in Brückenquerrichtung eine Analyse des maximalen Gesamtgewichts bzw. der maximalen Achslast für ein einzelnes bzw. zwei nebeneinanderstehenden Fahrzeuge innerhalb einer definierten Wiederkehrperiode durchgeführt. Dies kann anhand des Auxerre-Verkehrs oder an objektbezogenen Messdaten erfolgen. Eine objektbezogene Datenerhebung kann erheblich von normativen Verkehrslasten abweichen. Dies zeigt die Auswertung der Fahrzeuggesamtgewichte von Sattelkraftfahrzeugen an drei definierten Messstellen (vgl. Abbildung 7.2).

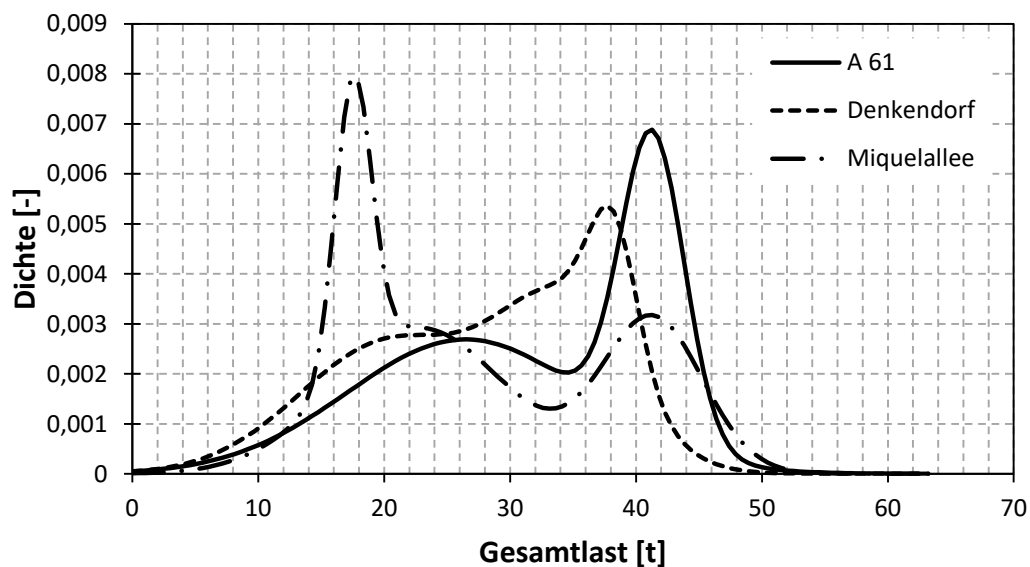


Abbildung 7.2: Relative Häufigkeitsverteilung der Fahrzeuggewichte des Auxerre-Verkehrs im Vergleich zu objektbezogenen Messwerten (nach [Böning2013])

Dem nicht unerheblichen Aufwand einer objektbezogenen Verkehrslastsimulation steht der Vorteil einer spezifisch definierten Einwirkung, die i.d.R. geringer als die normative Verkehrsbelastung ist, gegenüber. Der Schwerverkehr ist hierfür, insbesondere in Brückenquerrichtung, maßgebend.

Die Auswertung von Verkehrslastsimulationen in [Freundt & Böning2011] zeigen, dass mit dem Ansatz der BK60 nach [DIN 1072:1967-11] nahezu alle realistischen Verkehrslastszenarien abgedeckt sind. Vielmehr kann insbesondere für Bauwerke mit geringerer Belastung durch Schwerverkehr eine Nachrechnung unter einem günstigeren Verkehrslastansatz erfolgen [Lingemann & Posset2015]. Auf der sicheren Seite liegend, ist somit der Ansatz der BK60 für die Beurteilung der SpRK-Gefährdung eine hinreichende Näherung. Aus ökonomischer Sicht sollte jedoch vor einer aufwändigen Sanierungsmaßnahme die genauere Ermittlung der einwirkenden Verkehrslast über eine Verkehrsdatenerfassung und nachfolgende Verkehrslastsimulation in Betracht gezogen werden.

7.2.2 Auswirkungen des Lastansatzes auf die Beurteilung der Brückenquerrichtung hinsichtlich Spannungsrissskorrosion

Das nachfolgend erläuterte Vorgehen zur Beurteilung der SpRK-Gefährdung in Brückenquerrichtung kann unabhängig von der einwirkenden Bemessungssituation angewendet werden. Die gewählte Bemessungslast muss jedoch, um ein aussagekräftiges Ergebnis zu erhalten, mindestens der Lastgröße der tatsächlich auftretenden Bemessungssituation entsprechen. Hierbei kann eine Beschränkung möglicher Belastungssituation diskutiert

werden. Durch Gewichtsbeschränkungen, Überholverbote für LKW, die Sperrung von Fahrstreifen bzw. die Verlegung von Schrammborden können verkehrsrechtlich bzw. baulich kritische Bemessungssituationen ausgeschlossen werden, so dass kritische Bereiche z.B. auf den Kragarmen oder mittig zwischen den Stegen geringeren Belastungen ausgesetzt werden. Dies kann dazu führen, dass allein durch die Bewehrung, ohne Ansatz des Spannstahls, die Lasten aufgenommen werden können.

Die Abhängigkeit der Auftretenshäufigkeit der Lastpositionierung, z.B. ist die Laststellung für die häufige Bemessungssituation nicht mit der Positionierung der Last für die seltene Bemessungssituation identisch, ist für das in Kapitel 7.4 erarbeitete Beurteilungskonzept obsolet. Als Indikator für ein Ereignis in Brückenlängsrichtung dient eine Rissbildung oder ein Bruch. In Brückenquerrichtung werden die Restsicherheit, eine theoretische Auftretenswahrscheinlichkeit eines unangekündigten Versagens, jedoch keine Ankündigung durch Rissbildung betrachtet. Es erfolgt kein direkter Vergleich unter einer bestimmten Lastsituation in Längs- bzw. Quertragrichtung. Lediglich die optionale Berücksichtigung eines AKV eines Untersuchungsquerschnittes in Brückenquerrichtung macht hier eine Fallunterscheidung (Restquerschnitt für Rissbildung bzw. erforderlicher Spannstahl für Restsicherheit) erforderlich.

Für genehmigungspflichtigen Schwerverkehr kann objektbezogen eine Beurteilung erfolgen und ggf. eine weniger kritische Fahrspur vorgegeben werden. In den nachfolgenden Betrachtungen wird dieser daher nicht weiter behandelt.

Als Fazit wird in Kapitel 7 auf die Brückenklasse 60 der [DIN 1072:1967-11] zurückgegriffen. Dies entspricht dem Vorgehen nach „Handlungsanweisung Spannungsrisskorrosion“, zugleich bietet die „Nachrechnungsrichtlinie“ die Möglichkeit – wie auch in [Curbach et al.2005] empfohlen – alte Brückenklassen zu verwenden. Außergewöhnliche Einwirkungen gemäß [DIN-FB 101:2009-03] fließen in die Ausarbeitung des Nachweiskonzepts nicht ein. Diese können jederzeit bei der Ermittlung des erforderlichen Restspannstahls (vgl. Kapitel 7.4.4) direkt, ohne Anpassungen der Vorgehensweise, implementiert werden.

7.3 Diskussion von Ankündigungssignalen

7.3.1 Nachweisverfahren gemäß Handlungsanweisung Spannungsrisskorrosion („Riss-vor-Bruch“-Kriterium)

In Kapitel 5.5 wurde die Anwendbarkeit aktueller Regelwerke zur Beurteilung der SpRK-Gefährdung in Brückenquerrichtung diskutiert. Aufgrund der ausgeprägten nicht einsehbaren Bereiche im Zugbereich von Brückenquerschnitten können weder querschnittsweise

noch stochastische Methoden gemäß aktuell gültigen Regelwerken zielführend eingesetzt werden.

In Bereichen, die nicht direkt visuell kontrolliert werden können, könnten Monitoringverfahren eingesetzt werden. Beschränkt man sich hierbei auf die Früherkennung einer Rissbildung in nicht einsehbaren Bereichen ohne eine vorhergehende Untersuchung bzw. Beurteilung, stößt man schnell an wirtschaftliche Grenzen. Man müsste den gesamten nicht einsehbaren Bereich, z.B. unter dem Fahrbahnbelag bzw. der Abdichtung, mit Messsensorik ausstatten. Zielführendere Ansätze zum Monitoring für die Beurteilung der SpRK-Gefährdung in Brückenquerrichtung werden in Kapitel 7.6 diskutiert.

7.3.2 Versagensankündigung durch Verformung

Neben einer Rissbildung kann theoretisch auch eine erkennbare Verformung ein weiteres Ankündigungssignal darstellen. Diese kann analog zum „Riss-vor-Bruch“-Kriterium betrachtet werden. Sobald unter der häufigen Belastungssituation eine Verformung, welche auf Spanndrahtbrüche zurückgeführt werden kann, registriert wird, kann man daraus eine Restspannstahlfläche ermitteln. Basierend auf dieser Restspannstahlfläche erfolgt die Beurteilung der Resttragfähigkeit unter der seltenen Belastungssituation.

Im Gegensatz zu einer Rissbildung ist eine lokale Verformung visuell deutlich schwieriger zu erkennen. Es ist ein Mess- bzw. Monitoringsystem erforderlich. Hierbei kann eine Kategorisierung bezüglich des Messparameters bzw. zugehöriger Messsensorik oder auch der Häufigkeit der Messwerterfassung gemacht werden. Je häufiger eine Messwerterfassung erfolgt, desto kurzfristiger lassen sich Evaluierung vornehmen. Um eine Äquivalenz zur Rissbegutachtung, z.B. bei der Bauwerksprüfung, zu erreichen, ist kein quasi-kontinuierliches Monitoring erforderlich. Eine Messwertaufnahme bei einem jährlichen Ortstermin wäre ausreichend. Da Verformungen jedoch lastabhängig sind, liefert nur eine Dauerüberwachung ein Indiz für Spannstahlausfälle. Als Parameter der Messung können neben der direkten Messung der Verformung auch Dehnungen an der Betonoberfläche dienen. Die Verformungsmessung kann gegenüber einem unabhängigen Referenzpunkt erfolgen bzw. als Aufnahme eines Verformungsinkrements, wie z.B. eines lokalen Verformungszuwachses infolge eines lokalen Spannstahlausfalls. Neben der Verformungsmessung ist eine Temperaturkompensation essenziell für die Messdatenanalyse. Der Jahreszyklus, aber auch Tag-Nacht-Wechsel, wirken sich auf die Verformung des Brückenquerschnittes aus. Eine Temperaturkompensation kann z.B. gemäß [Zilch et al.2006] umgesetzt werden.

Bei üblichen Spannbetonbrücken ist das Quervorspannsystem nicht voll ausgenutzt. Zudem ist die planmäßige Belastung, z.B. auf den Kragarmen, je nach Spurführung z.T. sehr gering. Unter häufigen Lastkombinationen kann der Betonquerschnitt auch komplett ohne

Quervorspannung ungerissen bleiben. FEM-Berechnungen in [von Breymann2013] zeigen, dass bei typischen Brückenquersystemen auch bei einem Ausfall mehrerer Spannungsglieder nebeneinander lediglich geringe Verformungen auftreten. Erst durch das Auftreten eines Erstrisses im Beton stellen sich Verformungen ein, welche einfach registriert werden können. Auch wenn grundsätzlich sehr geringe Verformungen gemessen werden können ([fib22]), stellt dies für die gesamte Brückenfläche einen wirtschaftlich nicht vertretbaren Aufwand dar.

Alternativ zu einer Betrachtungsweise unter laufendem Betrieb des Bauwerks, kann man eine Verformungsmessung mit einer Probelastung kombinieren. Die Aussagekraft einer gemessenen Verformung unter einer Belastung erfordert ein möglichst wirklichkeitsnahes Tragsystemmodell und mehrere Kalibrierfahrten mit definierten Fahrzeugen [Freundt et al.2014b]. Dieser nicht unerhebliche Aufwand ist für jedes individuelle Brückenbauwerk erforderlich. Zudem muss durch eine vorherige Berechnung das Risiko einer Probelastung unter Berücksichtigung eines gravierenden unerkannten Spannstahlausfalls evaluiert werden. Ein Vorteil einer Probelastung ist, dass die Lastgröße und Laststellung direkt festgelegt werden können, man ist nicht von zufällig auftretenden Verkehrsbelastungen abhängig.

7.4 Stochastischer Ansatz zur Beurteilung der Resttragfähigkeit in Brückenquerrichtung

7.4.1 Motivation für die Entwicklung eines stochastischen Verfahrens

Im Gegensatz zur Beurteilung der Spannungsrisskorrosionsgefährdung in Brückenlängsrichtung hat Kapitel 7.3 gezeigt, dass eine fortschreitende SpRK in Brückenquerrichtung zumeist nicht mit offensichtlichen Ankündigungssignalen einhergeht. Offensichtliche Anzeichen eines künftigen Versagens, wie z.B. fortschreitende Rissbildung oder große Verformungen, sind i.A. nicht zu erwarten. Deshalb wird in den folgenden Kapiteln ein indirektes Verfahren auf stochastischer Basis zur Gefährdungsbeurteilung abgeleitet.

Für eine probabilistische Bemessung werden geeignete Schädigungsmodelle, einschließlich der Streuungen und Unsicherheiten der Eingangsparameter bzw. der Einzelwahrscheinlichkeiten für bestimmte Ereignisse, benötigt. Das Fehlen einer statistischen Grundlage für die Einzelausfallwahrscheinlichkeit eines spannungsrissgefährdeten Spannstahls und die fehlende Datenbasis für den Zustand der Querspannglieder in Bestandsbrücken macht eine direkte Berechnung des Sicherheitsindex unmöglich. Es ist ein alternativer Ansatz erforderlich. Das im Folgenden beschriebene methodische Vorgehen bindet die Erkenntnisse aus den bisherigen Erfahrungen und Berechnungen aus der Gefährdungs-

beurteilung von Spannbetonbrücken in Längstragrichtung in die Beurteilung der SpRK-Gefährdung in Quertragrichtung ein. Anhand eines Referenzsystems in Längsrichtung können konkrete Quersysteme beurteilt werden. Analog zu dem in den vorherigen Kapiteln diskutierten stochastischen Verfahren für die Brückenlängsrichtung liefert auch eine vorgeschaltete (deterministische) statische Berechnung die Grundlage für die weiterführenden stochastischen Betrachtungen. Dabei sind jeweils die rechnerisch für die Tragfähigkeit erforderliche Restspanngliedanzahl bzw. gegebenenfalls die Restspannstahlmenge bei einsetzender Rissbildung für das konkret betrachtete Bauwerk als maßgebende Eingangsparameter zu ermitteln.

Voraussetzungen für dieses Verfahren ist, dass bei den Spanngliedern der Längs- und der Quervorspannung im Allgemeinen ähnliche Korrosionsraten zu erwarten sind. Hiervon kann in der Regel ausgegangen werden, da sowohl für die Längs- als auch für die Quervorspannung die in Kapitel 4.2 aufgeführten gefährdeten Spannstahltypen und auch vergleichbare Spannverfahren zum Einsatz kamen. Siehe hierzu auch Kapitel 7.1 Quervorspannung von Spannbetonbrücken.

7.4.2 Methodisches Vorgehen

Im ersten Schritt wird ein generisches Längssystem identifiziert, an welchem die weitere Auswertung erfolgt. Dieses System wird auf der sicheren Seite liegend gewählt und repräsentiert den Brückenbestand der SpRK-gefährdeten Brücken im bundesweiten Straßennetz (vgl. Kapitel 7.4.3). Die Information des Restspannstahls bei Auftreten eines „Signal“ durch Rissbildung oder Versagen des Bauwerks dient in den folgenden Kapiteln als Basis für eine Risikoabschätzung der SpRK-Gefährdung in Brückenquerrichtung. Die Erfahrung aus der SpRK-Beurteilung des bundesdeutschen Brückenbestandes zeigt, dass dieser minimale Restspannstahlquerschnitt i.d.R. nicht unterschritten wurde. Zum Stand der Bearbeitung dieser Ausführungen liegen keine Publikationen über ein aufgetretenes AKV bzw. ein Totalversagen einer SpRK-gefährdeten Brücke – ohne zusätzliche Schadenseinflüsse, wie z.B. Konstruktionsmängel – vor. Das nachfolgende Konzept kann jederzeit an neue Erkenntnisse adaptiert werden. Neue Erkenntnisse können die Grundlage der Beurteilung sowohl positiv als auch negativ beeinflussen. Basis der Adaption können z.B. Auswertungen umfassender Materialuntersuchungen, aber auch aufgetretene Schadensfälle bzw. ein auftretendes Ankündigungsverhalten sein.

Nachdem die generische Information in Brückenlängsrichtung vorliegt, folgt als zweiter Schritte eine Betrachtung der Brückenquerrichtung. Hierfür wird die statisch erforderliche Restspannstahlfläche des zu bewertenden Brückensystems in Querrichtung bestimmt. Als Grenzwert dient die statische Tragfähigkeit, zudem kann auch hier ein AKV, welches in Brückenquerrichtung zumeist nicht vorliegt, berücksichtigt werden. Das Vorgehen ist in Kapitel 7.4.4 erläutert. Die Abgrenzung einer effektiven Einflusslänge des Tragsystems in Brückenlängsrichtung, sowie die Bestimmung der Verankerungslänge und somit der

Einflusslänge eines Spannstahlbruchs auf nebenliegende Schnitte (Quertragrichtung) sind im genannten Kapitel behandelt.

Die Information des für die Querrichtung erforderlichen Restspannstahls wird nachfolgend für eine sukzessive Bruchsimulation aufbereitet. Mit der Simulation fortschreitender lokaler Spannstahlbrüche wird analog zur Brückenlängsrichtung empirisch die Verteilungsdichtefunktion des Restspannstahls in Brückenquerrichtung bei einem Ereignis ermittelt (vgl. Kapitel 7.4.5). Die unterschiedlichen Wiederkehrperioden von Lastsituationen, z.B. durch abweichende häufige/seltene Verkehrslaststellungen von Längs- zur Quertragrichtung (vgl. Kapitel 7.2), sind hierbei irrelevant.

Die Bewertung des Ergebnisses der Bruchsimulationen erfolgt in Kapitel 7.4.6. Es wird über ein Faltungsintegral die Wahrscheinlichkeit des Eintretens eines kritischen Zustandes in Brückenquerrichtung berechnet. Vereinfacht ausgedrückt liefert uns die Erfahrung aus der Brückenlängsrichtung eine abgesicherte minimale Restspannstahlmenge. Diese wird dem in Brückenquerrichtung erforderlichen Spannstahl gegenübergestellt. Die Überführung von Längs- zu Quersystemen erfolgt hierbei rein über die materialabhängig identische Auftretenswahrscheinlichkeit eines Spannstahlbruchs und nicht, z.B. über einen statischen Zusammenhang, wie in der Unterteilung der Gesamtheit der Untersuchungsquerschnitte in QS mit bzw. ohne AKV bei der Bewertung in Brückenlängsrichtung.

Die so bestimmte Wahrscheinlichkeit erlaubt die direkte Gefährdungsbeurteilung des betrachteten Brückenquersystems. In Kapitel 7.6 werden adaptierte Vorgehensweisen, z.B. auf Basis einer abgesicherten Information über die Einzelwahrscheinlichkeit eines Spannstahlbruchs und bzw. der Einfluss von lokalen Probennahmen auf die Bewertung behandelt. In Kapitel 7.4.7 wird ein optionales Bayessches Update für die Verteilungsdichtefunktion des Brückenlängssystems vorgestellt. Abschließend wird über eine Parameterstudie ein vereinfachtes Bewertungsverfahren abgeleitet, welches eine Beurteilung von Brücken in Querrichtung ohne die Durchführung einer Bruchsimulation ermöglicht (vgl. Kapitel 7.5).

Es wird kein direkter Zusammenhang der verbauten Chargen in Brückenlängs- bzw. -querrichtung im jeweiligen Brückenbauwerk hergestellt. Eine Überprüfung der Empfindlichkeit verbauter Spannstahlchargen würde umfangreiche Materialuntersuchungen erfordern, welche das Bauwerk zusätzlich schädigen würden. Auch aus der Bauwerksdokumentation lässt sich i.d.R. keine Aussage über die jeweilige Empfindlichkeit der Chargen treffen. Daher wird die Information genutzt, dass in der Vergangenheit empfindliche Chargen verbaut wurden und man daraus in Brückenlängsrichtung Erkenntnisse ableiten kann. In Brückenquerrichtung – der zu beurteilenden Tragrichtung – geht man vom Worst-Case-Szenario aus und vergleicht die Verteilungsdichtefunktion des erforderlichen Restspannstahls mit dem Referenzlängssystem, welches auch kritischen Spannstahlchargen abdeckt. Eine

aufwändige Ermittlung der jeweiligen SpRK-empfindlichkeit der verbauten Chargen ist daher nicht erforderlich. Zudem ist SpRK in erster Linie materialabhängig und folglich in Längs- bzw. Querrichtung ähnlich wahrscheinlich.

Der Ablauf der SpRK-Beurteilung in Brückenquerrichtung kann in folgende Stichpunkte zusammengefasst werden. Die ersten beiden Aktionen erfolgen allgemeingültig am Standardlängssystem, die nachfolgenden Punkte am jeweils zu bewertenden Quersystem.

- Festlegung eines generischen Längssystems (Standardlängssystem)
- MCS zur empirischen Ermittlung der Verteilungsdichtefunktion des Restspannstahls bei dem ein Ereignis (AKV oder Bruch) auftritt (Standardlängssystem)
- Bestimmung der effektiven Längseinflusslänge für die Ermittlung des erforderlichen Restspannstahls in Brückenquerrichtung (Quersystem)
- Bestimmung der möglichen Anzahl an Spannstahlbrüchen im betrachteten Quersystem auf Basis der Längseinflusslänge, von Korrelationsfaktoren und der örtlichen Lage / Abstände der Querspannglieder (Quersystem)
- Ermittlung der erforderlichen Restspannstahlfläche in allen definierten Untersuchungsquerschnitten (Quersystem)
- Durchführung einer MCS zur Ermittlung der Verteilungsdichtefunktion des Restspannstahls in Querrichtung (Quersystem)
- Durchführung der Faltung und Berechnung der Wahrscheinlichkeit eines unangekündigten Versagens (Systemübergang längs-quer)
- Bewertung der berechneten Wahrscheinlichkeit (systemübergreifend)

Alle in Abschnitt 7 dieser Arbeit ausgearbeiteten Methoden können neben der Fahrbahnplatte auch auf die Bodenplatte bzw. Stütz-/Endquerträger übertragen werden.

7.4.3 Betrachtung des Brückenlängssystems als Beurteilungsbasis für die Quertragrichtung

Die gesammelte Erfahrung seit Einführung der ersten „Handlungsanweisung Spannungsrisskorrosion“ im Jahr 1993 ([BMV1993a]) kann als Grundlage für die im Folgenden erläuterte Vorgehensweise herangezogen werden. An einem SpRK-gefährdeten Brückenbestand von ca. 1000 Bauwerken (vgl. Kapitel 1.1) wurden Erkenntnisse mit unterschiedlichem Detaillierungsgrad gesammelt. Diese umfassen folgende Maßnahmen:

- optische Kontrolle
- Bauwerksprüfung nach [DIN 1076:1999-11]
- querschnittsweises Verfahren nach HA-SpRK [BMVBS2011a]
- vereinfachtes stochastisches Verfahren nach HA-SpRK [BMVBS2011a]
- stochastische Verfahren
- wissenschaftlichen Methoden

Insbesondere bei untergeordneten kommunalen Bauwerken erfolgte bisher nicht immer eine tiefgehende Analyse der SpRK-Gefährdung. Dennoch hätte eine weitreichende SpRK-Problematik zu weiterführenden Untersuchungen geführt und wäre dadurch in der Literatur bzw. bei der Erarbeitung von Richtlinien berücksichtigt worden. Weiterhin ist die Datenbasis von mehreren Hundert BAB-Brücken mit SpRK-Gefährdung (vgl. [Fischer et al.2014a]) für folgende Überlegungen ausreichend. Insbesondere da die Beurteilung gemäß „Handlungsanweisung Spannungsrisskorrosion“ je Brückenfeld bzw. anhand von Bauabschnitten erfolgt und sich somit die Datenbasis signifikant vergrößert.

Ziel dieses Kapitels ist das Schaffen einer Basis für die Beurteilung von Brücken hinsichtlich deren SpRK-Gefährdung in Brückenquerrichtung. Die Verteilungsdichte des Restspannstahls bei Auftreten eines Ereignisses stellt diese Basis dar. Dabei ist irrelevant, ob das auftretende Ereignis ein Ankündigungsverhalten durch Rissbildung oder das Versagen des Bauwerks darstellt. Beides ist ein Anzeichen für den vorhandenen Restspannstahlquerschnitt. Tritt kein derartiges Ereignis auf, liegt der Restspannstahlquerschnitt über dem erforderlichen Spannstahlquerschnitt für ein AKV bzw. ein Versagen. Es sind weniger Brüche aufgetreten als für ein Ereignis erforderlich wären. In Abbildung 7.3 ist dieses Standardlängssystem graphisch dargestellt. Das Referenzsystem wurde in Anlehnung an ein reales Brückenbauwerk mit einer Auftretenswahrscheinlichkeit eines Versagens ohne AKV von etwa 10^{-4} gewählt. Die Anwendbarkeit als Vergleichssystem wurde anhand von weiteren realen Brückenbauwerken verifiziert (vgl. Tabelle 7.1 und Abbildung 7.6). Die Ermittlung der beiden Grenzlinsen für die Restspanngliedanzahl je Untersuchungsquerschnitt erfolgt gemäß HA-SpRK [BMVBS2011a]. Das Längssystem wird mit der häufigen Einwirkungskombination mit 50 % Verkehrslast (Erstriss) und der vollen Verkehrslast (Reststandsicherheit) beaufschlagt. Die Auswertung erfolgt in den Zehntelpunkten.

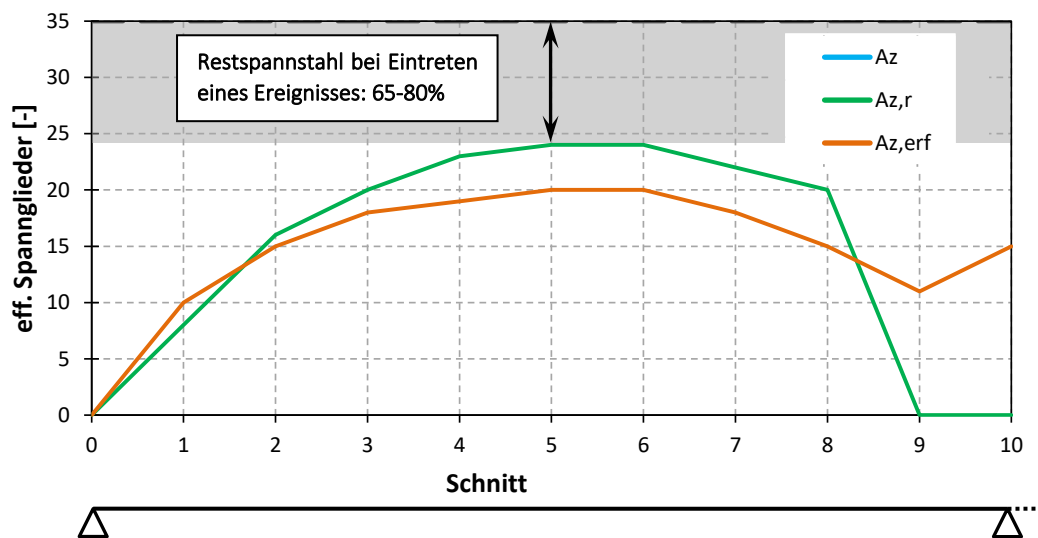


Abbildung 7.3: Standardlängssystem: Restspannstahl bei Eintreten eines Ereignisses

Aus Abbildung 7.3 wird offensichtlich, dass der Restspannstahl vom jeweiligen Brückensystem und der Verkehrsbelastung abhängig ist. Bei üblichen Brückenbauwerken ist im Bereich der maximalen Belastung, i.d.R. in Feldmitte, ein Restspannstahl von 65-80 % bei Eintreten eines Ereignisses (AKV) vorhanden. Ermittelt man die erforderlichen Spannstahlbrüche bis zum Auftreten eines Ereignisses mittels MCS ergibt sich am Referenzbauwerk nach Abbildung 7.3 ein Mittelwert von 25 % Ausfall, also einem Restspannstahlquerschnitt von 75 %. Die MCS liefert die zugehörige Verteilungsdichtefunktion, vgl. Abbildung 7.4. Gegenüber dem Ansatz eines diskreten Grenzwertes bei 75 % impliziert der Ansatz der ermittelten Verteilungsdichtefunktion einen Sicherheitspuffer. Aus einer statischen Berechnung ergibt sich an einem Großteil der Brückenbauwerke ein Restspannstahl zum Nachweis der Tragfähigkeit von 60-70 %, was in etwa dem 95 % Fraktilwert der Verteilungsdichtefunktion mittels MCS entspricht. Die über eine MCS ermittelte Verteilungsdichtefunktion könnte mittels Anpassungstests vereinfacht durch eine Normalverteilung angenähert werden.

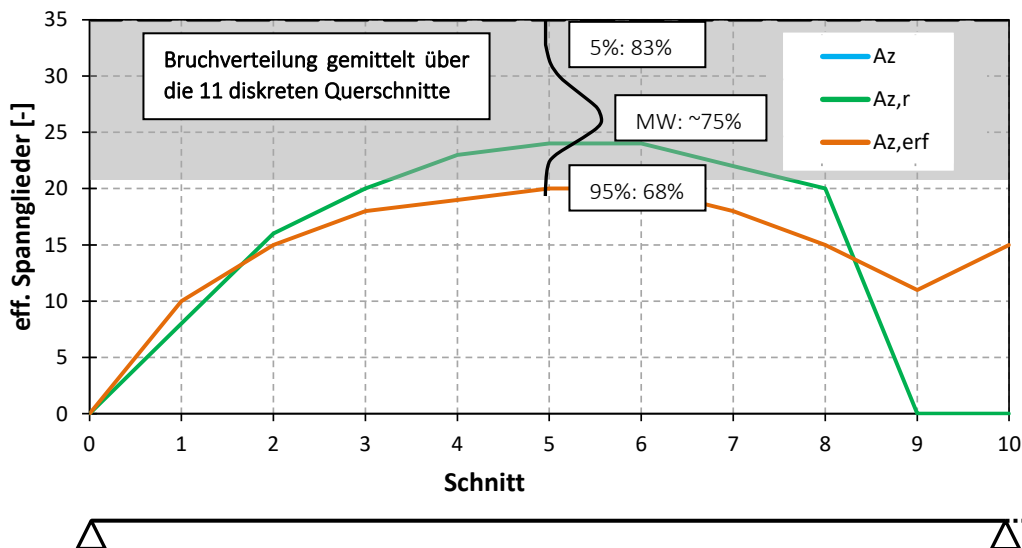


Abbildung 7.4: Standardlängssystem: Verteilungsdichtefunktion des Restspannstahls bei Eintreten eines Ereignisses

Folgt man der „Handlungsanweisung Spannungsrissskorrosion“ von 1993 tritt je nach häufigem Verkehrslastanteil bei weniger oder mehr Spannstahlbrüchen ein AKV auf. Bei einem häufigen Verkehrslastanteil von 80 % tritt ein Ereignis früher auf als bei 30 %. In Abbildung 7.5 ist dies für das Beispielbauwerk exemplarisch dargestellt. Bei einer erhöhten Verkehrslast gemäß [BMV1993a] steigt der Mittelwert der Verteilungsdichtefunktion, bei dem sich ein AKV bzw. ein Versagen zeigt, auf 87 % an. Eine Verringerung der häufigen Last auf 30 % führt zu einem Mittelwert von 61 %.

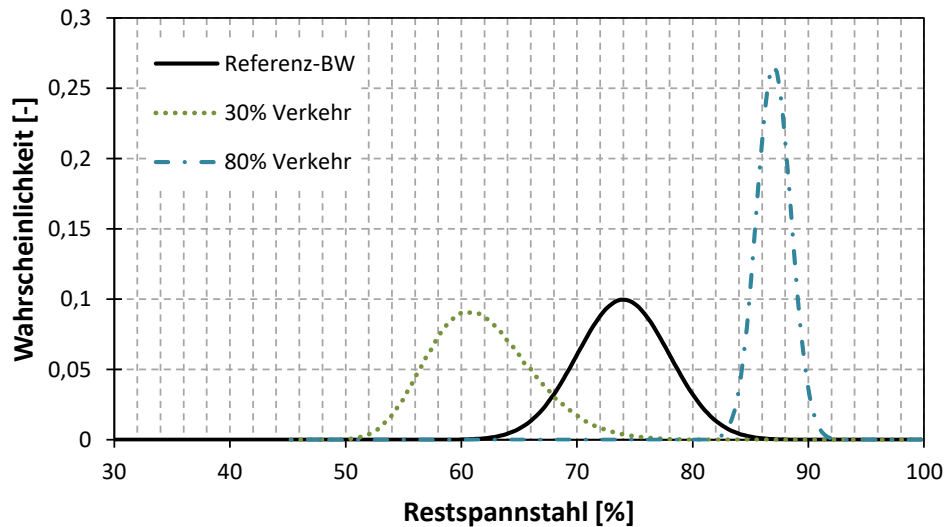


Abbildung 7.5: Restspannstahl bei Auftreten eines Ereignisses bei unterschiedlichen häufigen Verkehrslastanteilen

Bei hohem Schwerlastanteil ist folglich die rechte Verteilungsdichtefunktion (Mittelwert 87 %) relevant. Die Annahme von 80 % häufiger Verkehrslast aus dem Jahr 1993 (vgl. [BMV1993a]) wurde im Rahmen dieser Arbeit nicht verifiziert. Aufgrund des stetig steigenden Schwerverkehrsaufkommens in der BRD trifft diese Annahme sicherlich auf einige Brückenbauwerke zu. Eine Überprüfung kann über eine Verkehrsdatenerhebung erfolgen. Allgemein besteht die Möglichkeit Brücken in unterschiedliche Kategorien, je nach Restspannstahl bei Auftreten eines Ereignisses, einzuteilen. Da jedoch auch bei stark belasteten Brücken (rechte Verteilungsdichtefunktion) keine Versagensereignisse o.ä. publiziert bzw. bekannt sind, entspricht die Zugrundelegung der Verteilungsdichtefunktion mit Mittelwert von 75 % einer sicheren Annahme. Diese Modellannahme kann zum jetzigen Zeitpunkt als sehr konservativ eingestuft werden. Es besteht jedoch die Möglichkeit neue Erkenntnisse hinsichtlich der Belastung oder auch des Materialverhaltens, z.B. aus theoretischen Untersuchungen zur realen Verkehrsbelastung oder aus praktischen Untersuchungen an Bestandsbauwerken, in das vorgestellte Vorgehen einfließen zu lassen. Es wäre lediglich die zugrundegelegte Verteilungsdichtefunktion des Restspannstahls in Brückenlängsrichtung zu adaptieren. Je größer ein theoretisch abgesicherter Wert für die Restspannstahlmenge ist, desto einfacher gelingt der Nachweis einer ausreichenden Sicherheit in Brückenquerrichtung.

Die Verteilungsdichtefunktion des Referenzsystems wurde mit weiteren realen Brückenbauwerken verglichen. Hierfür wurde an den Hauptfeldern von Bauwerken nach Tabelle 7.1 die jeweiligen Verteilungsdichtefunktionen ermittelt.

Tabelle 7.1: Vergleich der Verteilungsdichtefunktionen unterschiedlicher Brückenbauwerke

	Referenz-BW	VBW-1	VBW-2	VBW-3	VBW-4
Belastung	BK 60 [DIN 1072:1967-11]				
QS-Form	Plattenbal- ken	Hohlkasten	Plattenbal- ken	Plattenbal- ken	Plattenbal- ken
Stützweiten [m] (Randfeder – Hauptfelder)	21,4 - 21,4	20 - 30 - 20	35 - 35 - 20	20 - 30 - 20	35 - 45 - 35
Vorspannung (quer)	Sigma oval 145/160 Holzmann KA155/44	Sigma oval 145/160 Holzmann KA141/40	Sigma oval 145/160 Holzmann KA127/36	Sigma oval 145/160 Holzmann KA141/40	Sigma oval 145/160 Holzmann KA141/40
QS ohne AKV	3 von 11	6 von 11	2 von 11	4 von 11	4 von 11
Verhältnis $A_{z,r} / A_z$	69 %	75 %	78 %	80 %	63 %
Auftretenswahrschein- lichkeit eines Versagens ohne AKV	$2,1 \cdot 10^{-4}$	$1,3 \cdot 10^{-6}$	$3,0 \cdot 10^{-6}$	$8,9 \cdot 10^{-8}$	$3,7 \cdot 10^{-6}$

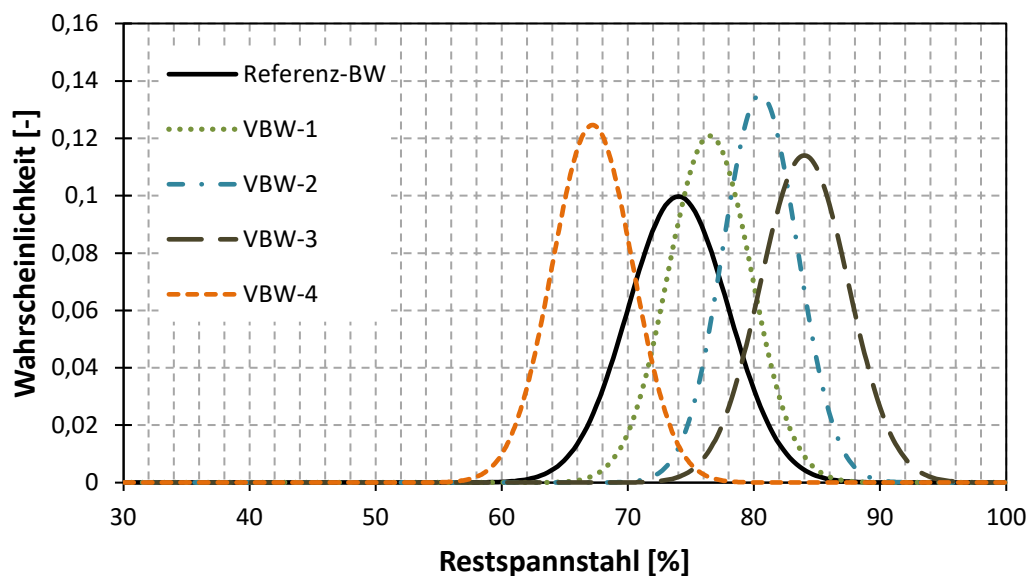


Abbildung 7.6: Verteilungsdichtefunktionen des Restspannstahls (Referenzbauwerk und Vergleichsbauwerke)

Die Auswertung in Abbildung 7.6 zeigt, dass durch das gewählte Referenzsystem die Vergleichsbauwerke 1-3 auf der sicheren Seite liegend abgedeckt sind. Der geringere Mittelwert des Restspannstahls, sowie die größere Unsicherheit, welche durch die Standardabweichung abgebildet ist, sind gegenüber den Bauwerken 1-3 konservativ gewählt. Vergleichsbauwerk 4 weist einen sehr geringen Restspannstahl auf (63 % bis zum AKV und

50 % erforderlich für den Bruchzustand). Dieses Bauwerk ist mit dem gewählten Ansatz der Referenzverteilungsdichtefunktion nicht abgedeckt. Dennoch kann die Studie in Längsrichtung als Grundlage für die Bewertung in Brückenquerrichtung verwendet werden. Diese Studie sollte lediglich aufzeigen, dass das gewählte Referenzsystem repräsentativ ist. Es liegt eine Vielzahl an sensibleren Bauwerken vor, welche auch kein Signal (AKV bzw. Versagen) aufweisen. Jegliche weitere Information zur SpRK in Brückenlängsrichtung kann zur Adaption der Referenzverteilungsdichtefunktion angesetzt werden. Dies kann über ein Bayessches Update erfolgen (vgl. Kapitel 7.4.7). Daraus resultiert ein Verschieben des Mittelwertes zu höheren bzw. geringerem Restspannstahl bzw. eine Anpassung der Standardabweichung.

Die angenommene Standardabweichung der Normalverteilung des Referenzbauwerks beträgt 4 % und ist größer als die Standardabweichung der Vergleichsbauwerke. Die Normalverteilung ist dadurch „breiter“, was zu einer Berechnung auf der sicheren Seite führt. Bereits bei einem geringeren Restspannstahl fließen Eingangswerte in das Faltungsintegral ein (vgl. Kapitel 7.4.6). Im Folgenden erfolgt die Auswertung mit der tatsächlich ermittelten Verteilungsdichtefunktion. Die Normalverteilung dient als Vereinfachung.

7.4.4 Erforderlicher Restspannstahlquerschnitt zur Sicherstellung der Resttragfähigkeit

Mit der Auswertung der Restspannstahlmenge bei Auftreten eines Ereignisses (vgl. Kapitel 7.4.3) liegt nun eine allgemeingültige Information in Brückenlängsrichtung als Basis für die Beurteilung der SpRK-Gefährdung in Brückenquerrichtung vor. In diesem Kapitel wird erläutert, wie am konkreten Brückenquersystem der erforderliche Restspannstahlquerschnitt zur Sicherstellung der Resttragfähigkeit ermittelt wird, bevor in Kapitel 7.4.5 die Simulation eines sukzessiven Spannstahlausfalls erfolgen kann. Wichtige Einflussfaktoren sind hierbei die einwirkende Last, der betrachtete Brückenabschnitt und die Diskretisierung in Untersuchungsquerschnitte. Es werden bestimmte Modellannahmen getroffen und jeweils begründet erläutert.

Definition der maßgebenden Bemessungssituation

In Kapitel 7.2 wurde der Hintergrund der Normung zur Verkehrsbelastung in Brückenquerrichtung kurz erläutert. Gemäß dem gezogenen Fazit wird für die weitere Betrachtung der SpRK-Gefährdung in Brückenquerrichtung das Lastmodell BK60 der [DIN 1072:1967-11] verwendet. Neben der statischen Ersatzlast wird der lasterhöhende Schwingbeiwert ϕ zur Berücksichtigung dynamischer Effekte als Multiplikator angesetzt. Die Positionierung der Fahrspuren erfolgt innerhalb der Schrammborde. Die Anordnung der Hauptspur inkl. des SLW 60 erfolgt unabhängig der tatsächlichen Fahrbahnmarkierung zwischen den Schrammborden in jeweils ungünstigster Lage. Hierzu wurde die Last als „wandernde Last“ unabhängig der tatsächlichen Spuren simuliert.

Gemäß der [DIN 1072:1967-11] gelten folgende Vorgaben (vgl. Abbildung 7.7):

- „als Fahrbahn ist die gesamte Fläche zwischen den Schrammborden [...] zu verstehen“
- „auf jeder Brücke ist [...] nur eine Hauptspur anzunehmen“
- „die Hauptspur ist an ungünstigster Stelle mit einem Regelfahrzeug [...] zu besetzen“
- „vor und hinter diesem ist die Flächenlast p_1 [...] anzusetzen“
- „das Regelfahrzeug [ist] seitlich in die ungünstigste Stelle zu verschieben [...] bis ein Rad das Schrammbord berührt“
- „außerhalb der Hauptspur liegende Flächen der Fahrbahn [...] sind mit der Flächenlast p_2 [...] zu besetzen“

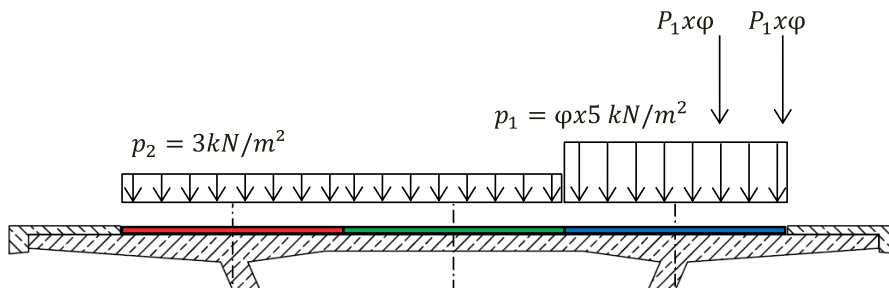
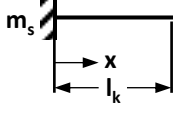
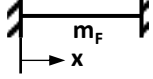
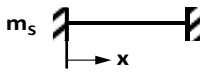


Abbildung 7.7: Verkehrslast zur Beurteilung der SpRK-Gefährdung in Brückenquerrichtung (hier: Hauptspur und SLW am rechten Schrammbord)

Effektive Einflusslänge in Brückenlängsrichtung

Das hier vorgestellte Vorgehen erfordert die Abgrenzung einer effektiven Einflusslänge in Brückenlängsrichtung. Die lokale Belastung, z.B. durch einen LKW, breitet sich in alle Richtungen aus. Das statische System muss in ein zweidimensionales Tragwerk überführt werden. Hierbei kann auf unterschiedliche Ansätze aus der Literatur zurückgegriffen werden. Die rechnerische Lastverteilung lässt sich über die Balkenanalogien nach [DAfStb631], unter Verwendung von Einflussflächen (vgl. [Mendel1975]) bzw. mittels der Methode der Finiten Elemente (vgl. [Rombach & Velasco2005]) bestimmen. Die Verfahren nach [Mendel1975] bzw. [Rombach & Velasco2005] eignen sich lediglich für Kragplatten. Die effektive Plattenbreite berechnet sich nach folgenden Formeln, die Bestimmung des Einflussbereichs nach [Mendel1975] erfolgt durch Tabellen:

Tabelle 7.2: Berechnung der mitwirkenden Breiten

mitwirkende Breiten		
	nach [DAfStb631],	nach [Rombach & Velasco2005]
Kragarmschnitt		
Formel	a) $b_{m,MS} = 0,2 \cdot l_k + 1,5 \cdot x$ b) $b_{m,MS} = t_y + 1,5 \cdot x$	$b_{eff,M} = 0,78 + 0,82 \cdot l_k + 0,90 \cdot x$
Gültigkeitsgrenzen	zu a) $t_y \leq 0,2 \cdot l_k$ zu b) $0,2 \cdot l_k \leq t_y < 0,8 \cdot l_k$	-
Mittig zwischen Einspannungen		
Formel	$b_{m,MF} = t_y + x \cdot \left(1 - \frac{x}{l}\right)$	-
Gültigkeitsgrenzen	$t_y \leq 0,8 \cdot l$	-
Steganschnitt		
Formel	$b_{m,MS} = t_y + 0,5 \cdot x \cdot \left(2 - \frac{x}{l}\right)$	-
Gültigkeitsgrenzen	$t_y \leq 0,8 \cdot l$	-

(mit t_y als der Breite der Lastfläche (Lastausbreitung 45° bis zur Schwerachse))

Ein Vergleich der maximalen Anschnittsmomente bei Kragssystemen in Abhängigkeit vom Lastangriffspunkt ist in Abbildung 7.8 gegeben. Die Verfahren nach [Rombach & Velasco2005] und [Mendel1975] zeigen ab einem Abstand des Lastangriffspunktes vom Kragarmschnitt von 1,5 m eine gute Übereinstimmung. Für kleinere Lastabstände gehen die Momente für das Verfahren nach [DAfStb631] und [Rombach & Velasco2005] gegen Null. Da eine einwirkende Last ohne Hebelarm kein Moment hervorruft, kann daraus gefolgert werden, dass das Verfahren nach [Mendel1975] für geringe Lastabstände nicht geeignet ist. Der Ansatz gemäß Balkenanalgie nach [DAfStb631] liefert durchgehend die höchsten Anschnittsmomente und stellt daher einen konservativen Ansatz dar. Nach [Rombach & Velasco2005] ist eine vereinfachende Lastausbreitung mit einem Winkel von 45° in fast allen Fällen auf der sicheren Seite. Nach Gleichung (7.1) ist das Plattenmoment als Quotient des größten Balkenmoments und der ermittelten mitwirkenden Breite definiert.

$$m_{max} = \frac{M_{Qy}}{b_{eff,M}} \quad (7.1)$$

mit:

- m_{max} Plattenmoment
- M_{Qy} maximales Balkenmoment
- $b_{eff,M}$ effektive Einflusslänge (mitwirkende Breite)

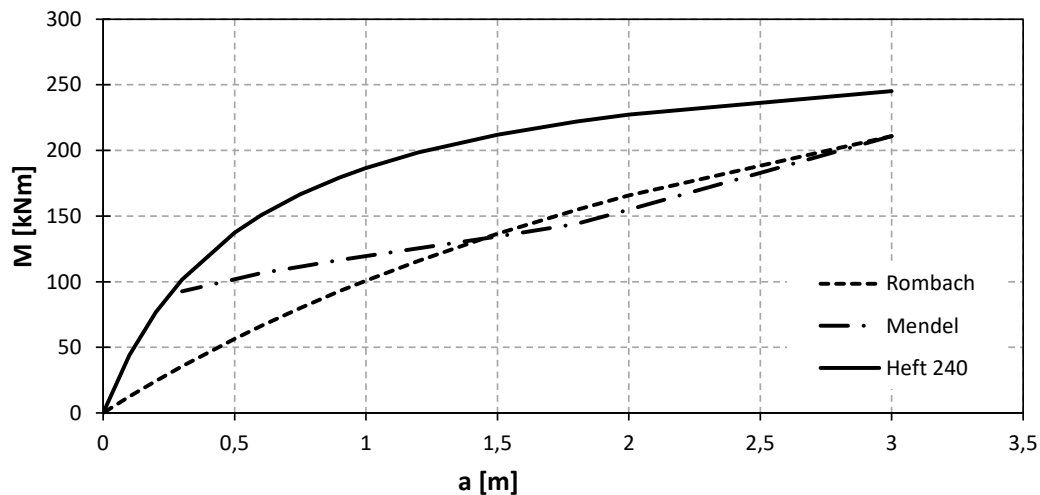


Abbildung 7.8: Maximales Anschnittsmoment in Abhängigkeit vom Lastangriffspunkt

Da in [Rombach & Velasco2005] keine Gleichung für den Bereich zwischen den Stegen eines Plattenbalken- oder Hohlkastenquerschnittes abgeleitet wurde, kann die effektive Einflusslänge analog über eine FE-Berechnung am Brückensystem ermittelt werden. Eigene Berechnungen haben eine signifikante Unterschätzung des Einflussbereichs durch die Anwendung der Gleichungen nach [DAfStb631] aufgezeigt (am Kragarm ca. 18 % und zwischen den Stegen bis zu 68 %). Für den Kragarm ist dieser Vergleich aus Berechnungen nach [Rombach & Velasco2005] in Abbildung 7.9 graphisch dargestellt.

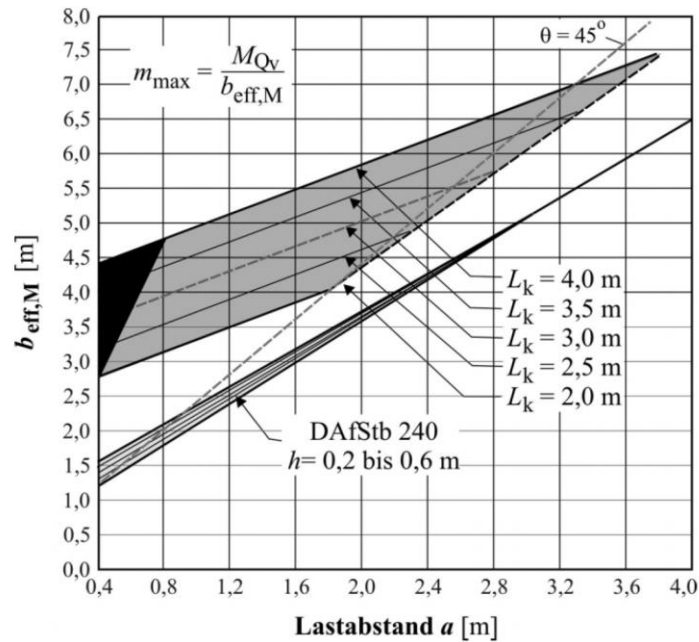


Abbildung 7.9: Effektive Lastverbreitungsweiten b_{eff} für eine Radlast [Rombach & Velasco2005]

Für das weitere Vorgehen wird ein konservativer Ansatz gewählt, um aufwändige objekt-spezifische FE-Berechnungen zu vermeiden. Sowohl für den Kragarm als auch für den Bereich zwischen den Stegen werden die effektiven Einflusslängen in Brückenlängsrichtung jeweils nach [DAfStb631] bestimmt. Aufgrund der aufgezeigten Erkenntnisse und eigener Berechnungen wird jedoch ein unterer Grenzwert von 5,0 m eingeführt. Eine Einflusslänge von 5,0 m wird nach [Rombach & Velasco2005] für einen SLW 60 mit zugehörigem Achsabstand von 1,5 m bereits ab ca. 2,0 m Kragarmlänge und Lastabstand von 0,4 m vom Kragarmanschnitt erreicht. Erfolgt keine Bestimmung der Einflusslänge, kann vereinfacht direkt 5,0 m für den gesamten Brückenquerschnitt angesetzt werden. Dies entspricht auch dem in der „Handlungsanweisung Spannungsrissskorrosion“ empfohlenen Wert. Aufgrund der Gesamtlänge des SLW 60 von 6,0 m ist bis zu einer Einflusslänge von 6,0 m keine Positionierung eines weiteren Schwerlastwagens möglich bzw. für die statische Berechnung erforderlich. Übersteigt die effektive Einflusslänge 6,0 m ist nach Gleichung (7.2) eine Ersatz-Einflusslänge zu bestimmen. Diese berücksichtigt die potenzielle Überschneidung der Einflusslängen von zwei direkt hintereinander angeordneten Schwerlastwägen (vgl. Abbildung 7.10).

$$l_{\text{ersatz}} = \frac{(l_{\text{eff}} + 6,0\text{m})}{2} \geq 5,0\text{m} \quad (7.2)$$

mit:

l_{ersatz} Ersatzeinflusslänge

l_{eff} Effektive Einflusslänge

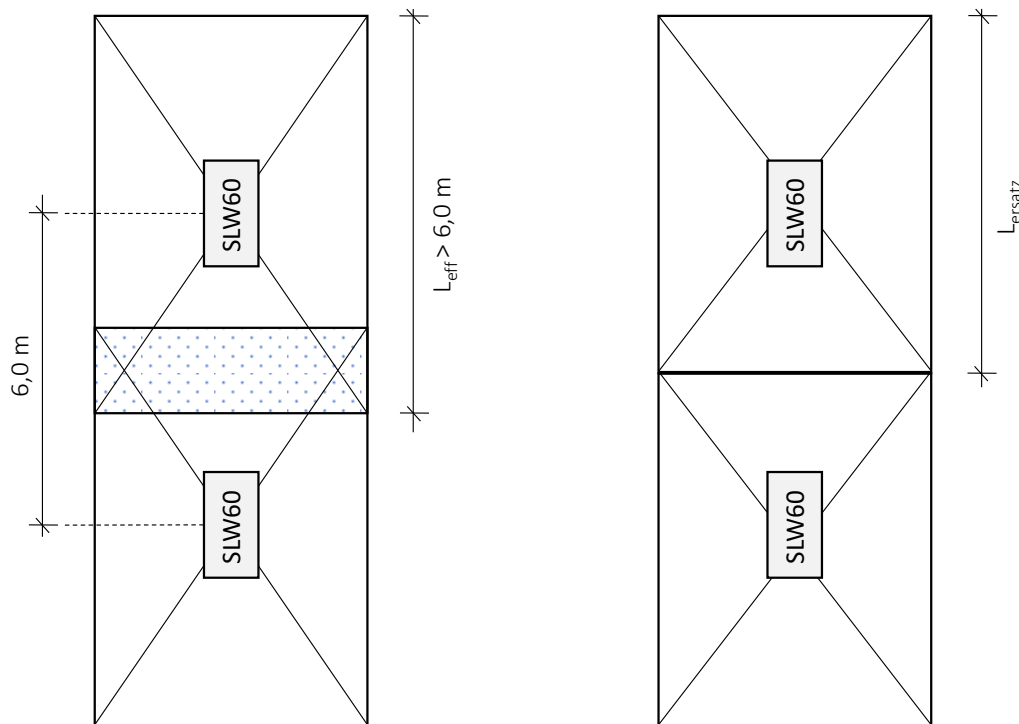


Abbildung 7.10: Bestimmung der Ersatz-Einflusslänge

Für den Kragarmanschnitt liegt die maßgebende Belastungsposition in möglichst großer Distanz zum Anschnitt. Das Kragmoment und die mitwirkende Breite nehmen linear mit dem Abstand des Lastangriffspunktes zum Anschnitt zu. Durch den konstanten Anteil in der Berechnungsformel für die mitwirkende Breite (vgl. Tabelle 7.2) ist die prozentuale Abnahme geringer als beim Kragmoment. Ebenso ist die Laststellung mittig zwischen den Stegen für die Bemessung zwischen den Stegen maßgebend. Bei der Ermittlung der maßgebenden Position am inneren Steganschnitt ist eine Laststellung im Drittelpunkt maßgebend, die definierte vereinfachte mitwirkende Breite von 5,0 m wird für einen SLW 60 ab einem Achsabstand der Stege von 5,4 m erreicht. Hierbei ist der Querabstand der Räder des SLW 60 noch nicht berücksichtigt. Die Annahme von einer mitwirkenden Breite von 5,0 m ist somit für alle drei Belastungsszenarien eine vertretbare Vereinfachung.

Alternative Methoden zur Bestimmung des erforderlichen Restspannstahlquerschnitts, wie z.B. die Bruchlinientheorie, können mit dem hier vorgestellten stochastischen Ansatz kombiniert werden.

Verankerungslänge von gebrochenem Spannstahl

Der stochastische Ansatz zur Beurteilung der Resttragfähigkeit erfordert die Diskussion der Verankerungslänge von gebrochenem Spannstahl. Zum einen wird dies für die Definition von Untersuchungsquerschnitten im Rahmen der Ermittlung des erforderlichen Restspannstahlquerschnitts benötigt. Zum anderen werden dadurch die Positionen möglicher Schädigungen bei der Simulation von Spanndrahtbrüchen festgelegt (vgl. Kapitel 7.4.5). Aus diesem Grund wird hier kurz auf das Verbundverhalten von Spannstählen eingegangen. Das Verbundverhalten wird nach [DAfStb310] über drei Mechanismen beschrieben, diese sind

- der Haftverbund,
- der Scherverbund und
- der Reibungsverbund.

Der Haftverbund entsteht durch die Klebewirkung zwischen Zementstein und Stahl. Wird die aufnehmbare Verbundspannung dieses initialen Mechanismus durch eine Relativverschiebung zwischen den beiden Werkstoffen überschritten, wird der Scherverbund aktiviert. Insbesondere bei gerippten bzw. profilierten Spannstählen entsteht dieser durch die Ausbildung von Mörtelkonsolen auf den Stahlrippen (vgl. Abbildung 7.11 (rechts)). Man spricht von einer Verzahnung. Bei fortschreitender Relativverschiebung erfolgt die Kraftübertragung über Reibung in der Gleitfläche (vgl. Abbildung 7.11 (links)). Wie die Darstellung aus [DAfStb310] zeigt ist bei gerippten Spannstählen der Scherverbund das dominierende Wirkprinzip.

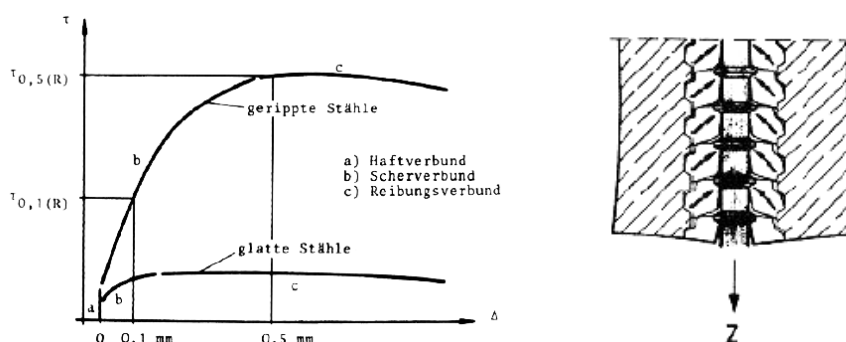


Abbildung 7.11: Verbundmechanismen von Spannstählen (links) und Wirkungsweise des Scherverbundes (rechts) [DAfStb310]

Tritt ein Spanndrahtbruch auf, z.B. durch Spannungsrisskorrosion, wird lokal an der Bruchstelle keine Vorspannkraft übertragen. Der Schlupf am Bruchquerschnitt beträgt ca. 0,5 mm (vgl. Versuche in [Fastenau & Delille1972]). Dieser relativ geringe Schlupf lässt sich auf den Hoyer-Effekt, einer Querdehnung an den Spannstahlenden, zurückführen [Hoyer1939]. Beginnend am Bruchquerschnitt baut sich die Vorspannkraft über die Übertragungslänge wieder vollständig auf. In Versuchen an Sigma oval oder vergleichbaren Spanndrähten mit gerippter Oberfläche wurden Übertragungslängen in Versuchskörpern aus üblichen Zementstein (Druckfestigkeit ca. 30 MPa) von 20-50 cm ermittelt (vgl. [DAfStb147], [DAfStb310], [Fastenau & Delille1972] und [Vill2005]).

In den Versuchsreihen von [DAfStb310] und [Vill2005] wurde jeweils die auf die Verpressmörtelfestigkeit bezogene Verbundspannung τ_b/f_c ermittelt. Die Pull-Out-Versuche in [Vill2005] ergaben für praxisübliche Verpressmörtel einen Wert von ca. 0,3. In [DAfStb310] hingegen wurden an Bündelspanngliedern mit profilierten Drähten, die am Hüllrohr anliegen, Werte von ca. 0,2 erzielt. Unter Ansatz dieser beiden Werte kann in Anlehnung an [Lingemann2010] die Verankerungslänge von Bündelspanngliedern aus ovalen Drähten (Einzelquerschnitt 40 mm²) in Abhängigkeit der Spanngliedgröße dargestellt werden (vgl. Abbildung 7.12).

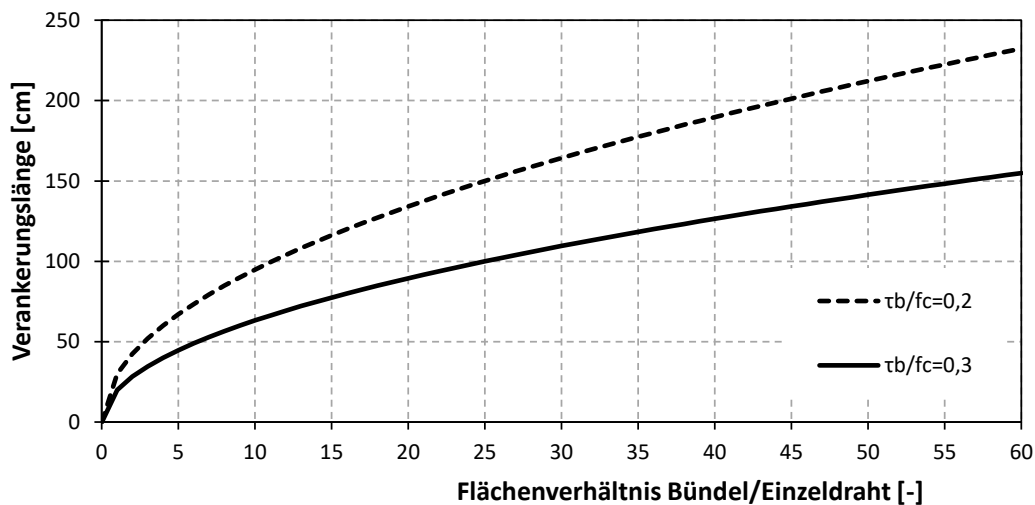


Abbildung 7.12: Verankerungslänge von Bündelspanngliedern aus ovalen Drähten mit Einzelquerschnitten von 40 mm² in Abhängigkeit der Anzahl der Einzeldrähte je Spannglied (angenommen Druckfestigkeit des Verpressmörtels: 30 MPa)

In einer Auswertung von Bestandsunterlagen alter Brückenbauwerke konnte ein Spanngliedtyp mit 14 Einzeldrähten als repräsentativ identifiziert werden. Für diesen Spanngliedtyp ergeben sich nach den beiden betrachteten Ansätzen 74,8 cm bzw. 112,2 cm als Verankerungslänge (Mittelwert 93,5 cm). Zum Teil kommen in Brückenquerrichtung auch Spannglieder mit mehr als 14 Einzeldrähten zum Einsatz. Da jedoch die einzelnen

Drahtbrüche gleichverteilt angenommen werden können, treten diese nicht zwangsläufig lokal konzentriert an einer Stelle des Spannglieds auf. Dies führt zu einer geringeren Interaktion der einzelnen Spanndrahtbrüche und somit zu kürzeren Verankerungslängen. Betrachtet man die versuchstechnisch bestimmte mittlere Verankerungslänge von 93,5 cm für ein lokal komplett gebrochenes Spannglied mit 14 Einzeldrähten und eine Verankerungslänge von Einzeldrähten von ca. 35 cm, wird für die weitere Betrachtung der Ansatz einer theoretischen Verankerungslänge von 1,0 m empfohlen.

Berechnung des erforderlichen Restspannstahlquerschnitts zur Sicherstellung der Resttragfähigkeit in Brückenquerrichtung

Es gibt unterschiedliche Berechnungsmethoden, um den erforderlichen Restspannstahl zu berechnen. Dies kann z.B. über eine simple Handrechnung, den Einsatz der Bruchlinientheorie, aber auch durch den Einsatz der Methode der Finiten Elemente, ggf. ergänzt durch nichtlineare Ansätze, erfolgen. Ein einfacher Biegenachweis komplett ohne Spannstahl führt ggf. bei sehr geringen Plattenspannweiten im Bereich der Fahrbahnplatte zwischen den Längsträgern zu einem positiven Nachweis der Tragfähigkeit. Am Kragarmanschnitt ist dies unwahrscheinlich. Für den Kragarm eignet sich die Bruchlinientheorie (vgl. [DAfStb441] und [Hegger et al.2003]) mit einer dreiseitig eingespannten Platte mit zusätzlicher vertikaler Unverschieblichkeit über dem Längsträger.

All diese Methoden eignen sich zur Bestimmung, ob Spannstahl für den Nachweis der Tragfähigkeit erforderlich ist bzw. um den erforderlichen Anteil an Restspannstahl zu bestimmen. Für den hier vorgestellten stochastischen Ansatz ist die Berechnung über einen vereinfachten Biegenachweis am Rechteckquerschnitt ausreichend. Die Bruchlinientheorie (vgl. [Avellan & Werkle1998] und [Weichert2006]) oder vergleichbare Methoden führen i.d.R. zu einem geringeren erforderlichen Anteil an Restspannstahl und erleichtern die Nachweisführung. Für das beschriebene Vorgehen ist die Wahl der Berechnungsmethode nicht relevant. Der Einsatz von nichtlinearen Methoden sollte jedoch – analog zum stochastischen Nachweis in Brückenlängsrichtung – nicht mit dem stochastischen Ansatz kombiniert werden [BMVBS2011a].

Die Berechnung des erforderlichen Restspannstahlquerschnitts zur Sicherstellung der Resttragfähigkeit in Brückenquerrichtung erfolgt nach folgenden Schritten:

- Definition der Einflusslänge in Brückenlängsrichtung
- Identifikation der Anzahl an Untersuchungsquerschnitten
- Aufbringen der maßgebenden Belastung/Laststellungen für die jeweiligen Untersuchungsquerschnitte
- Berechnung des anteiligen erforderlichen Spannstahls für die jeweiligen Untersuchungsquerschnitte

- Bestimmung der Anzahl an effektiven Teilspanngliedern für die Sicherstellung der Resttragfähigkeit in den jeweiligen Untersuchungsquerschnitten

Die Definition der Einfluslänge in Brückenlängsrichtung erfolgt nach oben beschriebenen Vorgehen. Aus der Verankerungslänge (theoretische Verankerungslänge 1,0 m) und dem Abstand der Querspannglieder in Brückenlängsrichtung ergibt sich die Anzahl an Diskretisierungspunkten. Die Einfluslänge in Brückenlängsrichtung wird anschließend mit der maßgebenden Belastung beaufschlagt. Die Belastung wird für jeden Untersuchungsquerschnitt in der ungünstigsten Lage positioniert. An einem Ersatzquerschnitt wird durch eine einfache Biegebemessung der erforderliche Spannstahl ermittelt. Der Ersatzquerschnitt kann vereinfacht als Rechteckquerschnitt mit der tatsächlichen Fahrbahnplattenhöhe im Untersuchungsquerschnitt und einer Breite, die dem Abstand der Querspannglieder entspricht, gewählt werden. Nach [Mehlhorn & Curbach2014] kann das Längstragsystem vereinfacht unabhängig von der Querrichtung betrachtet werden. Eine Berücksichtigung der Längsschnittgrößen ist bei diesem vereinfachten Biegenachweis daher nicht erforderlich. In stegnahen Bereichen kann ggf. die Last direkt über eine Druckstrebe in den Steg eingeleitet werden. Ein Restspannstahl wäre dadurch in diesem Bereich nicht erforderlich.

Das Ergebnis aus der Biegebemessung ist im Nachgang am Steganschnitt hinsichtlich der Querkrafttragfähigkeit zu überprüfen und ggf. ist das Gesamtergebnis (erforderlicher Restspannstahl zur Gewährleistung der Biege- und Querkrafttragfähigkeit) für das weitere Vorgehen anzupassen. Der Querkraftnachweis kann nach [Rombach & Velasco2005] (der Ansatz wurde durch Versuche in [Reißen & Hegger2013] bestätigt) geführt werden. In [Reißen & Hegger2013] wurde die Bewehrung stark erhöht, um ein Biegeversagen auszuschließen, folglich kann Biegeversagen als dominierendes Versagensszenario angesehen werden. Durchstanzen kann laut [Rombach & Velasco2005] vernachlässigt werden, da die übliche Mindestbewehrung ausreicht, um Durchstanzen zu vermeiden; der Querkraftnachweis ist maßgebend gegenüber dem Durchstanznachweis. Auch in [Mehlhorn & Curbach2014] ist erwähnt, dass die Fahrbahnplattendicke in erster Linie von der Querbiegung infolge von Einzellasten abhängig ist. Die Betrachtung der Biegetragfähigkeit als dominierenden Nachweis wird auch in [BMVBS2011a] bestätigt.

Ein Ankündigungsverhalten durch Rissbildung unter häufigen Einwirkungen kann in Bereichen mit einsehbarer Betonoberfläche angesetzt werden. Dies erfordert, neben der Betrachtung einer weiteren Lastsituation, auch eine visuelle Kontrolle und wird daher für einen ersten Nachweis mit dem vorgestellten Verfahren nicht berücksichtigt (vgl. hierzu Kapitel 7.6 zu Monitoring).

Die Querspannglieder werden mit einem Korrelationsfaktor von 0,2 (vgl. Kapitel 5.2) in effektive Teilspannglieder umgerechnet. Daraus lässt sich die Anzahl der erforderlichen

Teilspannglieder für die Sicherstellung der Resttragfähigkeit auf Basis der durchgeführten Biegebemessung je Untersuchungsquerschnitt bestimmen. Dieses Vorgehen gilt für Drahtspannglieder, welche häufig als Querspannglieder eingesetzt wurden und gemäß Kapitel 4.2 SpRK-gefährdet sein können. Sollen Stabsspannglieder bewertet werden, erfolgt keine Unterteilung in effektive Teilspannglieder.

Die Diskretisierung in Brückenquerrichtung erfolgt über die Verankerungslänge, welche zu 1,0 m angesetzt werden kann. Statisch relevante Punkte, welche nicht mit dieser Diskretisierung zusammenfallen, können für die anschließende Simulation von Spannstahlbrüchen einem Diskretisierungspunkt (Ausfallpunkt) zugeordnet werden. Der resultierende Ausschnitt aus einem Brückenlängssystem, die Diskretisierung und der exemplarisch erforderliche Spannstahl sind in Abbildung 7.13 dargestellt. Die Darstellung entspricht einer Draufsicht auf die Fahrbahnplatte. Die beiden grau hinterlegten Bereiche markieren die Lage der Stege. Die dünnen horizontalen Linien stellen die Spannglieder dar. Jedes Spannglied wird in fünf effektive Teilspannglieder aufgeteilt.

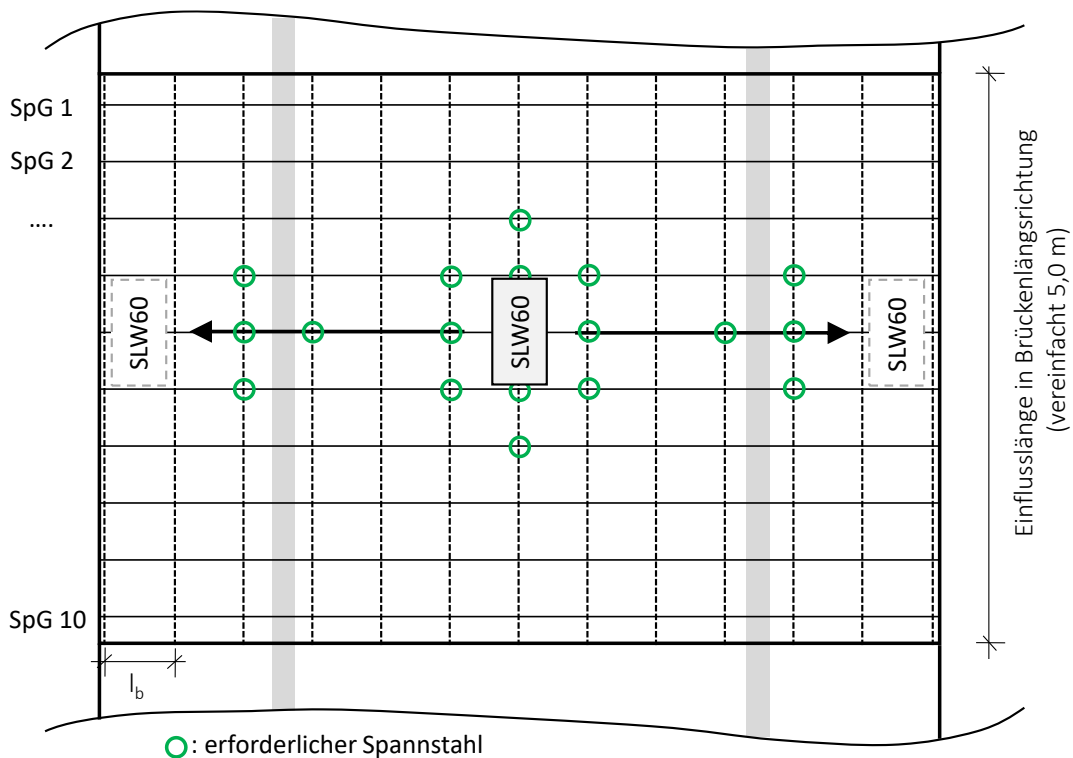


Abbildung 7.13: Ausschnitt aus einem Brückenlängssystem – erforderlicher Spannstahl (grün)

7.4.5 Simulation von Spannstahlbrüchen

Im beschriebenen Beurteilungsverfahren wird der erforderliche Restspannstahlquerschnitt zur Sicherstellung der Resttragfähigkeit in Brückenquerrichtung für einen Vergleich mit der Brückenlängsrichtung aufbereitet. Hierfür wird eine Simulation von Spannstahlbrüchen durchgeführt, um eine Verteilungsdichtefunktion zu erhalten. Nachfolgend ist das Vorgehen detailliert beschrieben.

Der betrachtete Brückenabschnitt wird analog zu Kapitel 7.4.4 gewählt. Folglich wird die Fahrbahnplatte in der gesamten Brückenbreite und mit einer Längsausdehnung von der Ersatzlänge nach Gleichung (7.2) bzw. mindestens 5 Meter angesetzt. Ebenso wird der Abstand der potenziellen Ausfallpunkte des Spannstahls in Brückenquerrichtung analog zu Kapitel 7.4.4 mit 1,0 m gewählt. Unter Berücksichtigung eines Korrelationsfaktors von 0,2 ergibt sich ein flächiges Netz mit einer definierten Anzahl an möglichen Ausfallpunkten (vgl. Abbildung 7.13). In den individuellen Ausfallpunkten ist die maximale Anzahl an Drahtbrüchen durch den tatsächlich vorhandenen Spannstahl und den Korrelationsfaktor definiert. In Brückenquerrichtung ist i.d.R. nur ein Spannglied und keine übereinander verankerten Spannglieder angeordnet, somit gibt der Korrelationsfaktor die maximale Anzahl an Drahtbrüchen je Ausfallpunkt vor. Ein effektives Teilspannglied sollte mindestens aus 2 Drähten bestehen. Bei Spanngliedern mit weniger als 10 Einzeldrähten verringert sich die Anzahl der effektiven Teilspannglieder je Spannglied entsprechend, z.B. auf 4 effektive Teilspannglieder bei Spanngliedern mit 8 bzw. 9 Einzeldrähten.

Als Basis für die Simulation dienen alle Ausfallpunkte, auch in Bereichen, welche geringer durch eine äußere Verkehrsbelastung bzw. Eigengewicht belastet sind. Wie in Kapitel 4.1 aufgezeigt, sind bereits Eigenspannungen ausreichend, um SpRK auszulösen. In den Querspanngliedern ist neben einer möglichen Eigenspannung auch die Spannung aus Vorspannung vorhanden. Zudem lässt sich SpRK nicht direkt auf die Größe der vorherrschenden Spannung zurückführen. Es wird gemäß dem aktuellen Stand der Technik (vgl. [Lingemann2010] und [Wilhelm2014]) eine Gleichverteilung der Brüche angenommen.

Die Berechnung des erforderlichen Spannstahls über eine linear-elastische Berechnung auf Basis der Einflusslänge in Brückenlängsrichtung gemäß Kapitel 7.4.4 ermöglicht die Betrachtung gleichverteilter Spannstahlausfälle. Eigene Berechnungen an unterschiedlichen Brückenquerschnitten haben gezeigt, dass dieses Vorgehen gegenüber einer nicht-linearen FEM Berechnung mit lokalem Spannstahlausfall auf der sicheren Seite liegt. Dies wird durch Literatur zur SpRK-Beurteilung bestätigt, vgl. [Albertin-Hummel & Brandt2008]. Insbesondere durch die große Anzahl an Einzeldrähten innerhalb der Einflusslänge und der geringen lokalen Schwachstellen – im Vergleich zur Brückenlängsrichtung liegen keine ausgeprägten Hochpunkte mit potenziell ungenügender Verpressung und

Tiefpunkte, in denen sich vor dem Verpressen Wasser ansammeln kann, des Spanngliedverlaufs vor – ist eine lokale Häufung von Spannstahlbrüchen unwahrscheinlich.

In Abbildung 7.14 ist der Ausschnitt aus einem Brückenlängssystem dargestellt. Zudem ist der Einflussbereich des SLW 60 markiert, innerhalb dieses Einflussbereiches erfolgt die Simulation von Spannstahlbrüchen (rote Kreuze). Die grünen Markierungen symbolisieren den Anteil an statisch erforderlichem Spannstahl in der jeweiligen vertikalen Nachweislinie. Die Markierungen stehen für den benötigten Anteil, geben jedoch nicht die exakte Lage des benötigten Spannstahls wieder.

Die Wahl des ersten Ausfallpunktes direkt an den Enden der Spannglieder wurde hier analog zum Vorgehen nach [Lingemann2010] bzw. der HA-SpRK [BMVBS2011a] gewählt. Aus technischer Sicht ist dies durch die erhöhte Empfindlichkeit der Spannglieder an den Verankerungen gegenüber Schädigungen sowohl durch lokal verstärkte mechanische Belastung (Klemmung der Verankerung z.B. durch eine Konusverankerung nach [Polensky & Zöllner1969], bzw. eine lokale Umlenkung) als auch ungenügenden Korrosionsschutz begründet.

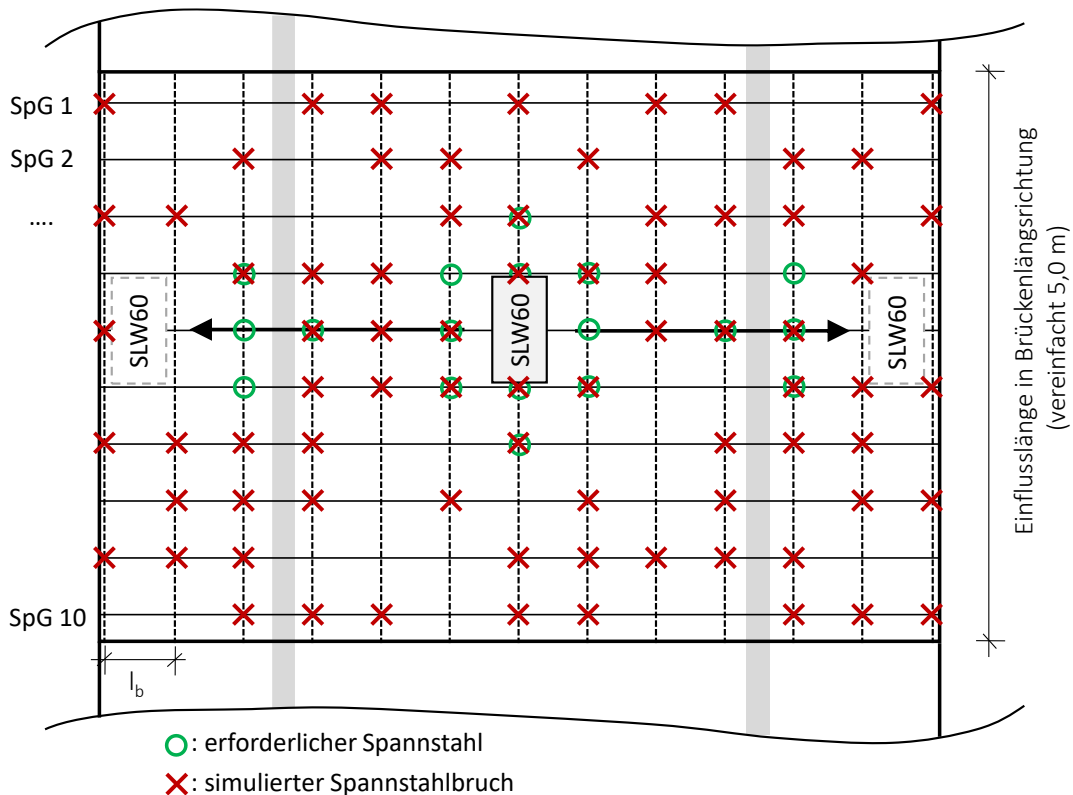


Abbildung 7.14: Ausschnitt aus einem Brückenlängssystem – simulierte Spannstahlbrüche

Die Simulation der Spannstahlbrüche wird softwaregestützt als Monte-Carlo-Simulation durchgeführt. Hierbei werden sukzessive einzelne Spannstahlbrüche in den jeweiligen Untersuchungspunkten erzeugt. Diese werden analog zur Betrachtung in Brückenlängsrichtung gleichverteilt angenommen. Aufgrund des angesetzten Korrelationsfaktors von 0,2 liegen im Ursprungszustand in jedem Diskretisierungspunkt fünf effektive Teilspannglieder vor. Die Gesamtanzahl der möglichen Spannstahlbrüche ergibt sich also aus der Anzahl an Diskretisierungspunkten multipliziert mit fünf. Diese entsprechen den Schnittpunkten aus der tatsächlichen Spanngliedlage und der Unterteilung in Brückenlängsrichtung durch die Verankerungslänge der Spannglieder (Untersuchungsquerschnitte). In Abbildung 7.14 ergibt dies bei 10 Spanngliedern mit einer Verankerungslänge von 1,0 m und 0,2 als Korrelationsfaktor 650 mögliche Spannstahlbrüche. Eine Simulation ist abgeschlossen, sobald in einem Untersuchungsquerschnitt die erforderliche Restspannstahlmenge zur Sicherstellung der Resttragfähigkeit unterschritten wird. Nach Abschluss einer hinreichenden Anzahl an Simulationsdurchläufen wird die Anzahl der Spannstahlbrüche bis zum Auftreten eines Ereignisses in Form einer Verteilungsdichtefunktion dargestellt.

Die Anzahl der Simulationen wird derart gewählt, dass die erhaltene Verteilungsdichtefunktion reproduzierbar ist. Mit softwaregestützten Verfahren können problemlos mehrere Millionen Simulationen durchgeführt werden. Eine Anzahl von 10 Mio. Simulationen wird empfohlen. Im Anwendungsbeispiel in Kapitel 8 hat sich eine Anzahl von 1 Mio. Simulationen als ausreichend genau erwiesen, um ein reproduzierbares Ergebnis des Faltingsintegrals zu erhalten.

Das Resultat einer Vielzahl an Simulationen ist eine Verteilungsdichtefunktion, welche beschreibt, wie viele Brüche im Mittel auftreten müssen, damit im betrachteten Einflussbereich an einer Stelle (i.d.R. eine kritische Stelle, z.B. der Kragarmanschnitt bzw. die Feldmitte zwischen den Stegen) der Spannstahl nicht mehr ausreichend ist, um die Tragfähigkeit unter der gemäß Kapitel 7.4.4 angesetzten Last sicherzustellen. Die Verteilungsdichtefunktion wird in das Verhältnis zur Gesamtanzahl der effektiven Spannglieder im betrachteten Brückenabschnitt gesetzt. Diese Gesamtanzahl beschreibt die maximale Anzahl an theoretisch möglichen Spannstahlbrüchen. Im nachfolgenden Kapitel wird die Verteilungsdichtefunktion aus dem Referenzsystem in Brückenlängsrichtung mit dem Ergebnis der MCS in Brückenquerrichtung zur Beurteilung der SpRK-Gefährdung gegenübergestellt.

7.4.6 Bewertung: Übergang vom Quer- zum Längssystem

Der Übergang von der Längs- zur Querrichtung erfolgt über ein Faltungsintegral. Einleitend wird in diesem Abschnitt auf die theoretischen Hintergründe der Anwendung einer Faltung auf das klassischen Zuverlässigkeitsproblems eingegangen (vgl. u.a. [Straub2011]). Anschließend erfolgt die Erläuterung der konkreten Anwendung zur Beurteilung der SpRK-Gefährdung in Brückenquerrichtung und die Diskussion eines Grenzwertes für die berechnete Versagenswahrscheinlichkeit.

Zuverlässigkeitsproblem

Das klassische Zuverlässigkeitsproblem lässt sich durch probabilistische Ansätze lösen. Ganz allgemein werden hierbei die statistisch unabhängigen Zufallsvariablen des Widerstands R mit den Einwirkungen S gegenübergestellt. Die Versagenswahrscheinlichkeit $Pr(F)$ lässt sich nach Gleichung (7.3) in Abhängigkeit von R und S berechnen:

$$Pr(F) = Pr(R \leq S) \quad (7.3)$$

Sowohl die Einwirkung S als auch der Widerstand R sind zumeist unsichere Größen, welche über eine Verteilungsdichtefunktion darstellbar sind (vgl. Abbildung 7.15).

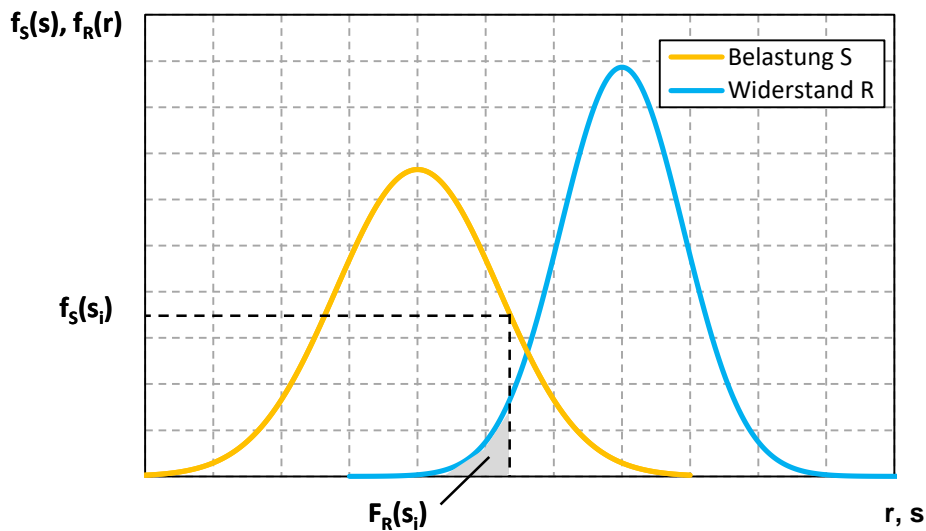


Abbildung 7.15: Zuverlässigkeitsproblem: Verteilungsdichtefunktionen von Einwirkung S und Widerstand R

Mit dem Gesetz der totalen Wahrscheinlichkeit kann daraus die Versagenswahrscheinlichkeit $Pr(F)$ nach Gleichung (7.4) ermittelt werden.

$$Pr(F) = \int_s Pr(F | S = s) f_S(s) ds = \int_s F_R(s) f_S(s) ds \quad (7.4)$$

Hierbei sind die Eingangswerte einerseits die Wahrscheinlichkeit $f_S(s)$ des Auftretens einer Einwirkung s_i basierend auf der Verteilungsdichtefunktion der Einwirkungen S und die Wahrscheinlichkeit, dass bei der Belastung s_i der Widerstand R unterschritten wird auf Basis der Verteilungsfunktion $F_R(s)$. Die Integration über alle Einwirkungen s resultiert folglich in der „totalen Wahrscheinlichkeit“, also der Versagenswahrscheinlichkeit, welche die Wahrscheinlichkeit beschreibt, mit welcher die Belastungen den Widerstand unterschreiten. Hierbei gehen sehr wahrscheinliche Belastungen mit geringer Wahrscheinlichkeit für die Unterschreitung des Widerstandes ebenso ein, wie extrem unwahrscheinliche Belastungen, welche einem wahrscheinlicheren Widerstand gegenüberstehen.

Im konstruktiven Ingenieurbau ist in der Regel eine Sicherheitsmarge M festgelegt, welche sich aus der Differenz von Widerstand R und Einwirkung S berechnen lässt:

$$M = R - S \quad (7.5)$$

Unter der Annahme einer Normalverteilung (Mittelwert μ und Standardabweichung σ) sowohl für die Einwirkung S als auch den Widerstand R ergibt sich für die Sicherheitsmarge M auch eine Normalverteilung. Folglich kann man die Versagenswahrscheinlichkeit $Pr(F)$, basierend auf der angenommenen Normalverteilungen, nach Gleichung (7.6) berechnen.

$$Pr(F) = \Phi\left(-\frac{\mu_m}{\sigma_m}\right) = \Phi\left(-\frac{\mu_R - \mu_S}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}}\right) \quad (7.6)$$

Die Standardnormalverteilung Φ ermöglicht die eindeutige Bestimmung der Versagenswahrscheinlichkeit, welche als Zuverlässigkeitsindex bzw. Sicherheitsindex β bezeichnet wird:

$$\beta = \frac{\mu_m}{\sigma_m} = \frac{\mu_R - \mu_S}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}} \quad (7.7)$$

Aus Gleichung (7.6) und (7.7) ergibt sich der Zusammenhang zwischen Versagenswahrscheinlichkeit $Pr(F)$ und Zuverlässigkeitsindex β , welcher in Tabelle 7.3 dargestellt ist:

$$Pr(F) = \Phi(-\beta) \quad (7.8)$$

Tabelle 7.3: Zusammenhang zwischen Versagenswahrscheinlichkeit $Pr(F)$ und Zuverlässigkeitsindex β

$Pr(F)$	10^{-1}	10^{-2}	10^{-3}	10^{-4}	10^{-5}	10^{-6}	10^{-7}
β	1,28	2,32	3,09	3,72	4,27	4,75	5,20

Aus Gleichung (7.7) lassen sich zwei Möglichkeiten ableiten, um den Zuverlässigkeitsindex β zu erhöhen. Einerseits ist dies über eine größere Differenz der Mittelwerte von Widerstand und Einwirkung möglich. Andererseits führt auch eine Verringerung der Standardabweichung von Widerstand und/oder Einwirkung zu einer erhöhten Sicherheit. Diese Reduktion der Unsicherheit kann z.B. über Proben am Bauwerk erfolgen. Diese Beobachtung kann auf andere Verteilungen übertragen werden. Wie nachfolgend aufgezeigt, spielt dies auch bei der Beurteilung der SpRK in Brückenquerrichtung mit dem hier vorgestellten Verfahren eine Rolle.

Faltungsintegral zur Beurteilung der SpRK-Gefährdung in Brückenquerrichtung

Bei nicht normalverteilten Zufallsgrößen für Einwirkung und Widerstand ist keine direkte Berechnung des Sicherheitsindex gemäß Gleichung (7.7) möglich. Dennoch gibt es viele Möglichkeiten die Versagenswahrscheinlichkeit über das Faltungsintegral gemäß Gleichung (7.4) zu bestimmen. Neben der First/Second Order Reliability Method (FROM bzw. SORM) kann eine numerische Integration auch über ein Simulationsverfahren, z.B. die Monte-Carlo-Simulation, erfolgen. Nachfolgend wird auf ein numerisches Integrationsverfahren zurückgegriffen, welches einfach in der Anwendung ist und ausreichend genaue Ergebnisse liefert.

Numerische Integrationsverfahren können unabhängig von der Art der Verteilung angewendet werden, also auch wenn für die Verteilungsdichtefunktion in Brückenlängsrichtung keine Normalverteilung gemäß Kapitel 7.4.3 angenommen wird. Im Anwendungsbeispiel in Kapitel 8 wird sowohl für die Verteilungsdichtefunktion in Quer- als auch in Längsrichtung die per MCS ermittelte Verteilung angesetzt. Es erfolgt keine Normierung auf eine Normalverteilung.

Die Wahrscheinlichkeit des Auftretens eines Unterschreitens der rechnerisch erforderlichen Spannstahlmenge in Brückenquerrichtung in Abhängigkeit der am generischen Längssystem ermittelten Restspannstahlmenge in Brückenlängsrichtung kann mathematisch durch Gleichung (7.9) ausgedrückt werden. Die Struktur dieser Gleichung entspricht dem Faltungsintegral aus dem klassischen Zuverlässigkeitsproblem (vgl. Gleichung (7.4)). Jedoch sind die „Einwirkung“ und der „Widerstand“ nicht direkt durch eine Verteilung

beschrieben. Die fehlende Information der Ausfallwahrscheinlichkeit ermöglichte bisher keine zielführende Beurteilung der SpRK-Gefährdung in Brückenlängsrichtung. Durch einen indirekten Ansatz wird dies nun ermöglicht. Als „Widerstand“ wird die Verteilung des zu erwartenden Restspannstahls bei einem Ereignis, abgeleitet aus der gesammelten Erfahrung und einer generischen Bewertung von Längssystemen, angesetzt. Die „Einwirkung“ entspricht dem erforderlichen Spannstahl in Brückenquerrichtung und somit dem Resultat aus einer statischen Berechnung in Brückenquerrichtung.

$$Pr(A_q > A_l) = \int_0^1 f_{A_q}(a) \cdot F_{A_l}(a) da \quad (7.9)$$

mit:

$Pr(A_q > A_l)$ Wahrscheinlichkeit des Auftretens von Ereignis A_q vor A_l

A_q Ereignis quer: Unterschreitung des statisch erforderlichen Spannstahls in einem Untersuchungsquerschnitt

A_l Ereignis längs: Unterschreitung des Spannstahls, welcher zu einem Auftreten eines AKV bzw. Versagens in Brückenlängsrichtung, ermittelt am generischen Längssystem, führt

$f_{A_q}(a)$ Wahrscheinlichkeit des Auftretens von A_q

$F_{A_l}(a)$ Summenwahrscheinlichkeit des Auftretens von A_l

Da für die Verteilungsdichten und somit für das Integral keine Stammfunktion ermittelt werden kann, kann der Hauptsatz der Differential- und Integralrechnung nicht angewendet werden. Die Lösung dieses Integrals kann jedoch über eine Vielzahl von numerischen Methoden erfolgen. Die sogenannten Quadraturformeln beruhen auf einer gewichteten Aufsummierung der Funktionswerte. Die Funktion wird hierbei durch Stützstellen unterteilt, anschließend die Flächeninhalte der Funktionsabschnitte ermittelt und aufsummiert. Folgende Standardverfahren finden in der Numerik Anwendung:

- Rechteck-/Lamellenverfahren
- Trapezverfahren
- Tangentenverfahren
- Simpson-Regel

Die Verfahren unterscheiden sich in der Art der Annäherung des Flächeninhaltes unter der Funktion. In Abbildung 7.16 ist das Rechteckverfahren graphisch dargestellt. Die Stützstellen haben den Abstand h . Die Berechnung des Flächeninhaltes einer Lamelle erfolgt

durch die Multiplikation des Funktionswertes an der ersten Stützstelle des Rechtecks mit dem Abstand $h (= x_i - x_{i-1})$ der Stützstellen. Aus Abbildung 7.16 wird offensichtlich, dass der Flächeninhalt einer steigenden Funktion bei Ermittlung der Untersumme unterschätzt und der einer fallenden Funktion überschätzt wird. Die numerische Integration erfolgt durch die Summenbildung der Flächeninhalte der einzelnen Rechtecke.

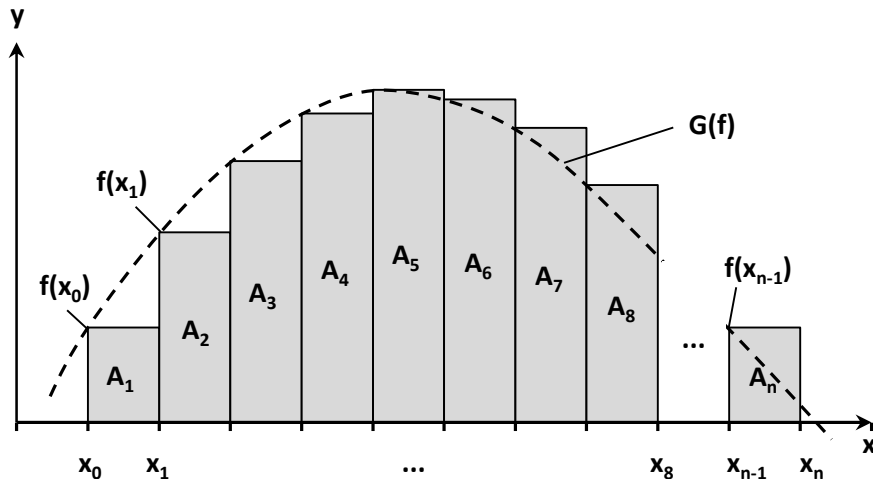


Abbildung 7.16: Rechteckverfahren zur numerischen Integration einer Funktion (Untersumme)

Die Vorgehensweise der weiteren erwähnten Integrationsverfahren lässt sich direkt aus dem Namen ableiten. Beim Trapezverfahren wird die Fläche eines Trapezes mit Höhe h und den Funktionswerten an den beiden Stützstellen gebildet. Beim Tangentenverfahren wird das Trapez mittels einer Tangente durch den Funktionswert mittig zwischen den beiden Stützstellen gebildet. Die Simpson-Regel basiert auf der Annäherung der Funktion durch eine Parabel und anschließende numerische Näherungslösung mittels rechteckiger Lamellen.

Je nach Verfahren sind die Ergebnisse mit einem unterschiedlichen Fehler (= Abweichung von der analytisch-exakten Lösung) behaftet. Die Fehlerabschätzung kann über mathematische Methoden erfolgen. Im Gegensatz zur in Abbildung 7.16 dargestellten kontinuierlichen Funktion $f(x)$ liegen für die Beurteilung der SpRK-Gefährdung in Brückenquerrichtung diskrete Eingangswerte vor. Die Eingangswerte ergeben sich aus der MCS diskret im Abstand von effektiven Teilspanngliedern. Analog zur Auswertung von diskreten Messwerten eines Versuchs erfolgt die Auswertung direkt auf Basis dieser diskreten Eingangswerte. Durch die Annäherung der Verteilungsdichtefunktion des Spannstahls durch eine bekannte Funktion, z.B. die Normalverteilung, und anschließende Unterteilung der

bekanntem Funktion durch Stützstellen, würde man lediglich eine höhere Genauigkeit suggerieren. Die numerische Integration erfolgt nachfolgend mittels des Rechteckverfahrens auf Basis diskreter Eingangswerte. In Abbildung 7.17 ist die Anwendung der numerischen Integration auf das konkrete Problem dargestellt.

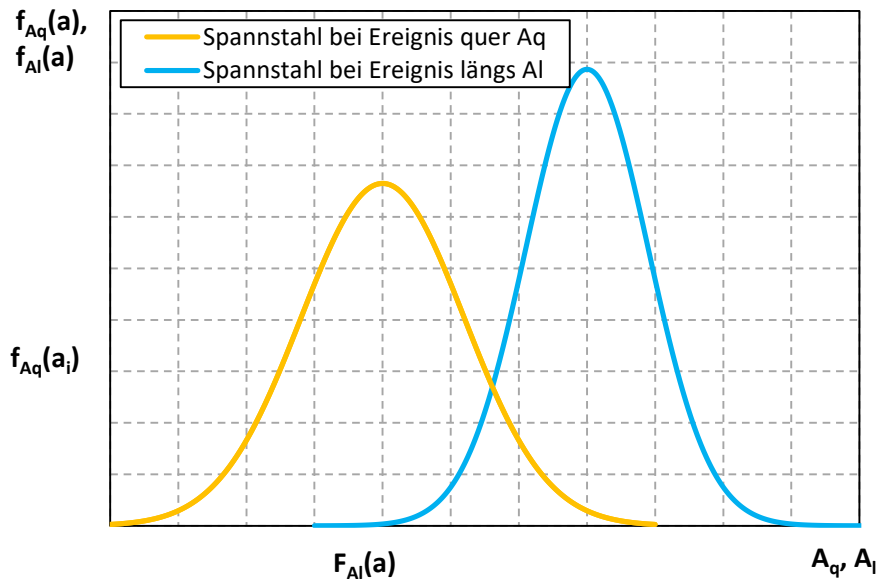


Abbildung 7.17: Anwendung des Faltungsintegrals (exemplarisch)

Die Faltung nach Gleichung (7.9) erfolgt numerisch. Hierzu wird an jeder Stützstelle, also einem diskreten Wert der vorliegenden Restspannstahlfläche, die Summenwahrscheinlichkeit des Auftretens eines Ereignisses in Brückenlängsrichtung mit der Wahrscheinlichkeit des Auftretens eines Ereignisses in Brückenquerrichtung multipliziert. Die Wahrscheinlichkeit in Brückenquerrichtung für einen diskreten Wert an Restspannstahl ist ein Zahlenwert. Die Summenwahrscheinlichkeit in Brückenlängsrichtung wird numerisch aus den Einzelwahrscheinlichkeiten aufsummiert. Die Summe aller Produkte an allen Stützstellen ergibt die Wahrscheinlichkeit des Unterschreitens der minimal erforderlichen Restspanngliedanzahl in Brückenquerrichtung, in Abhängigkeit der ermittelten Verteilungsdichtefunktion für ein generisches Längssystem. Dieses Vorgehen wird in Kapitel 8 an einem Praxisbeispiel vorgeführt.

Grenzwert zur Beurteilung der SpRK-Gefährdung in Brückenquerrichtung

Nach der Ermittlung der oben genannten Wahrscheinlichkeit eines „SpRK-Risikos“ in Brückenquerrichtung, muss ein Grenzwert zur Ableitung einer Beurteilung festgelegt werden. Zuerst wird hierzu auf den im Bauingenieurwesen anerkannten Stand der Technik bezüglich der Versagenswahrscheinlichkeit eingegangen.

Im Allgemeinen wird der Zielwert des Zuverlässigkeitsindex für verschiedene Referenzzeiten angegeben. So sind im [DIN EN 1990:2010-12], Anhang C, Zielwerte gemäß Tabelle 7.4 enthalten. Die höheren Zielwerte für geringere Referenzzeiten lassen sich durch die Definition der Einwirkungen erklären. Der Nachweis für einen Referenzzeitraum wird mit einer Last geführt, welche innerhalb einer 50-Jahres-Periode als maximale Last zu erwarten ist. Aufgrund des gegenüber einem Jahr deutlich längeren Zeitraums ist die angesetzte Last deutlich größer. Folglich kann der Zielwert des Zuverlässigkeitsindex kleiner festgelegt werden. Der Zusammenhang zwischen Versagenswahrscheinlichkeit und Zuverlässigkeitsindex kann Tabelle 7.3 entnommen werden.

Tabelle 7.4: Zielwerte des Zuverlässigkeitsindex gemäß [DIN EN 1990:2010-12], Anhang C

Grenzzustand	Zielwert des Zuverlässigkeitsindex	
	1 Jahr	50 Jahre
Tragfähigkeit	4,7	3,8
Ermüdung	-	1,5 bis 3,8
Gebrauchstauglichkeit	2,9	1,5

Die im [DIN EN 1990:2010-12], Anhang C, angegebenen Grenzzustände sind Tragfähigkeit, Ermüdung und Gebrauchstauglichkeit. In den ersten beiden Grenzzuständen können Einwirkungen einem definierten Widerstand zugeordnet werden. So ist dies bei der Tragfähigkeit die klassische Kombination aus einwirkender Last und dem Tragwiderstand des Bauwerks. Bei der Ermüdungsbelastung stehen Spannungsschwingbreiten aufnehmbaren Lastwechszahlen, basierend auf Materialgesetzen, gegenüber. Der Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit definiert einen tolerierbaren Zustand in Abhängigkeit einer definierten Einwirkung, z.B. eine maximale Verformung.

Die Beurteilung der SpRK-Gefährdung in Brückenlängsrichtung gemäß dem (vereinfachten) stochastischen Verfahren nach [BMVBS2011a] weicht von diesen klassischen Grenzzuständen ab. Es wird keine definierte Einwirkung mit einem definierten Widerstand gegenübergestellt. Vielmehr wird – unabhängig von der tatsächlichen Einzelbruchwahrscheinlichkeit – von einem sukzessiven Fortschreiten der Schädigung durch SpRK ausgegangen und darauf basierend die Wahrscheinlichkeit eines AKVs am Gesamtsystem ermittelt. Es handelt sich somit nicht um eine klassische Grenzzustandsbetrachtung, sondern

um die Ermittlung der Wahrscheinlichkeit eines bestimmten Zustandes bei einer Einzelbruchwahrscheinlichkeit von 1,0. Die Wahrscheinlichkeit eines Einzelbruches ist nicht bekannt, somit kann hier keine direkte Berechnung erfolgen.

In der [BMVBS2011a] wurde deshalb von einem Expertengremium, abweichend von den Zielwerten des Zuverlässigkeitsindex für klar definierte Grenzzuständen, ein Grenzwert von 10^{-4} festgelegt. In dem hier vorgestellten Konzept zur Beurteilung der SpRK-Gefährdung in Brückenlängsrichtung wird entsprechend ein Grenzwert der Versagenswahrscheinlichkeit von 10^{-4} angesetzt.

Dies lässt sich analog zum Grenzwert des (vereinfachten) stochastischen Verfahrens in Brückenlängsrichtung begründen. Die Berechnung des Faltungsintegrals gibt die Wahrscheinlichkeit an, mit welcher in Brückenquerrichtung unter einer Grundvoraussetzung ein kritischer Zustand erreicht werden kann. Diese Grundvoraussetzung ist analog zur Bewertung in Brückenlängsrichtung ein gleichverteilter sukzessiv fortschreitender Spannstahlausfall. Dass dies einer extremen Annahme entspricht, kann man daran erkennen, dass in Brückenlängsrichtung keine Schadensfälle bzw. keine Brücken mit auftretendem AKV bekannt sind. Selbst wenn an allen mit dem generischen Längssystem abgedeckten Brücken exakt der kritische Zustand bzw. ein AKV vorliegen würde, ist die aktuelle Beurteilungsbasis nach dem hier vorgestellten Verfahren erfüllt. Folglich ist der vorgestellte Ansatz sehr konservativ und ein Grenzwert der Versagenswahrscheinlichkeit von 10^{-4} angemessen. Sollten genauere Erkenntnisse zum AKV in Brückenlängsrichtung und daraus abgeleitet zur minimal erwartbaren Verteilungsdichtefunktion des Restspannstahls vorliegen, kann das Verfahren problemlos angepasst werden.

7.4.7 Bayessches Update

Die Basis für das Verfahren ist durch die Verteilungsdichtefunktion des minimal zu erwartenden Restspannstahls in Längsrichtung gegeben. Diese Verteilungsdichtefunktion basiert auf einer konservativen Annahme und kann durch eine Standardnormalverteilung approximiert werden (vgl. Kapitel 7.4.3). Die angenommene Verteilungsdichtefunktion kann durch neue Informationen upgedatet werden. Neue Informationen können sowohl aus Erkenntnissen von nachgerechneten Brücken bzw. Verkehrslasterhebungen stammen als auch aus Materialuntersuchungen an SpRK-gefährdeten Brücken bzw. Abbruchbauwerken. Jede Information, welche den Erwartungswert des minimal zu erwartenden Restspannstahl ansteigen lässt bzw. die Streuung verkleinert, führt zu einer höheren Wahrscheinlichkeit einer Einstufung des untersuchten Bauwerks als unkritisch bezüglich der SpRK-Gefährdung in Brückenquerrichtung.

Ein Update der angenommenen Verteilungsdichtefunktion kann über die Bayessche Statistik erfolgen. Mittels des Satzes von Bayes wird aus einer bestehenden Information (a-priori Wahrscheinlichkeit) unter Einbezug neuer Erkenntnisse (Likelihood) eine

upgedatete Wahrscheinlichkeit (a-posteriori) ermittelt. Die erhaltende a-posteriori Wahrscheinlichkeit kann bei Vorliegen weiterer Informationen wiederum als a-priori Wahrscheinlichkeit verwendet werden und folglich ein fortlaufendes Bayessesches Updating erfolgen. Der Satz von Bayes lässt sich wie folgt darstellen:

$$\Pr(A | E) = \frac{1}{Pr(E)} \cdot \Pr(E | A) \Pr(A) \quad (7.10)$$

mit:

$\Pr(A | E)$ a-posteriori Wahrscheinlichkeit von A unter Beobachtung von E

$\Pr(E)$ a-priori Wahrscheinlichkeit von E

$\Pr(E | A)$ Likelihood von E (Wahrscheinlichkeit von E unter Beobachtung von A)

$\Pr(A)$ a-priori Wahrscheinlichkeit von A (vor Beobachtung von E)

Die a-priori Wahrscheinlichkeit von E kann über den Satz der totalen Wahrscheinlichkeit bestimmt werden. Folglich lässt sich der Satz von Bayes bei vorliegenden Werten der Wahrscheinlichkeiten direkt anwenden. Für das hier vorgestellte Verfahren muss der Satz von Bayes jedoch auf Verteilungsdichtefunktionen angewendet werden. Bei unbekanntem bzw. nicht komplementären Verteilungsdichten ist dies über numerische Methoden möglich. Vereinfachend wird hier das Prinzip anhand von Normalverteilungen dargestellt.

Die a-priori Verteilung wurde in Brückenlängsrichtung als Normalverteilung angenommen (Mittelwert $\mu = 75$ %; Standardabweichung $\sigma = 4$ %). Als vereinfachende Annahme wird das Ergebnis einer umfassenden Materialuntersuchung normalverteilt angenommen. Für nachfolgendes Beispiel gehen wir in der Stichprobe, welche als Likelihood in den Satz von Bayes Eingang findet, von einem Mittelwert $\mu = 90$ % und einer Standardabweichung von $\sigma = 7,5$ % aus. Die Materialuntersuchung ergibt also einen mittleren Spannstahlausfall von 10 %, jedoch auch eine relativ große Streuung. Ein Ausfall von 10 % übersteigt bisherige Erkenntnisse, bezieht man Anrisse ein, liegt das im Bereich veröffentlichter Beprobungen aus [Wilhelm et al.2015]. Nach den Gleichungen (7.11) und (7.12) erhält man eine a-posteriori Verteilung mit einem Mittelwert $\mu = 78,3$ % und einer Standardabweichung von $\sigma = 3,5$ %. Die a-priori, Likelihood und a-posteriori sind in Abbildung 7.18 graphisch dargestellt und einem exemplarisch erforderlichen Spannstahl in Brückenquerrichtung gegenübergestellt.

$$\mu_{AE} = \frac{1}{\frac{1}{\sigma_E^2} + \frac{1}{\sigma_{EA}^2}} \cdot \left(\frac{1}{\sigma_E^2} \cdot \mu_E + \frac{1}{\sigma_{EA}^2} \cdot \mu_{EA} \right) \quad (7.11)$$

$$\frac{1}{\sigma_{AE}^2} = \frac{1}{\sigma_E^2} + \frac{1}{\sigma_{EA}^2} \quad (7.12)$$

mit:

- μ_{AE} Mittelwert der a-posteriori Wahrscheinlichkeit
- μ_E Mittelwert der a-priori Wahrscheinlichkeit
- σ_E Standardabweichung der a-priori Wahrscheinlichkeit
- μ_{EA} Mittelwert der Likelihood Wahrscheinlichkeit
- σ_{EA} Standardabweichung der Likelihood Wahrscheinlichkeit

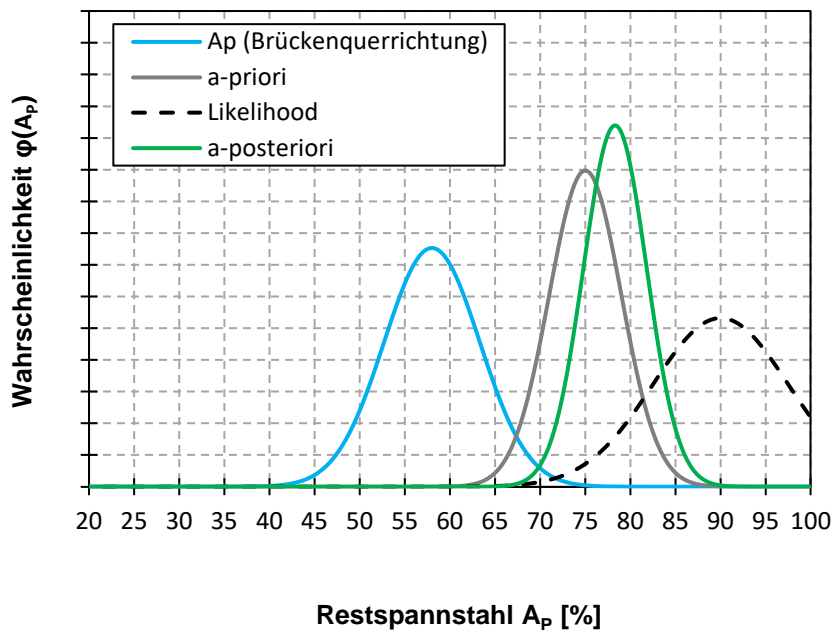


Abbildung 7.18: Verteilungsdichtefunktion des Spannstahls in Brückenlängsrichtung vor und nach Update mit dem erforderlichen Spannstahl in Brückenquerrichtung gegenübergestellt

Ein Update der zugrundeliegenden Verteilungsdichtefunktion liefert eine a-posteriori Verteilungsdichtefunktion. In Abbildung 7.18 wird ersichtlich, dass sich der Mittelwert in Richtung des Messergebnisses verschiebt und die Standardabweichung abnimmt.

Aufgrund der deutlich größeren Standardabweichung der Likelihood ist der Einfluss des Updates jedoch gering. Dennoch führt die a-posteriori Verteilung zu einer Verbesserung des Ergebnisses. Der Nachweis einer positiven Bewertung hinsichtlich der SpRK-Problematik in Brückenquerrichtung ist einfacher zu führen.

7.5 Vereinfachtes Verfahren zur Beurteilung der SpRK-Gefährdung in Brückenquerrichtung

Das in Kapitel 7.4 beschriebene stochastische Verfahren setzt sich aus folgenden Schritten zusammen:

- statische Berechnung am Quersystem (vgl. Kapitel 7.4.4)
- Bruchsimulation am Quersystem (z.B. mittels MCS, vgl. Kapitel 7.4.5)
- Übergang vom Längs- zum Quersystem durch ein Faltungsintegral (vgl. Kapitel 7.4.6).

Im Folgenden wird eine Parameterstudie durchgeführt, um den Grundgedanken des vorgestellten Konzepts anzuwenden, jedoch die Beurteilung der SpRK-Gefährdung in Brückenquerrichtung zu vereinfachen. Das vereinfachte Verfahren erfolgt ohne Durchführung einer Bruchsimulation und Faltung auf Basis von Bewertungstabellen. Zur Anwendung dieser Bewertungstabellen ist lediglich eine statische Berechnung zur Ermittlung der relevanten Restspannstahlmenge erforderlich.

Die Parameterstudie erfolgt an fiktiven Ersatzsystemen, welche den Großteil der baupraktisch sinnvollen realen Szenarien abdecken bzw. auf der sicheren Seite eine Abschätzung der SpRK-Gefährdung von Brückenbauwerken in Querrichtung ermöglichen. An den jeweiligen Ersatzsystemen wird – analog zu Kapitel 7.4.5 – über eine MCS eine Bruchsimulation durchgeführt, um die Verteilungsdichtefunktion der Restspannglieder zu erhalten. Dies erfolgt mit einer Anzahl von 1 Millionen Simulationsdurchläufen, um eine reproduzierbare abgesicherte Verteilung zu erhalten.

Die anschließende Risikobeurteilung kann durch mehrere Vorgehensweisen erfolgen. Aus der Gegenüberstellung der Verteilungsdichtefunktion in Brückenlängs- und -querrichtung kann unter der vereinfachten Annahme einer Normalverteilung nach Gleichung (7.7) (nachfolgend nochmals dargestellt) direkt der Sicherheitsindex β berechnet werden. Hierfür wäre jedoch für jedes fiktive Ersatzsystem der Parameterstudie die Ermittlung des Mittelwertes und der Standardabweichung der erhaltenen Verteilungsdichtefunktionen erforderlich. Aufgrund des erhöhten Aufwandes und der erforderlichen Vereinfachung durch

eine Normalverteilung wurde dieser Ansatz für die Auswertung der Parameterstudie nicht gewählt.

$$\beta = \frac{\mu_m}{\sigma_m} = \frac{\mu_R - \mu_S}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}} \quad (7.7)$$

Ein konservativer Ansatz der Auswertung ist die Überprüfung, ob sich die Verteilungsdichtefunktion in Brückenlängs- und -querrichtung überschneiden. Liegt keine Überschneidung vor, ist die Auftretenswahrscheinlichkeit Null (vgl. auch Variantenstudie zum Anwendungsbeispiel in Kapitel 8.3.3). Dieser Ansatz könnte adaptiert werden, indem eine gewisse Überlappung als zulässig definiert wird. Der Quantilwert einer zulässigen Überlappung, um den definierten Grenzwert von 10^{-4} nicht zu überschreiten, hängt jedoch wieder von der Standardabweichung der Verteilungsdichtefunktion in Brückenquerrichtung ab, dessen Ermittlung für die Parameterstudie ausgeschlossen wurde.

Um die Auswertung der Parameterstudie möglichst genau, jedoch auch in einem vertretbaren Rechenaufwand durchzuführen, wurde daher eine direkte Berechnung der Auftretenswahrscheinlichkeit gemäß Kapitel 7.4.6 durch ein Faltungsintegral gewählt. Die Parameterstudie mit nachfolgend spezifiziertem Umfang wird folglich durch eine softwaregestützte Bruchsimulation an Ersatz-Brückenquersystemen analog zu Kapitel 7.4.5 durchgeführt. Aus der ermittelte Verteilungsdichtefunktion der Restspanngliedanzahl bei Erreichen der vorab definierten minimal benötigten Anzahl an effektiven Teilspanngliedern wird anschließend gemäß Kapitel 7.4.6 durch eine Faltung die Auftretenswahrscheinlichkeit des Unterschreitens der minimal erforderlichen Restspanngliedanzahl in Brückenquerrichtung, in Abhängigkeit der ermittelten Verteilungsdichtefunktion für ein generisches Längssystem ermittelt. Diese berechnete Wahrscheinlichkeit wird dem Grenzwert von 10^{-4} gegenübergestellt. Durch eine Vielzahl an Simulationen mit den unterschiedlichen Eingangswerten wird der Grenzwert ermittelt, bei dem die Wahrscheinlichkeit 10^{-4} gerade nicht mehr überschreitet. Diese Grenzwerte der Eingangsparameter werden tabellarisch zusammengefasst und stellen die Basis der Bewertungstabellen (vgl. Anhang C und Anhang D) dar. Insgesamt wurden ca. 5000 verschiedene Systeme mit einer MCS und nachfolgenden Faltung untersucht, um die jeweiligen Grenzwerte zu identifizieren. Die aus der Parameterstudie abgeleiteten Bewertungstabellen decken somit direkt mehrere Millionen unterschiedliche Systeme ab, weitere Systeme werden auf der sicheren Seite liegend erfasst.

Die Anwendung des vereinfachten Verfahrens erfolgt mittels Bewertungstabellen, diese werden durch eine Parameterstudie ermittelt. Im Rahmen der Parameterstudie werden folgende Eingangswerte variiert:

- Anzahl an Untersuchungsquerschnitten

- Anzahl an ursprünglich vorhandenen effektiven Teilspanngliedern
- Anzahl an Querschnitten mit statisch erforderlichen Teilspanngliedern
- Anzahl an statisch erforderlichen effektiven Teilspanngliedern im jeweiligen Querschnitt

Der Umfang und die Randbedingungen der Parameterstudie werden nachfolgend definiert. Die Anzahl an Untersuchungsquerschnitten wird auf Basis der Regelquerschnitte für Brücken gemäß [RAL2012] und [RAA2008] variiert. Basierend auf RQ 11,5B und einem Abstand der Untersuchungsquerschnitte in Brückenquerrichtung von 1,0 m wird die minimale Anzahl an Untersuchungsquerschnitten zu 11 gewählt. Des Weiteren werden Ersatzsysteme mit 15 bzw. 21 Untersuchungsquerschnitten untersucht. Die festgelegten Kategorien sind:

- Kategorie A: bis zu 11 Untersuchungsquerschnitte
- Kategorie B: 12-15 Untersuchungsquerschnitte
- Kategorie C: 16-21 Untersuchungsquerschnitte

Die Anwendung des vereinfachten Verfahrens erfolgt jeweils in der Kategorie mit der nächstkleineren Anzahl an Untersuchungsquerschnitten als Untergrenze. So wird beispielsweise ein Bauwerk mit 17 Untersuchungsquerschnitten in der Kategorie C mit 16-21 Untersuchungsquerschnitten untersucht. Für Querschnitte mit mehr als 21 Untersuchungsquerschnitten kann Kategorie C als Orientierungshilfe herangezogen werden, für eine genaue Beurteilung muss jedoch auf das stochastische Verfahren zurückgegriffen werden.

Eine Zunahme an Untersuchungsquerschnitten führt zu einer Vergrößerung der Streuung bei identischem Mittelwert. Folglich wird der überlappende Bereich der beiden Verteilungsdichtefunktionen größer und das Ergebnis der Faltung ebenso. Die oben beschriebene Einstufung in die Kategorien ist somit konservativ gewählt. Mit zunehmender Anzahl an Schnitten nimmt der Einfluss einer Erhöhung der Anzahl an Schnitten asymptotisch ab.

Die Kategorisierung nach der Anzahl an ursprünglich vorhandenen effektiven Teilspanngliedern erfolgt anhand der Betrachtung realer Brückenbauwerke. Es werden folgende Kategorien festgelegt:

- Kategorie I: 25 - 49 effektive Teilspannglieder
- Kategorie II: 50 - 74 effektive Teilspannglieder
- Kategorie III: 75 oder mehr effektive Teilspannglieder

Brücken mit einer veränderlichen Anzahl an Querspanngliedern pro Meter können ggf. abschnittsweise betrachtet werden, andernfalls erfolgt die Einstufung in die Kategorie auf Basis der minimal vorhandenen effektiven Teilspannglieder im betrachteten Bauwerk. Die Parameterstudie erfolgt jeweils mit der minimalen Anzahl an effektiven Teilspanngliedern je Kategorie, z.B. mit 25 effektiven Teilspanngliedern für Kategorie I. Die Anwendung der Bewertungstabellen auf Basis von Prozentwerten liegt auf der sicheren Seite, da sich bei einer größeren Anzahl an ursprünglich vorhandenen Teilspanngliedern die Spanngliedbrüche vergleichmäßigt auf die Untersuchungsquerschnitte verteilen (vgl. Kapitel 6.9) und somit bei mehr effektiven Teilspanngliedern, z.B. 35 in Kategorie I, zur Abdeckung des statisch erforderlichen Spannstahts auch mehr Restspannstahl zur Verfügung steht. Da bei mehr ursprünglich vorhandenem Spannstaht die Vergleichmäßigung der Brüche zu einer geringeren Streuung führt, resultiert dies in einer geringeren Überlappung der beiden Verteilungsdichtefunktionen und somit in einem positiven Effekt auf den Nachweis durch das Faltungsintegral. Die Anzahl an effektiven Teilspanngliedern hat einen größeren Einfluss auf den Nachweis als die Anzahl an Untersuchungsquerschnitten.

In der Parameterstudie zur Erzeugung von Auswertetabellen wird die Anzahl an Querschnitten mit statisch erforderlichen Teilspanngliedern in den jeweiligen Kategorien (A-I, A-II, A-III, B-I, ..., C-III) ausgehend von einem Querschnitt sukzessive erhöht. Bei jeder festgelegten Querschnittsanzahl wird der statisch erforderliche Spannstaht variiert, um die Grenzwerte des Übergangs von einer positiven zu einer negativen SpRK-Beurteilung zu identifizieren. Als Grenzwert dient 10^{-4} . Eine weitere Erhöhung des erforderlichen Spannstahts führt zu einer kritischen Beurteilung der SpRK-Gefährdung durch das Faltungsintegral. Die Konstellation, bei der der Grenzwert von 10^{-4} gerade nicht überschritten wird, wird in die Bewertungstabellen eingetragen. Anschließend wird die Anzahl an Querschnitten mit erforderlichem Spannstaht um 1 erhöht und wiederum die maßgebende Konstellation ermittelt. Dieser Vorgang erfolgt so lange, bis für alle Querschnitte eine mindestens erforderliche Restspannstahlmenge identifiziert wurde.

Die Anwendungsgrenzen des vereinfachten Verfahrens ergeben sich aus obigen Eingangsparametern und dem ermittelten Grenzwert des mindestens erforderlichen Spannstahts (vgl. Anhang C) zu:

- Anzahl an Untersuchungsquerschnitte:
maximal 21 (entspricht ≤ 20 m Brückenbreite)
- Anzahl an effektiven Teilspanngliedern:
mindestens 25 (entspricht einem Spanngliedabstand von $\leq 1,0$ m)
- Maximal erforderlicher Spannstaht im maßgebenden Querschnitt: 49 %

Hat ein konkret zu bewertendes Brückenbauwerk weniger Querschnitten (z.B. 17) als die Anzahl an Untersuchungsquerschnitten gemäß der relevanten Kategorie (z.B. Kategorie C

16-21), können diese Querschnitte (z.B. 18-21) bei der Anwendung der Bewertungstabellen vernachlässigt werden.

Für Brückenbauwerke, welche die Randbedingungen der Eingangsparameter nicht erfüllen, kann das vereinfachte Verfahren nicht angewendet werden. Es ist auf den stochastischen Ansatz zurückzugreifen.

Die verschiedenen Auswertetabellen der Kategorien A-I bis C-III sind in Anhang D dargestellt. Zudem kann die komplette Übersicht der Eingangswerte der Parameterstudie inklusive der detaillierten Auswertetabellen, mit Unterscheidung in der Anzahl an Untersuchungsquerschnitten mit erforderlichem Spannstahl, dem Anhang C entnommen werden. Nachfolgend ist exemplarisch die Auswertetabelle für die Kategorie A-II dargestellt. Die Auswertetabellen in Anhang D entsprechen einer reduzierten Version der detaillierten Auswertetabellen in Anhang C auf maximal 10 Konstellationen der Eingangswerte. Diese Vereinfachung liegt auf der sicheren Seite, da in allen Untersuchungsquerschnitten ein erforderlicher Spannstahl angesetzt wird. Im konkreten Anwendungsfall kann auch auf die detaillierten Tabellen zurückgegriffen werden.

Tabelle 7.5: Auswertetabelle – Vereinfachtes Verfahren (Kategorie A-II)

		Untersuchungsquerschnitt (ursprünglich: 50 effektive Teilspannglieder)										
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
A-II Erforderlicher Spannstahl [%]		46	42	42	40	40	40	38	34	32	30	26
		46	42	42	40	40	40	38	34	30	30	28
		46	42	42	40	40	40	38	32	32	32	32
		46	42	42	40	40	40	36	36	30	28	28
		46	42	42	40	40	40	36	34	34	34	30
		46	42	42	40	40	40	36	34	34	32	32
		46	42	40	40	40	40	40	40	38	38	38
		44	44	44	42	42	42	40	36	34	34	32
		44	44	44	42	42	42	38	38	36	34	34
		44	44	42	42	42	42	42	40	40	40	40

Zur Anwendung der Auswertetabellen muss lediglich je Untersuchungsquerschnitt der prozentual benötigte Anteil an erforderlichen effektiven Teilspanngliedern ermittelt werden. Bei der Ermittlung des erforderlichen Spannstahls können die Aspekte aus Kapitel 8.3.4, z.B. ein vorhandenes AKV berücksichtigt werden. Zwischen den einzelnen Tabellen darf keine Interpolation erfolgen. Da die Auswertung genau für den Grenzwert von 10^{-4}

erfolgte, stellt diese Einschränkung einen Sicherheitspuffer dar. Die Anwendung der Auswertetabellen erfolgt nach folgenden Schritten:

- Auswahl der relevanten Kategorie A-C auf Basis der Anzahl der Untersuchungsquerschnitte
- Auswahl der relevanten Kategorie I-III auf Basis der Anzahl an ursprünglich vorhandenen effektiven Teilspannglieder
- Identifikation der relevanten Tabelle nach der entsprechenden Kategorie
- Abgleich des statisch erforderlichen Spannstahls mit dem gemäß Auswertetabelle verfügbarem Spannstahl (Start mit Zeile 1 und Untersuchungsquerschnitt 1, jeweils aufsteigend)
- Bewertung: ist der erforderliche Spannstahl in jedem Untersuchungsquerschnitt kleiner oder gleich dem verfügbaren Spannstahl, ist das Bauwerk als nicht kritisch hinsichtlich SpRK-Gefährdung in Brückenquerrichtung einzustufen

Die tatsächliche Lage der Querschnitte im Bauwerk und die Anordnung der Spalten in den Auswertetabellen sind voneinander unabhängig. In den Auswertetabellen ist jeweils in der ersten Spalte der maximale Spannstahl eingetragen. Die weiteren Spalten sind von links nach rechts mit abnehmendem Spannstahl dargestellt.

Wenn durch den Abgleich der erforderlichen Spannstahlmenge mit den Auswertetabellen die SpRK-Gefährdung nicht als unkritisch eingestuft werden kann, können die detaillierten Tabellen aus Anhang C herangezogen werden. Falls die im konkreten Anwendungsfall vorliegende Konstellation in den detaillierten Tabellen nicht aufgeführt ist, führte diese in der MCS und der anschließenden Faltung zu keiner Verbesserung. Es ist auf die nächste Konstellation (Zeile der Tabelle) zurückzugreifen.

Wenn mit den detaillierten Tabellen weiterhin kein gewünschtes Ergebnis erzielt werden kann und bereits die Optionen gemäß Kapitel 8.3.4 (AKV, direkte Lasteinleitung etc.) ausgenutzt wurden, ist auf das stochastische Verfahren zurückzugreifen.

Das vereinfachte Verfahren basiert auf einer Parameterstudie mit der Verteilungsdichtefunktion des Längsspannstahls gemäß Kapitel 7.4.3. Eine Anpassung des vereinfachten Verfahrens auf neue Erkenntnisse bezüglich des zu erwartenden Spannstahls (Verteilungsdichtefunktion in Längsrichtung) kann im Gegensatz zum stochastischen Ansatz (vgl. Kapitel 7.4.7) nicht erfolgen. Es wäre eine erneute Parameterstudie erforderlich.

7.6 Weitere mögliche Beurteilungskriterien

7.6.1 Allgemeines

Der vorgestellte Ansatz ermöglicht die Beurteilung der SpRK-Gefährdung in Brückenquerrichtung. Das Literaturstudium und fachliche Diskussionen im Rahmen der Ausarbeitung dieses Verfahrens führten zu weiteren potenziellen Ansätzen, welche im Folgenden kurz diskutiert werden.

7.6.2 Grenzspannung

In Kapitel 4.1 wurden die drei maßgebenden Voraussetzungen für eine Schädigung des Spannstahls durch Spannungsrisskorrosion aufgeführt. Eine Voraussetzung ist die vorhandene Zugspannung im Bauteil. Die Spannung, unter der in einem „kritischen System-Werkstoff-Korrosionsmedium“ keine SpRK mehr auftritt, nennt man Grenzspannung. [Nürnberger1995]

Daraus lassen sich die Ansätze der Kontrolle (aktiv) bzw. der rechnerischen Reduzierung der Zugspannung (passiv) zur Unterbindung des Fortschreitens des SpRK-Prozesses ableiten. Eine Kontrolle kann durch Abgleich der vorliegenden Spannung mit einer Grenzspannung erfolgen. Die vorliegende Spannung kann entweder stichprobenartig am Bauwerk bestimmt oder auf Basis statischer Berechnungen ermittelt werden. Eine rechnerische Reduzierung kann durch theoretische Berücksichtigung von Spannstahlbrüchen erfolgen. Über Verbund baut sich die Spannung wieder bis zum Erreichen der Grenzspannung auf. Die ursprünglich vorhandene Zugspannung wird durch die Spannstahlbrüche auf die Grenzspannung reduziert.

Der theoretische Ansatz von Spannstahlbrüchen ab Erreichen der Grenzspannung bietet mehrere Optionen für die SpRK-Beurteilung. Einerseits kann man über die Verankerungslänge den Abstand der Spannstahlbrüche und somit die Anzahl möglicher Brüche ableiten. Diese Informationen können für statistische Methoden verwendet werden. Andererseits kann man die resultierenden Spannstahlabschnitte mit einer maximalen Spannung, der Grenzspannung, bei abgeschlossenem Bruchbild, d.h. Spannstahlbrüche im gesamten Bauwerk derart, dass die Grenzspannung an keiner Stelle überschritten wird, als zusätzliche Restbewehrung für die Berechnung der statischen Tragfähigkeit ansetzen.

Für beide Gedankengänge benötigt man einen abgesicherten Wert für die Grenzspannung. In Abbildung 7.19 ist das Prinzip der Grenzspannung nochmals verdeutlicht. Ab einer Unterschreitung der Grenzspannung ist auch langfristig nicht mit SpRK zu rechnen.

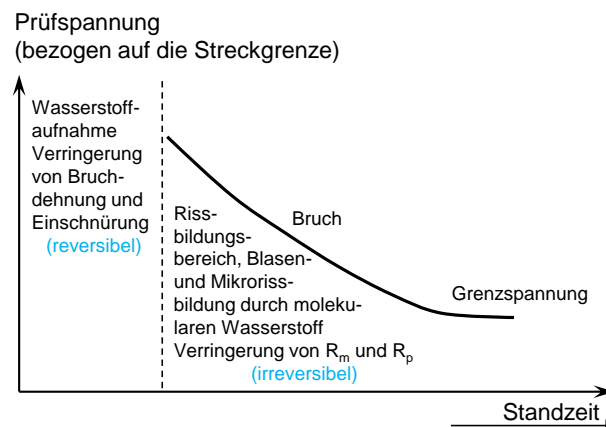


Abbildung 7.19: Ablauf der SpRK – Grenzspannung (in Anlehnung an [Wendler-Kalsch & Grüfen1998])

In vielen Anwendungsbereichen metallischer Werkstoffe wird das Thema einer Grenzspannung diskutiert. So wurde die [E DIN EN ISO 8044:2015-02] im Gegensatz zum Vorgängerdokument [DIN EN ISO 8044:1999-11] um einen Begriff ähnlich der Grenzspannung („Spannungskorrosionspotential“) ergänzt. Insbesondere in der Pipeline-Industrie werden Grenzspannungen betrachtet [Maes et al.2001]. Aber auch im Bauwesen gibt es eine Vielzahl von Veröffentlichungen zum Thema Grenzspannung, vgl. zusammenfassend [DAfStb563], bzw. im Detail [Gerberich & Chen1975], [Uhlig1981] und [Riecke1973]. Die aufgeführten Literaturquellen belegen, dass ein unterer Grenzwert für die Spannung, welche SpRK auslöst, existiert.

Die Bestimmung der Grenzspannung kann durch Laborversuche, wie z.B. den FIP-Test (vgl. Kapitel 4.2) erfolgen, siehe hierzu auch [Uhlig1981]. Die labortechnische Ermittlung der Grenzspannung erfolgt i.d.R. an gesättigten Proben und bei relativ hoher Wasserstoffaktivität [Grimme et al.1983]. Die ermittelten Werte können daher nicht direkt auf handelsübliche Stähle und Praxisbedingungen übertragen werden [DAfStb563]. Die Grenzspannung ist zudem abhängig von der Dehnrage (vgl. [Schwenk1978]) und ist folglich für dynamische Belastungen signifikant geringer als für statische Belastungen.

Der Wert der Grenzspannung kann laut [Griess1978] deutlich unter der Streckgrenze des Stahls liegen. Untersuchungen in [Schießl & Moersch1997] ergeben Werte für die Grenzspannung von Spannstählen im Bereich von 40 % der Streckgrenze. Einzelne Stähle, wie z.B. SpRK-kritischer „Neptun“-Stahl, erreichten lediglich 5 % der Streckgrenze. Auch in [Nürnberger1995] wird von lediglich 10 % der Streckgrenze bei Spannstählen mit einer Streckgrenze ab ca. 800 MPa berichtet. Die Streuung der Ergebnisse und die starke Material- bzw. Chargenabhängigkeit der Grenzspannung sind signifikant. Es lässt sich kein allgemeingültiger Wert je Stahlsorte ableiten. Zudem sind die ermittelten Werte z.T. sehr gering.

Zusammenfassend zeigt sich eine SpRK-Beurteilung auf Basis einer Grenzspannung als wenig zielführend. Die eingangs dieses Kapitels erläuterten Ansätze sind logisch, das Fehlen eines abgesicherten minimalen Wertes für die Grenzspannung für SpRK-gefährdete Spannstähle ermöglicht jedoch keine Anwendung der vorgeschlagenen Methoden.

7.6.3 Systemidentifikation

Der Schadensprozess der SpRK wird im Allgemeinen über das komplette Bauwerk gleichverteilt angenommen. Die Verfahren der Systemidentifikation ermöglichen eine globale Betrachtung des Brückenbauwerks. Hierbei werden Schäden, welche Steifigkeitsverluste auslösen, identifiziert, quantitativ abgeschätzt und lokalisiert.

Die Systemidentifikation erfolgt in der Regel durch die Kalibrierung numerischer Modelle mit Messgrößen, welche unter bestimmten Einwirkungen am jeweiligen Bauwerk erfasst werden. Alternativ kann eine Referenzmessung den Grundzustand definieren und in weiteren Messungen können Abweichungen, welche auf lokale Schädigungen schließen lassen, identifiziert werden. Man unterscheidet in statische und dynamische Verfahren. Bei statischen Verfahren kann unter definierten Belastungszuständen die Biegelinie erfasst werden. Hierzu sind lokale Probelastungen bzw. Überfahrten erforderlich. Bei dynamischen Verfahren werden die Eigenform bzw. die Eigenfrequenz, hervorgerufen durch eine dynamische Anregung, ermittelt.

Grundgedanke der Systemidentifikation in der Anwendung zur Schadensbeurteilung ist die Identifikation von lokalen Steifigkeitsänderungen. Um eine ausreichende Basis für eine derartige Beurteilung zu schaffen, sind je nach Verfahren eine Vielzahl an Sensoren notwendig [Hoffmann et al.2007].

Neben dem hohen Aufwand der Systemidentifikation bzw. der zugehörigen Messungen gibt es weitere entscheidende Nachteile der Anwendung dieses Verfahrens zur Beurteilung der SpRK-Gefährdung in Brückenquerrichtung. Zum einen erfordert die Anwendung der Systemidentifikation eine Trennung von Quer- und Längssystemen. Dies ist grundsätzlich möglich, dennoch ist eine Systemidentifikation bei linienförmigen Tragwerken (z.B. Balken, Brückenlängsrichtung) einfacher umsetzbar als bei Flächentragwerken (z.B. Fahrbahnplatten). Das Hauptproblem liegt jedoch im Grundprinzip der Systemidentifikation, der Identifikation von Steifigkeitsverlusten. In Brückenquerrichtung tritt z.T. auch nach dem Ausfall vieler Spanndrähte unter häufigen Lasten keine Rissbildung am Betonquerschnitt auf. Somit liegt kein signifikanter Steifigkeitsverlust vor, welcher für eine Registrierung eines Schadens durch eine Systemidentifikation essenziell ist. Deshalb kann die Anwendung einer Systemidentifikation zur SpRK-Beurteilung in Brückenquerrichtung nicht empfohlen werden.

7.6.4 Monitoring

In Brückenlängsrichtung sind die Querschnitte ohne AKV häufig im Stützbereich (nicht einsehbar) bzw. im Bereich der Momentennullpunkte (ungünstige Lastverhältnisse zum Nachweis eines AKV). Betrachtet man einen Schnitt in Brückenquerrichtung liegen diese Bereiche, welche mit einem Monitoring ausgestattet werden müssten, über den Stegen, am Kragarm und in Teilbereichen zwischen den Stegen. Lediglich an Stellen, an denen Zugspannungen an einsehbaren Betonoberflächen auftreten, z.B. mittig zwischen den Stegen, kann eine Ankündigung visuell erkannt werden. Der Hauptunterschied zwischen der SpRK-Beurteilung in Längs- und Querrichtung besteht jedoch darin, dass diese Bereiche des Brückenquerschnitts kontinuierlich bzw. abschnittsweise über die gesamte Brückenlänge ein Monitoring erfordern, wohingegen in Brückenlängsrichtung lediglich diskrete Abschnitte messtechnisch überwacht werden müssen. Der Einsatz einer Dehnungsmessung, z.B. über faseroptische Sensorik (vgl. Kapitel 6.10.3), wird daher aufgrund des erhöhten Aufwandes in Brückenquerrichtung nicht empfohlen. Dies gilt analog für ein Monitoring der Kragarmverformung, wie es in nach [Zilch et al.2004] beschrieben ist.

Das Verfahren der Schallemissionsanalyse (SEA) wurde in Kapitel 6.10.3 bereits vorgestellt und Rückschlüsse für die SpRK-Beurteilung in Brückenlängsrichtung gezogen. In Querrichtung ist jedoch die Lage der kritischen Bereiche nicht stark eingrenzbar. Entgegen einer lokalen Ortung von Spanndrahtbrüchen müssen die Sensoren bestimmte Bereiche abdecken. Dies kann durch eine diskrete Messung an einer definierten Anzahl an Spannungsgliedern erfolgen oder flächig über die Schallemission durch den Beton. Die diskrete Messung ist praxistauglich, erfordert jedoch eine Vielzahl an Sensoren. Die flächige Messung kann mit weniger Sensoren durchgeführt werden und ist somit wirtschaftlicher. Jedoch ist die Zuordnung von registrierten Signalen zu Spanndrahtbrüchen in Querrichtung und deren Lokalisierung aufwändiger. Zudem kann es bei Rissen im Beton ab 0,1 mm Rissbreite zu einem beträchtlichen Informationsverlust des Messsignals kommen [Fricker et al.2010]. Nach der Lokalisierung von Drahtbrüchen kann ausgehend von der ermittelten erforderlichen Spannstahlmenge die Wahrscheinlichkeit des Erreichens eines kritischen Zustands berechnet werden. Je genauer die Lokalisierung, desto mehr Spannstahlausfälle können – bei identischen Randbedingungen – erfolgen, bevor ein kritischer Zustand erreicht wird. Die Lokalisierung kann über arraybasierte Ansätze vereinfacht werden (vgl. [Grosse2009] und [McLaskey et al.2010]).

7.6.5 Einzelbruchwahrscheinlichkeit

In den vorherigen Kapiteln wurde mehrmals die fehlende Einzelwahrscheinlichkeit des Versagens eines Spanndrahtes aufgrund von SpRK erwähnt. Aufgrund der Chargenabhängigkeit der SpRK-Empfindlichkeit und des erforderlichen Probenumfangs wird sehr wahrscheinlich kein abgesicherter Rechenwert für eine Einzelwahrscheinlichkeit für diese vor Jahrzehnten produzierten Spannstähle ermittelt werden. Dennoch sei die theoretische Annahme einer Einzelwahrscheinlichkeit erlaubt.

Betrachtet man die erforderliche Spannstahlmenge aus der statischen Berechnung nach Abbildung 7.14, lässt sich mit einer vorliegenden Einzelbruchwahrscheinlichkeit eine direkte Berechnung der Versagenswahrscheinlichkeit unter den angesetzten Belastungssituationen durchführen. In jedem Untersuchungsquerschnitt ist eine bestimmte Mindestzahl k an effektiven Teilspanngliedern für die Tragfähigkeit erforderlich. Eine vorliegende Einzelbruchwahrscheinlichkeit p ermöglicht nach Gleichung (7.13) die direkte Berechnung der Wahrscheinlichkeit $Q(k, n)$, mit welcher weniger als k effektive Teilspannglieder intakt sind.

$$Q(k, n) = 1 - R(k, n) = 1 - \sum_{i=k}^n \binom{n}{i} p^i q^{n-i} \quad (7.13)$$

mit:

$Q(k, n)$ Wahrscheinlichkeit mit welcher weniger als k effektive Teilspannglieder intakt sind

$R(k, n)$ Wahrscheinlichkeit mit welcher mindestens k effektive Teilspannglieder intakt sind

k erforderliche effektive Teilspannglieder in dem betrachteten Untersuchungsquerschnitt

n vorhandene effektive Teilspannglieder in dem betrachteten Untersuchungsquerschnitt

p Einzelbruchwahrscheinlichkeit

q Wahrscheinlichkeit eines intakten effektiven Teilspanngliedes ($p = 1 - q$)

Eine SpRK-Gefährdung kann nur ausgeschlossen werden, wenn in keinem der Untersuchungsquerschnitte ein Versagensrisiko besteht. Somit sind die einzelnen Untersuchungsquerschnitte als Seriensystem zu betrachten. Die Versagenswahrscheinlichkeit eines Seriensystems $R(t)$ lässt sich aus dem Produkt der Versagenswahrscheinlichkeiten der einzelnen Systeme bzw. nach Gleichung (7.14) aus der Überlebenswahrscheinlichkeit der Einzelsysteme berechnen.

$$R(t) = Q_1(t) \cdot Q_2(t) \cdot \dots \cdot Q_n(t) = \prod_{i=1}^n Q_i(t) \quad (7.14)$$

mit:

$R(t)$ Versagenswahrscheinlichkeit des Seriensystems

$Q_1(t)$ Versagenswahrscheinlichkeiten der einzelnen Systeme (Untersuchungsquerschnitte)

Dieser berechnete Wert der Versagenswahrscheinlichkeit kann mit Grenzwerten nach [DIN EN 1990:2010-12] gegenübergestellt werden. Im Gegensatz zum hier vorgestellten Verfahren zur SpRK-Beurteilung in Brückenquerrichtung wird hier eine Einwirkung (Last) einem Widerstand (materialabhängige Ausfallwahrscheinlichkeit) gegenübergestellt.

Analog kann auf Basis der statischen Berechnung (vgl. Kapitel 7.4.4) auf eine maximale tolerierbare Einzelbruchwahrscheinlichkeit zurückgerechnet werden. Dies erfordert jedoch einen abgesicherten Vergleichswert der tatsächlich vorhandenen Einzelbruchwahrscheinlichkeit. Trotz Initiativen zur Materialuntersuchung, z.B. in [Wilhelm et al.2015] (10 % der Proben von Hennigsdorfer Spannstahl zeigten Anrisse, Brüche wurden keine entdeckt), liegt dieser nicht vor.

7.6.6 Lokale Probennahme

In den Allgemeinen Rundschreiben Straßenbau [BMVBS1999] und [BMVBS2005] wird das Einbeziehen von Materialuntersuchungen an Abbruchbauwerken und die daraus gewonnenen Erkenntnisse empfohlen. Alle abgesicherten Erkenntnisse können in die Verteilungsdichtefunktion des vorhandenen Spannstahls in Brückenlängsrichtung (vgl. Kapitel 7.4.3) einfließen. In diesem Abschnitt wird jedoch der minimal erforderliche Stichprobenumfang für die Bestimmung einer Einzelbruchwahrscheinlichkeit zur SpRK-Beurteilung diskutiert. Es wird explizit und wiederholt darauf hingewiesen, dass jegliche Aussage zur SpRK-Empfindlichkeit und somit auch zur Einzelbruchwahrscheinlichkeit von der jeweiligen Spannstahlcharge abhängt. Der nachfolgend bestimmte minimale Probenumfang bezieht sich somit auf eine Charge. Liegen keine Dokumente zu gelieferten Chargen vor, kann der Lieferumfang lediglich ingenieurmäßig abgeschätzt werden.

Vor der probenbasierten Bestimmung einer Einzelbruchwahrscheinlichkeit muss definiert werden, ab wann ein Schaden am Spannstahl vorliegt. Vor einem Spannstahlbruch liegt ein Anriss vor, welcher an einer Stahlprobe detektierbar ist. Ein Anriss ist also ein Indikator für einen zukünftigen Schaden. Folglich sollte hier bereits ein Anriss als Schaden gewertet werden.

Die allgemein gültige Gleichung zur Berechnung des minimal erforderlichen Stichprobenumfangs unter Voraussetzung einer endlichen Grundgesamtheit lautet:

$$n \geq \frac{N}{1 + \frac{(N-1) \cdot \varepsilon^2}{z^2 \cdot P \cdot Q}} \quad (7.15)$$

mit:

n minimal erforderlicher Stichprobenumfang für eine endliche Grundgesamtheit

N Anzahl der Elemente der Grundgesamtheit

ε tolerierter Fehler (gewählt)

z Sicherheitswahrscheinlichkeit (abhängig von der zentralen Wahrscheinlichkeit der Standardnormalverteilung; gewählt)

P tatsächlicher Mittelwert der Grundgesamtheit bzw. prozentualer Anteilswert an der Grundgesamtheit

Q $Q = 1 - P$

Die Anzahl N der Elemente der Grundgesamtheit wird als die Anzahl der Ausfallpunkte (= je Spannglied das Produkt aus effektiven Teilspanngliedern und der Verankerungslänge) angesetzt. Sie steht somit für die mögliche Anzahl an Brüchen von effektiven Teilspanngliedern. Der tolerierbare Fehler ε ist vom erwarteten Ergebnis der Materialprobe und dem mindestens erforderlichen Spannstahl abhängig (vgl. Abbildung 7.20). Ein großer Abstand zwischen dem Ergebnis der Materialproben und dem mindestens erforderlichen Spannstahl ermöglicht die Wahl eines großen tolerierbaren Fehlers. Die Beurteilung der SpRK-Gefährdung erfolgt als Gegenüberstellung des statisch erforderlichen Spannstahls in Brückenquerrichtung mit dem Ergebnis der Stichprobe abzüglich des tolerierbaren Fehlers. Die Sicherheitswahrscheinlichkeit z ergibt sich aus Tabellenwerken zur Standardnormalverteilung, z.B. mit 1,96 für ein Konfidenzintervall von 95 %. Die unbekanntes Wahrscheinlichkeiten P und Q werden zu 0,5 gesetzt, folglich wird der minimal erforderlicher Stichprobenumfang n nach Gleichung (7.15) maximal.

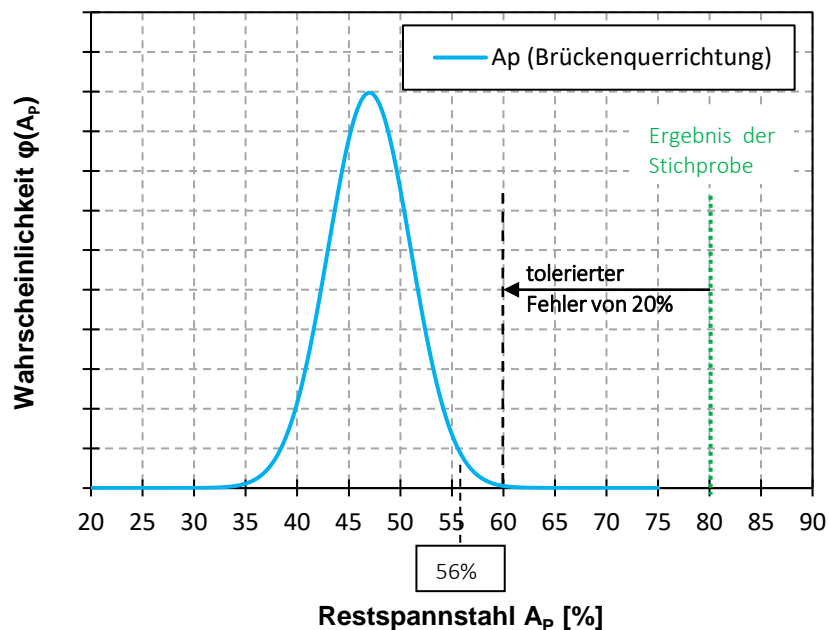


Abbildung 7.20: Bestimmung des Stichprobenumfangs – Festlegung des tolerierbaren Fehlers

An einem Beispiel wird zur Veranschaulichung der minimal erforderliche Stichprobenumfang ermittelt. Als Annahme wird der erforderliche Restspannstahl A_p gemäß Abbildung 7.20 festgelegt. Die Anzahl an möglichen Brüchen effektiver Teilspannglieder innerhalb einer 7-Tonnen-Charge wurde an einem Beispielbauwerk zu 8750 bestimmt. Daraus folgt mit einem tolerierbaren Fehler von 30 % gemäß Gleichung (7.15) ein minimaler Stichprobenumfang von 11. Betrachtet man den 5 %-Quantilwert als Grenzwert, so ist dieser gemäß der Verteilungsdichtefunktion nach Abbildung 7.20 56 % Restspannstahl bzw. 44 % maximaler Spannstahlausfall. Enthält unsere Stichproben einen negativen Befund (Bruch), so ist die Ausfallwahrscheinlichkeit $1/11$ und unter Berücksichtigung des tolerierbaren Fehlers 0,39. Bereits bei zwei negativen Befunden ist mit einer Ausfallwahrscheinlichkeit von 0,48 der Grenzwert von 0,44 überschritten. Bei 2 oder mehr Brüchen innerhalb der Stichprobe von 11, sind somit weitere Proben erforderlich und der gewählte tolerierbare Fehler wird auf 20 % abgemindert. Nach Gleichung (7.15) ergibt sich ein minimaler Probenumfang von 24, wobei bis zu 5 negative Befunde toleriert werden können. Bei 5 negativen Befunden ergibt sich eine Ausfallquote von $5/24 + 0,2 = 0,41$ ($< 0,44$). Bei 6 oder mehr negativen Befunden muss der tolerierbare Fehler weiter reduziert werden. Dies führt zu einem steigenden Probenumfang.

Im Gegensatz zu den in der [BMVBS2011a] festgelegtem Probenumfang von 2 Proben je 7 Tonnen Spannstahl bzw. mindestens 2 Proben je Charge, ist der so ermittelte

Probenumfang deutlich größer. Da der Probenumfang hier auf Basis des benötigten Spannstahls in Brückenquerrichtung objektbezogen ermittelt wird, ist dieses Vorgehen zu empfehlen.

Dieses Vorgehen stellt eine Alternative zum vorgestellten stochastischen Verfahren dar, jedoch erfordert es eine zerstörende Probennahme am Bauwerk. Zudem ist die Beurteilung der Proben aufgrund der Chargenabhängigkeit der SpRK-Empfindlichkeit nicht zwingend für den gesamten zu untersuchenden Brückenabschnitt repräsentativ.

7.6.7 Bestimmung der maximal aufnehmbaren Verkehrslast

Alternativ zu einer Bewertung gemäß Kapitel 7.4.6 mit direkter Berechnung der Wahrscheinlichkeit kann basierend auf der Grenzwahrscheinlichkeit die maximale aufnehmbare Verkehrslast bestimmt werden. Hierzu kann das beschriebene Vorgehen mit einem reduzierten Lastmodell durchgeführt werden oder über Simulationen eine Grenzwertbetrachtung des erforderlichen Restspannstahlquerschnitts zur Sicherstellung der Resttragfähigkeit ermittelt und über eine Biegenachweis die maximale Einwirkung berechnet werden.

7.7 Zusammenfassung zur SpRK-Beurteilung in Quertragsrichtung

Eingangs des Kapitels 7 und in Kapitel 5.5 wurde erläutert, warum aktuelle Regelwerke zur Beurteilung der SpRK-Gefährdung in Brückenquerrichtung nicht angewendet werden können. Zusammenfassend liegt dies an den ausgeprägten Betonoberflächen im Zugbereich, welche durch den Fahrbahnbelag überdeckt und somit nicht einsehbar sind. Ein Ankündigungsverhalten durch Rissbildung ist nicht erkennbar, folglich sind die Methoden der derzeit gültigen Regelwerke – querschnittsweise bzw. stochastische Verfahren – nicht einsetzbar, da beide auf dem „Riss-vor-Bruch“-Prinzip basieren.

Die visuelle Risserkennung kann durch Monitoringverfahren substituiert werden. Die messtechnische Erfassung von Erkennungsgrößen müsste örtlich jedoch mindestens quasi-kontinuierlich erfolgen, z.B. in Brückenlängsrichtung über den Stegen. Eine lokale Messung ist nicht ausreichend, da es nicht den einen kritischen Schnitt am Gesamtbauwerk gibt. Auch weitere Ankündigungssignale, wie z.B. eine Verformungsmessung unter definierter Probelastung, wurden als nicht praktikabel bzw. nicht wirtschaftlich eingestuft.

Die Kenntnis einer Einzelbruchwahrscheinlichkeit eines Spannstahlbruchs infolge von SpRK würde die direkte Berechnung der Auftretenswahrscheinlichkeit eines Versagens eines Brückenbauwerks in Querrichtung durch SpRK ermöglichen. Da dieser Kennwert

nicht vorliegt, wurde in Kapitel 7.4 ein stochastischer Ansatz zur SpRK-Beurteilung in Brückenquerrichtung erarbeitet. Hierbei wird die Kenntnis aus der Erfahrung der SpRK-Beurteilung in Brückenlängsrichtung gemäß anerkannten Regelwerken einbezogen. Aus den SpRK-Beurteilungen in Brückenlängsrichtung wird eine Verteilungsdichtefunktion des vorhandenen Restspannstahls abgeleitet. Diese Verteilungsdichtefunktion dient als Referenz für die Beurteilung konkreter Bauwerke in Quertragrichtung. An den zu beurteilenden Quertragwerken wird in einem ersten Schritt der statisch erforderliche Spannstahl ermittelt. Aus einer anschließenden Bruchsimulation unter Ansatz des statisch erforderlichen Spannstahls erhält man die Verteilungsdichtefunktion des Restspannstahls in Quertragrichtung. Durch ein Faltungsintegral wird aus den beiden Verteilungsdichtefunktion die Wahrscheinlichkeit des Unterschreitens der minimal erforderlichen Restspanngliedanzahl in Brückenquerrichtung in Abhängigkeit der ermittelten Verteilungsdichtefunktion für ein generisches Längssystem ermittelt und mit dem Grenzwert von 10^{-4} gegenübergestellt. Dieses stochastische Verfahren ermöglicht die Beurteilung der SpRK-Gefährdung, es stellt jedoch keine direkte probabilistische Berechnung der Versagenswahrscheinlichkeit des Bauwerks bzw. des Zuverlässigkeitsindex, wie es z.B. in [Braml2010] erläutert wird, dar. Im Allgemeinen ist jedoch die Ausnutzung des Spannstahls in Quertragrichtung von Brücken geringer als im maximal belasteten Schnitt der Längstragrichtung. Zudem liegt durch die nebeneinanderliegenden Spannglieder eine Redundanz vor.

Alternativ zu einer Bewertung gemäß Kapitel 7.4.6 kann basierend auf der Grenzwahrscheinlichkeit 10^{-4} die maximale aufnehmbare Verkehrslast bestimmt werden. Hierzu kann das beschriebene Vorgehen mit einem reduzierten Lastmodell durchgeführt werden oder über Simulationen eine Grenzwertbetrachtung des erforderlichen Restspannstahlquerschnitts zur Sicherstellung der Resttragfähigkeit ermittelt und über eine Biegenachweis die maximale Einwirkung berechnet werden.

Über eine Parameterstudie wurde zur Anwendung, ohne Einbezug von Simulationsverfahren durch den konstruktiven Ingenieur, ein vereinfachtes Verfahren abgeleitet. Dieses basiert auf Auswertetabellen, deren Eingangswerte durch eine statische Berechnung ermittelt werden können. Sind die Anwendungsgrenzen des vereinfachten Verfahrens nicht erfüllt, ist auf das stochastische Verfahren zurückzugreifen.

Das entwickelte Vorgehen zur Beurteilung der SpRK-Gefährdung in Brückenquerrichtung ist für alle Arten von Brückenquerschnitten und sinngemäß auch für die Bodenplatte bzw. Stütz-/Endquerträger anwendbar.

Das größte Optimierungspotential des hier vorgestellten Verfahrens besteht in der Modifikation der Verteilungsdichtefunktion in Brückenlängsrichtung. Dies kann einerseits durch eine Probennahme am zu bewertenden Bauwerk und ein Bayessches Update erfolgen, andererseits können auch allgemein gültige Erkenntnisse, z.B. aus der

Materialtechnologie, die Verteilungsdichtefunktion in Brückenlängsrichtung, welche als Eingangswert in das Faltungsintegral dient, positiv verändern. Jede Erhöhung des zu erwartenden Mittelwerts des Restspannstahls bzw. Verringerung der Standardabweichung reduziert die gemäß dem hier vorgestellten Verfahrens ermittelte SpRK-Gefährdung in Brückenquerrichtung.

Ist das stochastische Verfahren nicht zielführend und ein Monitoring nicht wirtschaftlich sollten verkehrliche Kompensationsmaßnahmen analysiert werden (vgl. [BMVI2015c] und [BMVBS2011c]). Eine spurenweise Gewichtsbeschränkung, eine Ummarkierung von Fahrstreifen bzw. bauliche Beschränkungen von Spuren können die SpRK-Gefährdung signifikant reduzieren. Verstärkungsmaßnahmen, z.B. mit CFK-Lamellen [Zilch et al.2004], sind sehr kostenintensiv. Derartige Maßnahmen erfordern eine technische und wirtschaftliche Untersuchung des Gesamtbauwerks. Liegen weitere Defizite am Brückenbauwerk vor, ist neben einer Verstärkungsmaßnahme auch ein Ersatzneubau in Erwägung zu ziehen.

Ein Ablaufschema zur Beurteilung der SpRK-Gefährdung in Brückenquerrichtung ist in Anhang B dargestellt.

8 Anwendungsbeispiel: Beurteilung der SpRK-Gefährdung in Querrichtung

8.1 Beschreibung des Bauwerks

8.1.1 Allgemeines

Die in Kapitel 7.4 vorgestellte Methodik der Beurteilung der SpRK-Gefährdung in Brückenquerrichtung wird nun in einem Beispiel durchgeführt. Hierzu wurde ein klassisches Brückenbauwerk in Anlehnung an eine reale Autobahnüberführung der späten 1960er Jahre gewählt. Der Querschnitt des Beispielbauwerks entspricht einem Plattenbalken. Die nachfolgende Methodik kann jedoch für jeden Querschnittstyp angewendet werden. Bei Hohlkästen bzw. gedrunenen Plattenbalken mit geringem Abstand zwischen den Stegen ist das Ergebnis des Nachweises tendenziell eher positiv, bei sehr schlanken Querschnitten bzw. großen Kragarmlängen bzw. Spannweiten zwischen den Stegen kann die SpRK-Gefährdung mit der erarbeiteten Methodik zum Teil nicht ohne weitere Überlegungen bzw. Maßnahmen ausgeschlossen werden.

8.1.2 Statisches System

Brückenlängsrichtung

Das 3-Feld-Bauwerk wurde im Eingusssystem auf einem Lehrgerüst hergestellt. Die Stützweiten betragen 19 m in den beiden Randfeldern und 31 m im Mittelfeld (vgl. Abbildung 8.1). Eine Krümmung des Bauwerks im Grundriss liegt nicht vor. Das Bauwerk ist längs und quer vorgespannt. Aufgrund der kurzen Randfelder ist die Längsvorspannung abgestuft. Die Längsspannglieder verlaufen parabelförmig.

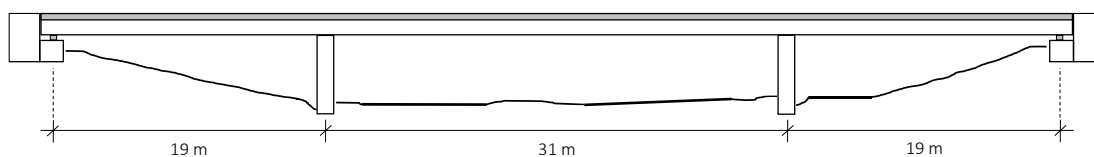


Abbildung 8.1: Brückenlängssystem

Querschnitt

Der Querschnitt entspricht einem zweistegigen Plattenbalken mit einer Gesamthöhe von 1,55 m (vgl. Abbildung 8.2). Die Breite der Fahrbahnplatte beträgt ohne Kappen 13,50 m. Die Kragarme haben bis zum Steganschnitt eine Länge von 2,55 m. Der Achsabstand der beiden Stege beträgt 7,50 m. Die Fahrbahnplatte ist gevoutet und hat an den Steganschnitten eine Höhe von 0,42 m und mittig zwischen den Stegen von 0,30 m. Der Querschnitt ist achsensymmetrisch.

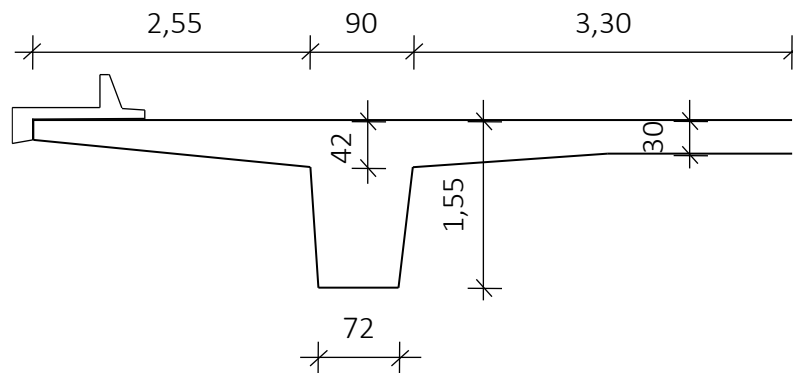


Abbildung 8.2: Brückenquerschnitt (linke Hälfte)

In Querrichtung verlaufen die Spannglieder einlagig mit einem Achsabstand in Brückenlängsrichtung von 0,50 m über die gesamte Brückenlänge. Die exakte Lage der Spannglieder kann Tabelle 8.4 entnommen werden.

8.1.3 Materialkennwerte

Der Überbau wurde in Beton B 450 mit Betonstahl BSt III ausgeführt. In Brückenquerrichtung wurden in oberer und unterer Lage Betonstahl von jeweils drei Durchmesser 12 mm pro Meter mit einer Betondeckung von 3,0 cm angeordnet

In Querrichtung wurde die Fahrbahnplatte mit dem Spannverfahren Holzmann KA 35/10 beschränkt vorgespannt. Der verwendete Spannstahl ist Sigma oval St 145/160 und somit gemäß Kapitel 4.2, Tabelle 4.3, als SpRK-gefährdet einzustufen.

Die Angaben zu den verwendeten Baustoffen sind in Tabelle 8.1 zusammengefasst.

Tabelle 8.1: Materialkennwerte der verwendeten Baustoffe

Beton	Betongüte [DIN 4227:1953-10]	B 450
	Betonzugfestigkeit β_{bz} [N/mm ²] [BMVBS2011a]	2,9
Betonstahl	Stahlgüte	BSt III
	Streckgrenze β_s [N/mm ²] [BMVBS2011a]	462
	Bewehrung der Fahrbahnplatte (quer)	d=12mm/33 (oben und unten)
	Betondeckung [cm]	3,0
Spannstahl	Spannverfahren (quer)	Holzmann KA 35/10 (Achsabstand 50 cm)
	Spannstahl (quer)	Sigma oval St 145/160
	Streckgrenze β_{sz} [N/mm ²] [BMVBS2011a]	1420
	Zulässige Spannkraft je Spannglied [kN]	345
	Drahtanzahl je Spannglied [-]	10
	Spannstahlfläche je Spannglied [mm ²] (gemäß Bestandsstatik)	533

8.2 Ermittlung des erforderlichen Spannstahls

8.2.1 Lastannahmen

Das Bauwerk wurde ursprünglich für Brückenklasse 60 nach [DIN 1072:1952-06] bemessen.

Der nachfolgenden Berechnung liegen folgende Lastfälle nach [DIN 1072:1967-11] zugrunde:

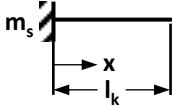
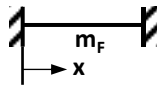
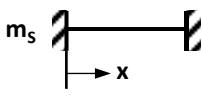
- G1: Eigengewicht
- G2: Ausbaulast inkl. Kappen und Rückhaltesystem
- SLW: SLW 60
- HS: Hauptspur
- RF: Restfläche

Die SpRK-Beurteilung erfolgt gemäß Kapitel 7.4.4 analog zur ursprünglichen Auslegung des Bauwerks ebenfalls für Brückenklasse 60 inklusive Berücksichtigung des Schwingbeiwerts. Bei den Radlasten wurde die Lastausbreitung bis zur Systemachse berücksichtigt. Die Anordnung des SLW 60 erfolgte zwischen den Schrammborden in jeweils ungünstigster Lage. Hierzu wurde die Last als „wandernde Last“ unabhängig der tatsächlichen Spuren simuliert.

8.2.2 Bestimmung der mitwirkenden Breiten

Als Basis für die Schnittgrößenermittlung werden die mitwirkenden Breiten nach [DAfStb631] bestimmt und mit dem vereinfachten Ansatz von 5,0 m gemäß Kapitel 7.4.4 gegenübergestellt. Die Berechnung der mitwirkenden Breiten erfolgt für den Kragarmanschnitt, einen Schnitt zwischen den Stegen und den Steganschnitt und ist in Tabelle 8.2 zusammengefasst.

Tabelle 8.2: Berechnung der mitwirkenden Breiten nach [DAfStb631]

	Schnitt A-A Kragarmanschnitt	Schnitt B-B Mittig zwischen Stegen	Schnitt C-C Steganschnitt
Statisches System			
Systemlänge [m]	2,55	6,60	6,60
Abstand Lastangriffspunkt x [m]	1,3	3,3	2,2
Überprüfung der Gültigkeitsgrenzen [m]	$0 < x < l_k$ $0 < 1,3 < 2,55$	$0 < x < l$ $0 < 3,3 < 6,6$	$0 < x < l$ $0 < 2,2 < 6,6$
	$0,2 \cdot l_k \leq t_y < 0,8 \cdot l_k$ $0,5 \leq 0,5 < 2,0$	$t_y \leq 0,8 \cdot l$ $0,5 \leq 5,3$	$t_y \leq 0,4 \cdot l$ $0,5 \leq 2,6$
	$t_x \leq l_k$ $0,90 \leq 2,55$	$t_x \leq l$ $0,90 \leq 6,60$	$t_x \leq l$ $0,90 \leq 6,60$
Mitwirkende Breite Rad [m]	$b_{m,rad} = t_y + 1,5 \cdot x$ $b_{m,rad} = 2,5$	$b_{m,rad} = t_y + x \left(1 - \frac{x}{l}\right)$ $b_{m,rad} = 2,2$	$b_{m,rad} = t_y + 0,5 \cdot x \left(2 - \frac{x}{l}\right)$ $b_{m,rad} = 2,3$
Mitwirkende Breite SLW 60 [m]	$b_{m,SLW} = 5,5$	$b_{m,SLW} = 5,2$	$b_{m,SLW} = 5,3$
Überprüfung des vereinfachten Ansatzes von 5,0 m	$b_{m,SLW} = 5,5 \geq 5,0$ erfüllt	$b_{m,SLW} = 5,2 \geq 5,0$ erfüllt	$b_{m,SLW} = 5,3 \geq 5,0$ erfüllt

Es kann vereinfachend eine einheitliche Einflusslänge in Brückenlängsrichtung von 5,0 m angesetzt werden.

8.2.3 Statische Berechnung – Schnittgrößen und erforderlicher Spannstahl

Die relevanten Schnittgrößen werden unter Berücksichtigung der Lastannahmen aus Kapitel 8.2.1 berechnet. Dies erfolgt im ungerissenen Zustand entweder an einem Gesamtmodell der Brücke oder an einem vereinfachten statischen Modell der Fahrbahnplatte in Brückenquerrichtung. Die Schnittgrößen für dieses Beispiel wurden an einem

vereinfachten Modell ermittelt und mit den Ergebnissen aus einem FEM-Brückenmodell abgeglichen.

Vor der tabellarischen Zusammenstellung für die weitere Auswertung sind die maßgebenden Schnitte unter Ansatz einer angesetzten Verankerungslänge von 1,0 m festzulegen. Die Breite des Querschnitts ohne Kappen beträgt 13,5 m. Dies ermöglicht maximal 14 Schnitte. Durch eine äquidistante Diskretisierung im Abstand von je etwa einem Meter, könnten jedoch Extremwerte der Schnittgrößen unberücksichtigt bleiben. Daher wird eine Diskretisierung mit 13 Schnitten gemäß Abbildung 8.3 gewählt, um die Steganschnitte und den Bereich mittig zwischen den Stegen abzudecken.

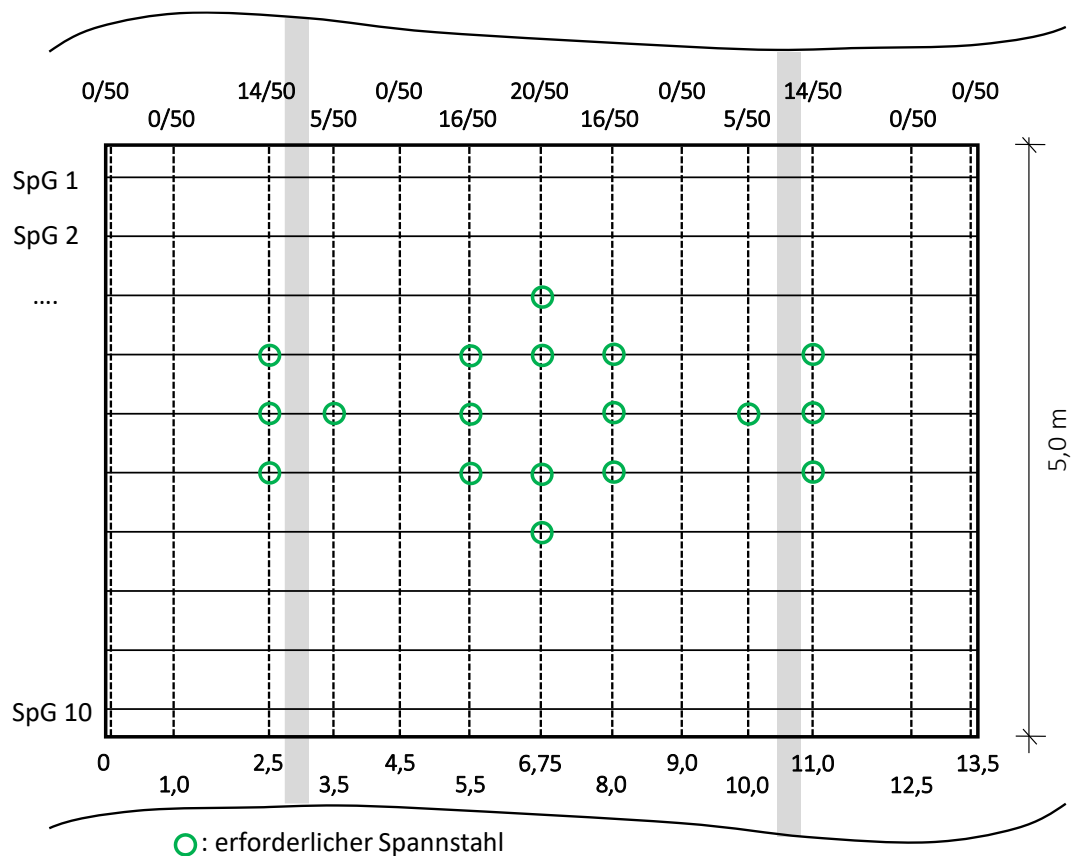


Abbildung 8.3: Diskretisierung in maßgebende Nachweisschnitte und erforderlicher Spannstahl

Die Berechneten Schnittgrößen sind in Tabelle 8.3 zusammengefasst. Die Schnittgrößen der Verkehrseinwirkung sind bereits als Überlagerung dargestellt und entsprechen den maßgebenden Maximalwerten (Minimum bzw. Maximum) des jeweiligen Schnittes.

Tabelle 8.3: Maßgebende Schnittgrößen der Fahrbahnplatte in Brückenquerrichtung

QS-Nr.	x [m]	Momente aus G1 + G2 [kNm]		Momente aus MIN/MAX P (=SLW + HS + RF) [kNm]	
		(1m Streifen)	(5m Einfluslänge)	(1m Streifen)	(5m Einfluslänge)
1	0	0	0	0	0
2	1	-9,4	-47,0	-1,5	-7,4
3	2,5	-43,7	-218,4	-104,5	-522,4
4	3,5	-31,2	-155,9	-51,9	-259,7
5	4,5	-9,1	-45,7	28,0	140,2
6	5,5	4,1	20,6	105,4	527,1
7	6,75	10,0	49,9	122,8	614,2
8	8	4,1	20,6	105,4	527,1
9	9	-9,1	-45,7	28,0	140,2
10	10	-31,2	-155,9	-51,9	-259,7
11	11	-43,7	-218,4	-104,5	-522,4
12	12,5	-9,4	-47,0	-1,5	-7,4
13	13,5	0	0	0	0

(in allen relevanten/maßgebenden Lastfällen ist b_m mind. 5 m)

In der nachfolgenden Tabelle 8.4 sind die vorhandene Bewehrung (Betonstahl und Spannstahl) und die Ergebnisse der Berechnung des zur Aufnahme der maßgebenden Lastfallkombination in den jeweiligen Schnitten erforderlichen Spannstahls zusammengefasst.

Tabelle 8.4: Vorhandene Bewehrung und erforderlicher Spannstahl zur Sicherstellung der Tragfähigkeit

QS-Nr.	x [m]	Höhe QS [m]	Lage Spannstahl z_p [m]	vorh. AS 5m / (1m) [cm ²]	vorh. AP 5m / (1m) [cm ²]	erf. AP [cm ²]	eff. Teilspannglieder	
							vorh. AP [-]	erf. AP [-]
1	0	0,25	0,0			0	50	0
2	1	0,32	-0,04			0	50	0
3	2,5	0,42	-0,09			14,4	50	14
4	3,5	0,42	-0,09			5,0	50	5
5	4,5	0,35	-0,01			0	50	0
6	5,5	0,3	0,05	17,14 / (3,43)		16,6	50	16
7	6,75	0,3	0,06		53,3 / (10,7)	20,6	50	20
8	8	0,3	0,05	je oben und unten		16,6	50	16
9	9	0,35	-0,01			0	50	0
10	10	0,42	-0,09			5,0	50	5
11	11	0,42	-0,09			14,4	50	14
12	12,5	0,32	-0,04			0	50	0
13	13,5	0,25	0,0			0	50	0

8.3 Beurteilung in Brückenquerrichtung

8.3.1 Simulation von Spannstahlbrüchen

Die Anzahl der effektiven Teilspannglieder gemäß Tabelle 8.4 stellt die Eingangswerte für die Monte-Carlo-Simulation dar und ist in Abbildung 8.4 dargestellt.

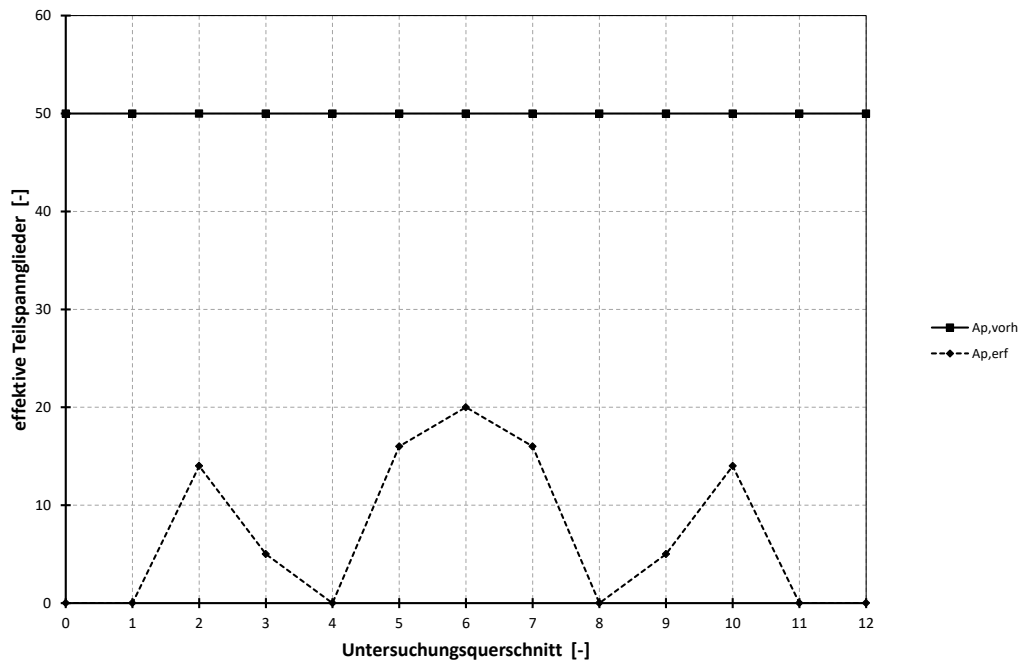


Abbildung 8.4: Vorhandene und statisch erforderliche effektive Teilspannglieder

Die Simulation von sukzessiv auftretenden Spannstahlbrüchen erfolgt gemäß Kapitel 7.4.5. Das Ergebnis ist die Verteilungsdichtefunktion des statisch erforderlichen Spannstahls im betrachteten Brückenabschnitt (vgl. Abbildung 8.5).

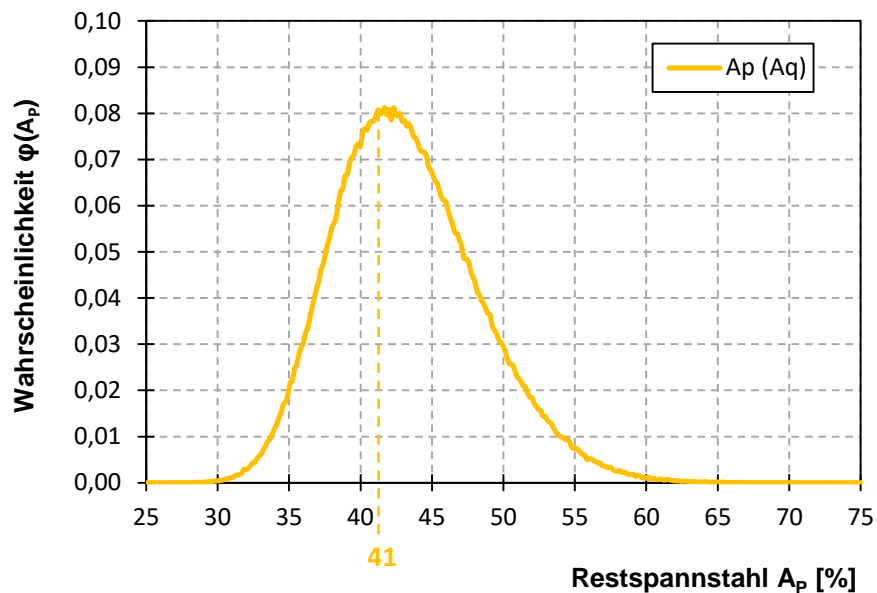


Abbildung 8.5: Verteilungsdichtefunktion des statisch erforderlichen Spannstahls (normiert auf Prozent)

8.3.2 Faltung und Bewertung

Die Berechnung der Wahrscheinlichkeit des Auftretens einer Unterschreitung des statisch erforderlichen Spannstahls in Brückenquerrichtung auf Basis der Verteilungsdichtefunktion in Brückenlängsrichtung erfolgt numerisch durch eine Faltung (vgl. Abbildung 8.6). Die entsprechende Gleichung (7.9) ist hier nochmal aufgeführt:

$$Pr(A_q > A_l) = \int_0^1 f_{A_q}(a) \cdot F_{A_l}(a) da \quad (7.9)$$

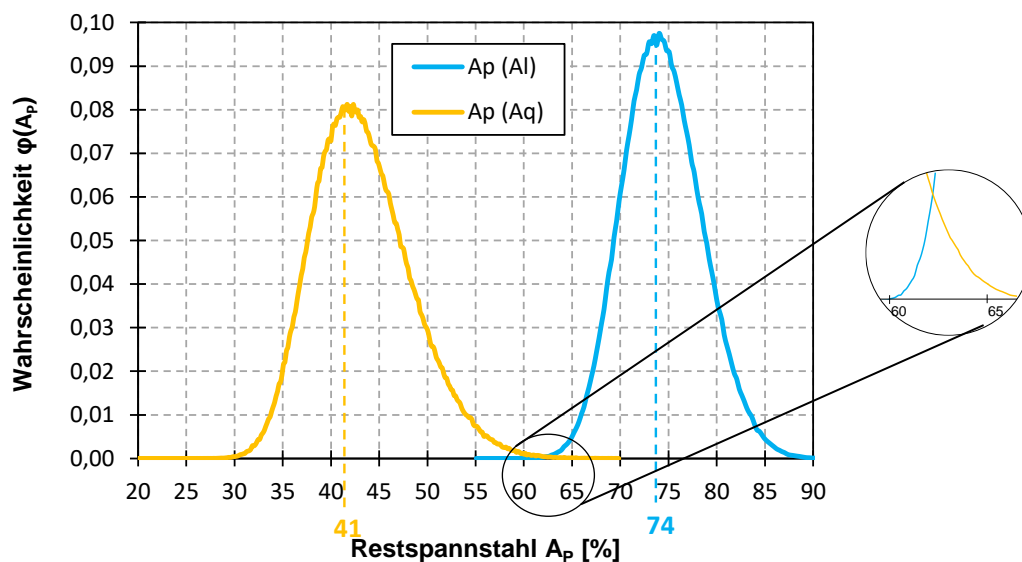


Abbildung 8.6: Verteilungsdichtefunktion des Restspannstahls in Brückenlängsrichtung und des statisch erforderlichen Spannstahls in Brückenquerrichtung (normiert auf Prozent)

Das numerisch berechnete Ergebnis der Faltung ist $3,4 \cdot 10^{-6} (\leq 10^{-4})$. Der Grenzwert gemäß Kapitel 7.4.6 von 10^{-4} wird deutlich unterschritten. Die SpRK-Gefährdung in Brückenquerrichtung kann ohne weitere Maßnahmen als ausreichend gering eingestuft werden.

Die Beurteilung der SpRK-Gefährdung kann auch mit dem vereinfachten Verfahren gemäß Kapitel 7.5 durchgeführt werden. Die erforderliche Spannstahlmenge wurde bereits ermittelt und ist in Tabelle 8.5 zusammengefasst. Die Auswahl der relevanten Auswertetabelle erfolgt auf Basis der Anzahl an Untersuchungsquerschnitten (hier: 13) und der Anzahl an ursprünglich vorhandenen effektiven Teilspannglieder (hier 50). Die zutreffende

Kategorie ist: B-II. Die Gegenüberstellung der statisch erforderlichen Teilspannglieder mit der Auswertetabelle ist nachfolgend dargestellt. Bereits nach der Konstellation nach Zeile 1 der Tabelle B-II ist für jeden Untersuchungsquerschnitt die verfügbare Spannstaahlmenge größer der erforderlichen Spannstaahlmenge. Die Einstufung des Bauwerks erfolgt somit als unkritisch hinsichtlich SpRK in Brückenquerrichtung.

Tabelle 8.5: Bewertung der SpRK-Gefährdung nach dem vereinfachten Verfahren (Kat. B-II)

QS-Nr.	vorh. AP [-]	erf. AP [-]	erf. AP [%]	Auswertetabelle B-II (Zeile 1)	
				AP [%]	NW erfüllt?
1	50	20	40	46	ja
2	50	16	32	40	ja
3	50	16	32	38	ja
4	50	14	28	38	ja
5	50	14	28	38	ja
6	50	5	10	36	ja
7	50	5	10	36	ja
8	50	0	0	36	ja
9	50	0	0	36	ja
10	50	0	0	34	ja
11	50	0	0	34	ja
12	50	0	0	34	ja
13	50	0	0	34	ja
-	-	-	-	-	ja

8.3.3 Studie: Variation des ursprünglich vorhandenen Spannstaahls

Neben dem vorgestellten Praxisbeispiel werden in diesem Abschnitt weitere mögliche Szenarien und Ergebnisse aufgezeigt. Diese Studie dient zum tieferen Verständnis des vorgestellten Verfahrens.

Variation A: Vergrößerung des Spanngliedabstandes auf 62,5 cm

Eine Vergrößerung des Spanngliedabstandes führt zu einer Verringerung der Anzahl an vorhandenen effektiven Teilspanngliedern bei gleichbleibendem erforderlichen Spannstaahl (vgl. Tabelle 8.6).

Tabelle 8.6: Vorhandener und erforderlicher Spannstaahl

QS-Nr.	x [m]	eff. Teilspannglieder	
		vorh. AP [-]	erf. AP [-]
1	0	40	0
2	1	40	0
3	2,5	40	14
4	3,5	40	5
5	4,5	40	0
6	5,5	40	16
7	6,75	40	20
8	8	40	16
9	9	40	0
10	10	40	5
11	11	40	14
12	12,5	40	0
13	13,5	40	0

Die Monte-Carlo-Simulation führt zu folgenden Verteilungsdichtefunktionen:

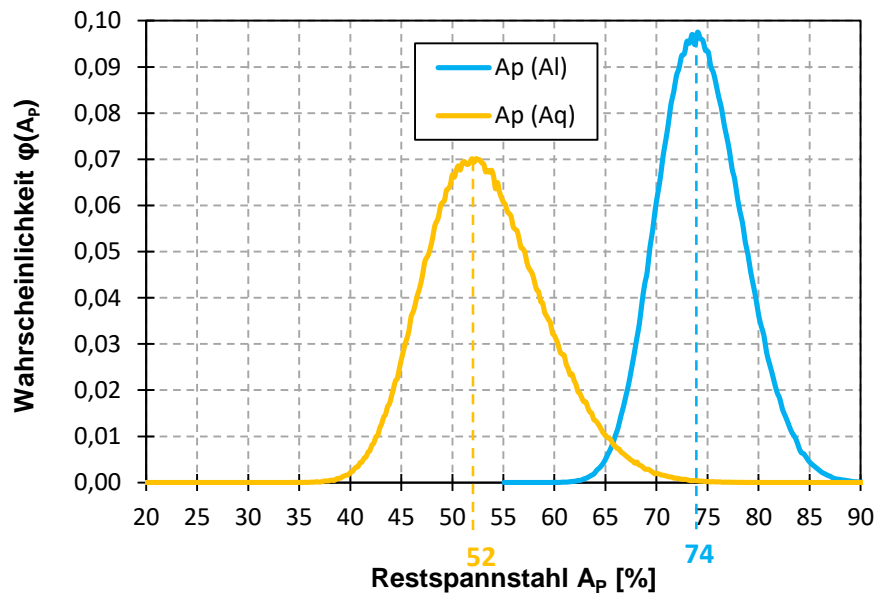


Abbildung 8.7: Verteilungsdichtefunktion des Restspannstahls in Brückenlängsrichtung und des statisch erforderlichen Spannstaahls in Brückenquerrichtung (normiert auf Prozent)

Es ist erkennbar, dass die Überlappung der beiden Verteilungsdichtefunktionen im Vergleich zu Abbildung 8.6 (Vergrößerung) größer ist. Dies führt zu einem Ergebnis der numerischen Faltung von $1,7 \cdot 10^{-3}$, womit der Grenzwert von 10^{-4} überschritten ist. Das Bauwerk kann gemäß Variation A nicht als unkritisch bezüglich einer SpRK-Gefährdung eingestuft werden. Es sind weitere Untersuchungen bzw. Maßnahmen erforderlich (vgl. Kapitel 8.3.4).

Die Bewertung nach dem vereinfachten Verfahren erfolgt in Kategorie B-I. Die Anforderung kann für keine Konstellation nach der Auswertetabelle gemäß Kategorie B-I erfüllt werden, exemplarisch ist in der nachfolgenden Tabelle der Vergleich mit Zeile 1 dargestellt. Auch eine Anwendung der detaillierten Tabellen führt zu keinem verbesserten Resultat, da der erforderliche Spannstahl in Untersuchungsquerschnitt 1 mit 50 % in jeder Konstellation den verfügbaren Spannstahl überschreitet.

Tabelle 8.7: Bewertung der SpRK-Gefährdung nach dem vereinfachten Verfahren (Kat. B-I)

QS-Nr.	vorh. AP [-]	erf. AP [-]	erf. AP [%]	Auswertetabelle B-I (Zeile 1)	
				AP [%]	NW erfüllt?
1	40	20	50	32	nein
2	40	16	40	32	nein
3	40	16	40	32	nein
4	40	14	35	32	nein
5	40	14	35	32	nein
6	40	5	12,5	28	ja
7	40	5	12,5	28	ja
8	40	0	0	28	ja
9	40	0	0	28	ja
10	40	0	0	28	ja
11	40	0	0	28	ja
12	40	0	0	28	ja
13	40	0	0	28	ja
-	-	-	-	-	nein

Variation B: Verringerung des Spannliedabstandes auf 37,5 cm

Eine Verringerung des Spannliedabstandes führt zu einer Vergrößerung der Anzahl an vorhandenen effektiven Teilspannglieder bei gleichbleibendem erforderlichem Spann-
stahl (vgl. Tabelle 8.8).

Tabelle 8.8: Vorhandener und erforderlicher Spannstahl

QS- Nr.	x [m]	eff. Teilspannglieder	
		vorh. AP [-]	erf. AP [-]
1	0	67	0
2	1	67	0
3	2,5	67	14
4	3,5	67	5
5	4,5	67	0
6	5,5	67	16
7	6,75	67	20
8	8	67	16
9	9	67	0
10	10	67	5
11	11	67	14
12	12,5	67	0
13	13,5	67	0

Die Monte-Carlo-Simulation führt zu folgenden Verteilungsdichtefunktionen:

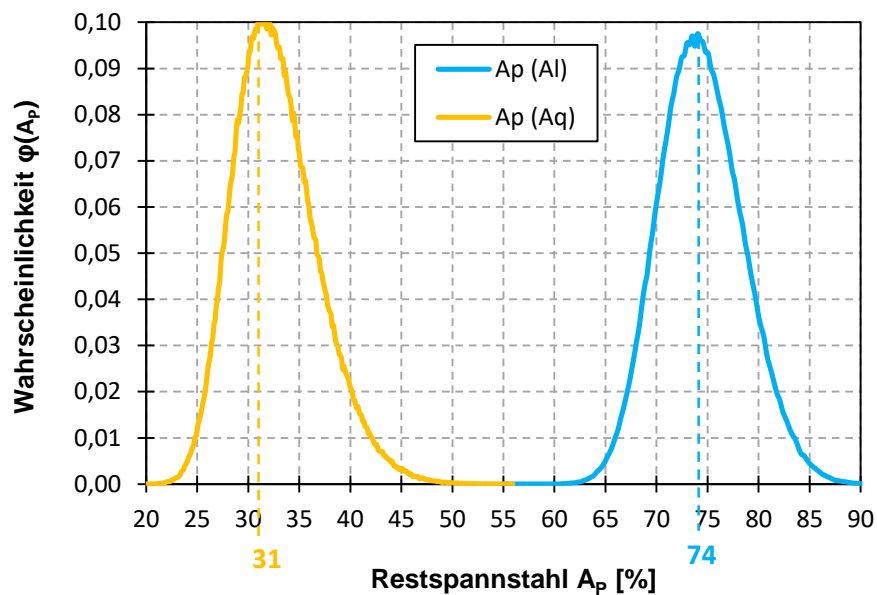


Abbildung 8.8: Verteilungsdichtefunktion des Restspannstahls in Brückenlängsrichtung und des statisch erforderlichen Spannstahls in Brückenquerrichtung (normiert auf Prozent)

Es ist erkennbar, dass sich die beiden Verteilungsdichtefunktionen nicht überlappen. Folglich ist das Faltungsintegral 0 und es liegt keine SpRK-Gefährdung vor.

Die Bewertung nach dem vereinfachten Verfahren erfolgt in Kategorie B-II. Ab einer Anzahl von 75 effektiven Teilspanngliedern wäre Kategorie B-III relevant. Der Nachweis wird erfüllt. Somit ergibt die Anwendung des vereinfachten Verfahrens im Anwendungsbeispiel und in den Variationen eine identische Gefährdungsbeurteilung.

Tabelle 8.9: Bewertung der SpRK-Gefährdung nach dem vereinfachten Verfahren (Kat. B-II)

QS-Nr.	vorh. AP [-]	erf. AP [-]	erf. AP [%]	Auswertetabelle B-II (Zeile 1)	
				AP [%]	NW erfüllt?
1	67	20	30	46	ja
2	67	16	24	40	ja
3	67	16	24	38	ja
4	67	14	21	38	ja
5	67	14	21	38	ja
6	67	5	7,5	36	ja
7	67	5	7,5	36	ja
8	67	0	0	36	ja
9	67	0	0	36	ja
10	67	0	0	34	ja
11	67	0	0	34	ja
12	67	0	0	34	ja
13	67	0	0	34	ja
-	-	-	-	-	ja

8.3.4 Handlungsoptionen bei negativem SpRK-Nachweis

In letzter Konsequenz führt ein negativer Nachweis zu Verstärkungsmaßnahmen bzw. zu einem Ersatzneubau. In Brückenlängsrichtung können zusätzliche externe Spannglieder ein probates Mittel für eine Vielzahl an Defiziten, z.B. Koppelfugenproblematik, Querkrafttragfähigkeit und auch SpRK, sein. In Brückenquerrichtung besteht die Möglichkeit das Tragverhalten bei SpRK-gefährdeten Querspanngliedern durch die Verstärkung mit CFK-Lamellen sicherzustellen. Zumeist stellt dies jedoch einen nicht vertretbaren wirtschaftlichen Aufwand dar. Bevor auf bauliche Maßnahmen zurückgegriffen wird, sollten folgende Optionen geprüft werden.

Zuerst sind theoretische Überlegungen anzustellen. Wenn einzelne Querschnitte ein AKV aufweisen, können diese aus der Bruchsimulation ausgeschlossen werden. Dies erfordert jedoch eine Bauwerksprüfung analog zum Vorgehen in Brückenlängsrichtung. Die MCS wird an einem reduzierten System, lediglich unter Berücksichtigung der Querschnitte ohne AKV, durchgeführt.

Die vorgestellte Methodik kann gemäß Kapitel 7.4.4 an einem 5 m Längsabschnitt durchgeführt werden. Es ist zu überprüfen, ob eine größere Einflusslänge und somit mehr effektive Querspannglieder für den Nachweis angesetzt werden können. Weiterhin kann die Anzahl an statisch erforderlichen Teilspanngliedern ggf. reduziert werden, wenn eine direkte Lasteinleitung in den Steg bzw. der Nachweis der Tragfähigkeit über ein Sprengwerk erfolgen kann. Beides wirkt sich direkt positiv auf die Bruchsimulation aus. Es kann mehr Spannstahl ausfallen, bevor ein kritischer Zustand erreicht wird.

Als nächster Schritt kann die objektbezogenen Verkehrslast und die Spurbelegung diskutiert werden (vgl. Kapitel 7.2.1 und 7.2.2). Je nach Verkehrsaufkommen und Bedeutsamkeit des Brückenbauwerks im Straßennetz kann ggf. eine optimierte Spurbelegung zu einem signifikant geringeren erforderlichen Spannstahl führen. Wenn zum Beispiel das Kragmoment maßgebend ist, kann ggf. eine Reduzierung von 3 auf 2 Fahrstreifen in Verbindung mit einer Sperrung des äußersten Fahrstreifens, welcher ein Kragmoment erzeugt, bereits zu einem positiven Nachweis führen.

Neben theoretischen und verkehrstechnischen Maßnahmen kann auch auf zeitdiskrete Be-
probung bzw. kontinuierliches Monitoring zurückgegriffen werden. Eine lokale Proben-
nahme kann insbesondere in Verbindung mit einem Bayesschen Update eine geeignete
Maßnahme darstellen. Es ist jedoch zu beachten, dass eine lokale Probennahme immer als
invasive Maßnahme erfolgt und dadurch den Zustand der Bauwerkssubstanz verschlech-
tert. Durch ein geeignetes Monitoring kann ein fortschreitender Spannstahlausfall regis-
triert werden. Dennoch sind auch hier eine Ermittlung bzw. mindestens eine Eingrenzung
des IST-Zustandes erforderlich. Beide Methoden sind in Kapitel 7.6 erläutert.

8.3.5 Vergleich mit anderen Nachweisverfahren

Das in dieser Arbeit vorgestellte Verfahren kann für den Nachweis der SpRK-Gefährdung in Brückenquerrichtung angewendet werden. Dies wurde in einem praxisnahen Anwendungsbeispiel demonstriert. Ebenso kann das Verfahren an abweichende Randbedingungen angepasst werden bzw. auch für den Nachweis von Querträgern mit SpRK-gefährdetem Spannstahl adaptiert werden.

Im Gegensatz zu bekannten Verfahren, z.B. gemäß [BMVBS2011a], basiert das Verfahren nicht auf einer objektbasierten Versagensankündigung, welche als „Riss-vor-Bruch“-Kriterium am Querschnitt (AKV) bzw. über stochastische Methoden am Gesamtsystem vorliegen muss. Das hier vorgestellte Verfahren basiert auf den allgemeinen Erkenntnissen zum SpRK-bedingtem Spannstahlausfall. Daher ist es auch anwendbar, wenn nur wenige bzw. keine Querschnitte ein AKV aufweisen.

Das querschnittsweise Verfahren gemäß [BMVBS2011a] kann lediglich angewendet werden, wenn in allen Untersuchungsquerschnitten ein AKV vorliegt. In üblichen Brückenquersystemen ist dies nicht der Fall. Im vorliegenden Beispiel erfolgte keine Überprüfung

auf AKV. Mindestens am Kragarmanschnitt liegt jedoch kein AKV vor, lediglich im mittleren Untersuchungsquerschnitt könnte ein AKV durch eine Rissbildung an der Fahrbahnplattenunterseite vorliegen. Folglich kann das querschnittsweise Verfahren für dieses Beispiel nicht angewendet werden.

Als nächstes werden die Anwendungsgrenzen des vereinfachten stochastischen Verfahrens gemäß [BMVBS2011a] überprüft:

- (1) mindestens 8 Untersuchungsquerschnitte: Bei einem Abstand von 1,0 m in Brückenquerrichtung sind 8 m Querschnittsbreite erforderlich. Übliche Querschnitte sind breiter als 8 m. Die minimale Anzahl an Untersuchungsquerschnitten kann i.d.R. für SpRK-Nachweise in Brückenquerrichtung eingehalten werden. (hier: erfüllt)
- (2) mindestens 4 Spannglieder je Untersuchungsbereich: Die SpRK-Beurteilung in Brückenquerrichtung erfolgt i.d.R. an einem 5 m Streifen. Bei üblichen Spanngliedabständen ($< 1,67\text{m}$) ist diese Voraussetzung erfüllt. (hier: erfüllt)
- (3) abweichende Spanngliedanzahlen in Untersuchungsquerschnitten, max. Faktor 2: In Brückenquerrichtung weicht die Spanngliedanzahl i.d.R. nicht um mehr als Faktor 2 ab. (hier: erfüllt)
- (4) mindestens 50 % der Querschnitte mit AKV: Lediglich der Bereich der Fahrbahnplattenunterseite zwischen den Stegen ist für eine visuelle Rissdetektion einsehbar. Folglich ist diese Voraussetzung i.d.R. in Brückenquerrichtung nicht erfüllt. (hier: nicht erfüllt)
- (5) mindestens 20 Drähte je Hüllrohr: Diese Voraussetzung ist je nach Spanngliedtyp erfüllt oder nicht erfüllt. Eine Redundanz ist durch die Betrachtung eines Abschnittes in Brückenlängsrichtung mit mehreren nebeneinanderliegenden Querspanngliedern gegeben. (hier: nicht erfüllt)
- (6) Vorspannung im sofortigen Verbund: für Querrichtung nicht relevant, folglich kann diese Voraussetzung als erfüllt angesehen werden. (hier: erfüllt)

Bei üblichen Brückenbauwerken ist zumindest die Anwendungsgrenze (4) verletzt. In der Regel weisen weniger als 50 % der Querschnitte ein AKV auf. Das vereinfachte stochastische Verfahren gemäß [BMVBS2011a] ist nicht anwendbar.

Nach Ausschluss des querschnittsweisen und des vereinfachten stochastischen Verfahrens bleibt noch die Überprüfung mit dem ausführlichen stochastischen Verfahren nach [Lingemann2010] bzw. [Rauert & Zehetmaier2018]. Betrachtet man einen Brückenabschnitt mit einer Länge von einem Meter und rundet man die Spanngliedanzahlen bei Erstrissbildung bzw. den statisch erforderlichen Spannstaahl auf ganze Spannglieder, so weist im vorliegenden Beispiel kein Querschnitt ein AKV auf. Eine Anwendung des stochastischen Verfahrens ist nicht möglich. Erfolgt die Rundung auf effektive Teilspannglieder, erhält man zwischen den Stegen drei Querschnitte mit AKV. Das Ergebnis der Bruchsimulation

mittels einer MCS ergibt eine Versagenswahrscheinlichkeit ohne vorherige Ankündigung von $1,4 \cdot 10^{-2}$ ($\gg 1,0 \cdot 10^{-4}$). Die Überschreitung des Grenzwertes hätte weiterführende Maßnahmen, z.B. einen Ersatzneubau, zur Folge.

Die Eingangswerte für das stochastische Verfahren bei Betrachtung eines 5-Meter-Streifens und Rundung auf effektive Teilspannglieder führt zu Eingangswerten gemäß Abbildung 8.9. In den Untersuchungsquerschnitten 5, 6 und 7 liegt ein AKV vor. Das Ergebnis der Bruchsimulation ist $2,2 \cdot 10^{-4}$. Der Grenzwert von $1,0 \cdot 10^{-4}$ wird überschritten, folglich ist das Bauwerk nach dem objektbezogenen stochastischen Verfahren nicht als Bauwerk mit ausreichender Versagensankündigung einzustufen. Wäre der Abstand der effektiven Teilspannglieder von Untersuchungsquerschnitt 6 zur Anzahl an effektiven Teilspanngliedern in den Steganschnitten (Untersuchungsquerschnitte 2 und 10) größer, könnte mit dem objektbezogenen stochastischen Verfahren ein AKV für das Brückensystem nachgewiesen werden. Hierfür ist eine visuelle Rissdetektion erforderlich. Sind die maßgebenden Untersuchungsquerschnitte im nicht einsehbaren Stegbereich, muss der Restspannstahl bei Rissbildung zu null angesetzt werden. Folglich wird das objektbezogene stochastische Verfahren bei einer Vielzahl an Brückenbauwerken keinen Nachweis eines AKV ermöglichen.

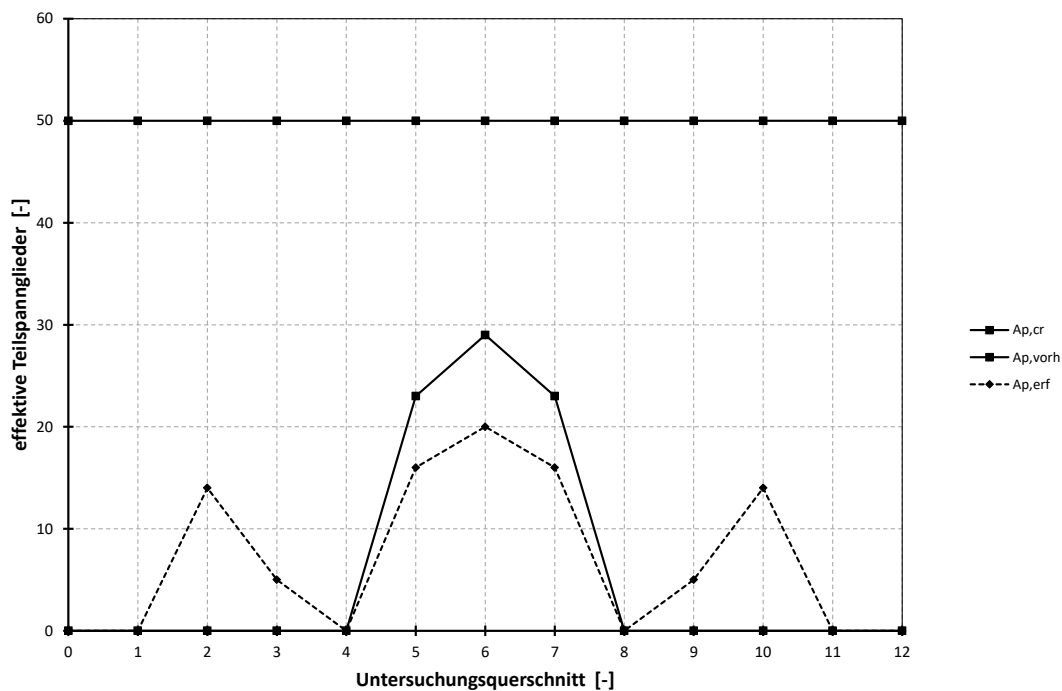


Abbildung 8.9: Vorhandene, statisch erforderliche effektive Teilspannglieder und effektive Teilspannglieder bei Rissbildung

8.4 Zusammenfassung

In Kapitel 8 wurde die Anwendbarkeit des in dieser Arbeit vorgestellten Verfahrens zur Beurteilung der SpRK-Gefährdung in Brückenquerrichtung an einem Praxisbeispiel gezeigt. Der Aufwand des Nachweises ist vergleichbar mit der Anwendung des stochastischen Verfahrens in Brückenlängsrichtung und stellt analog zu diesem eine Kombination von statischen Berechnungen mit einer Bruchsimulation, z.B. über eine Monte-Carlo-Simulation, dar. Zusätzlich erfolgt anschließend eine Faltung, welche numerisch umgesetzt werden kann.

Die Studie mit einer Variation des im Bauwerk vorhandenen Spannstahls (vgl. Kapitel 8.3.3) zeigt die Sensibilität des Verfahrens auf. Auch hier ist eine Analogie zu den stochastischen Verfahren nach [Lingemann2010] bzw. [Rauert & Zehetmaier2018] zu erkennen. Das Ergebnis des Vorgehens in Brückenquerrichtung wird ebenso wie die stochastischen Ansätze in Brückenlängsrichtung maßgebend von den Spanngliedanzahlen, welche in die Bruchsimulation eingehen, beeinflusst.

Die unterschiedlichen Ergebnisse für die ermittelten Wahrscheinlichkeiten eines Versagens ohne vorheriges AKV des hier erarbeiteten Verfahrens im Vergleich mit bekannten Verfahren in Kapitel 8.3.5 zeigen deutlich, dass es sich bei keinem der Verfahren um eine stochastische Berechnung der Restsicherheit handelt. Die stark unterschiedlichen Ergebnisse basieren auf unterschiedlichen Randbedingungen, Eingangswerten und Methoden. Gemeinsamkeit aller Verfahren ist ein sukzessives Fortschreiten von Spannstahlbrüchen. Dies ist die ungünstigste Annahme, da keine Einzelbruchwahrscheinlichkeit bekannt ist.

Das hier vorgestellte Verfahren basiert auf dem Fortschreiten von Spanndrahtbrüchen in Brückenlängsrichtung und einer Bruchsimulation am Quersystem. Die gewonnenen Informationen aus der Betrachtung der Brückenlängsrichtung dienen als Bewertungsbasis für die SpRK-Beurteilung in Brückenquerrichtung. Aufgrund der langjährigen Anwendung der [BMVBS2011a] kann die gewonnene Erfahrung als allgemein anerkannter Stand der Technik angesehen werden.

Die jeweiligen Verfahren sind sinnvolle Risikoabschätzungen eines Versagens ohne vorherige Ankündigung, jedoch erfolgt keine direkte Ermittlung der Versagenswahrscheinlichkeit. Ein negativer Nachweis resultiert nicht direkt in einem kritischen Zustand der Bauwerkssubstanz, es fehlt lediglich die Information eines AKV vor einem Versagen, um das Bauwerk als unkritisch einzustufen.

9 Zusammenfassung und Ausblick

Der marode Brückenbestand wird nicht nur in der Fachpresse thematisiert. Die Themen Infrastrukturkrise und Nachhaltigkeit prägen seit einigen Jahren – neben tagesaktuellen Themen – kontinuierlich allgemeine Pressemeldungen. Ein Großteil der aktuellen Bestandsbrücken wurde in den 1960er bis 1980er Jahren in Spannbetonbauweise erstellt. Systematische Fehler in den frühen Jahren der Spannbetonweise, das Altern der Bauwerke und ein zunehmender Schwerverkehr resultieren in einem zum Teil kritischen Zustand vieler Bauwerke.

Als Basis für die strategische Planung der Sanierung der Infrastruktur und um eine objektabhängige Risikobewertung durchführen zu können benötigt die Bundesregierung eine realitätsnahe Beurteilung des aktuellen Bauwerkszustands. Mit der „Nachrechnungsrichtlinie“ [BMVBS2011c] und deren Ergänzung [BMVI2015b] wurden Richtlinien zur allgemeinen Bewertung des Brückenbestands eingeführt. Eine bedenkenlose weitere Nutzung der Bauwerke kann jedoch nur erfolgen, wenn alle standsicherheitsrelevanten Defizite ausgeschlossen werden können. In den genannten Richtlinien wird für spezielle Defizite auf weiterführende Richtlinien verwiesen. Für die Beurteilung der Spannungsrisskorrosionsgefährdung ist dies die „Handlungsanweisung Spannungsrisskorrosion“ [BMVBS2011a]. Die darin enthaltene Vorgehensweise ermöglicht die Beurteilung der SpRK-Gefährdung in Brückenlängsrichtung. Die Übertragung der Methodik auf die Beurteilung der SpRK-Gefährdung in Brückenquerrichtung ist jedoch nicht zielführend. Aus diesem Grund wird in dieser Arbeit ein Beurteilungskonzept entwickelt, um diese Lücke in der ganzheitlichen Beurteilung von Bestandsbrücken zu schließen und eine weitere Nutzung zu ermöglichen.

In Kapitel 2 werden die materialspezifischen Grundlagen der Spannungsrisskorrosion und Theorien der Schädigungsmechanismen detailliert erläutert. Unter Einbezug von historischen Schadensfällen und Auffälligkeiten in Kapitel 3 werden daraus in Kapitel 4 die Randbedingungen der SpRK im Spannbetonbau herausgearbeitet. Ziel dieses umfassenden Literaturstudiums war einerseits kritisch zu hinterfragen, ob eine materialabhängige bzw. prozessbasierte Beurteilung der SpRK-Gefährdung, insbesondere in Brückenquerrichtung, möglich ist. Es konnte jedoch kein zielführender Ansatz abgeleitet werden. Es liegen weder abgesicherte Informationen zu einer Einzelbruchwahrscheinlichkeit noch zu einer zeitlichen Prognose des Schädigungsprozesses unter bestimmten Randbedingungen

vor. Dennoch dienen die Kapitel 2 bis 4 und die Erläuterung der bisherigen Beurteilungsverfahren in Kapitel 5 als Basis für die Vorschläge zur Optimierung der SpRK-Beurteilung in Brückenlängsrichtung und die Definition von Modellannahmen für das Beurteilungskonzept in Brückenquerrichtung.

Die HA-SpRK [BMVBS2011a] ermöglicht für circa 65 % der Bauwerke ein positives Beurteilungsergebnis bezüglich der SpRK-Gefährdung in Brückenlängsrichtung [Fischer et al.2014a]. Da offensichtlich die Bauwerke mit negativem Ergebnis nicht spröde versagt haben bzw. ein signifikantes Ankündigungsverhalten durch Rissbildung aufweisen, werden in Kapitel 6 Hinweise zu einer objektbezogenen Optimierung der Nachweismethoden aufgezeigt. Weiterhin dient die detaillierte Untersuchung der Vorgehensweise in Brückenlängsrichtung zur Identifikation relevanter Aspekte für die Beurteilung in Quertragrichtung. Die betrachteten Nachweismethoden sind das querschnittsweise Verfahren, das vereinfachte stochastische Verfahren gemäß HA-SpRK [BMVBS2011a] und das stochastische Verfahren nach [Lingemann2010] bzw. mittels Monte-Carlo-Simulation. Es wurden statische Aspekte, wie der Einfluss unterschiedlicher Verkehrsbelastungen, und stochastische Aspekte, wie die Anzahl an Nachweisschnitten, untersucht. Das querschnittsweise Verfahren stellt sich aufgrund der Bereiche ohne AKV bei einer Vielzahl der Brückenkonstruktionen als nicht zielführend heraus. Das vereinfachte stochastische Verfahren liefert überwiegend konservative Ergebnisse. Deshalb sollte für die Optimierung einer objektspezifischen Beurteilung der SpRK-Gefährdung in Brückenlängsrichtung das stochastische Verfahren mit einer Bruchsimulation angewendet werden. Die Berücksichtigung der Korrelation von Drahtbrüchen erhöht gegenüber dem vereinfachten Verfahren die Genauigkeit bei der Ermittlung der Auftretenswahrscheinlichkeit eines Versagens ohne AKV signifikant. Seitens der Einwirkung führt eine Vergrößerung des Verkehrslastanteils bei der Ermittlung der Erstrissbildung zu einem verbessertem AKV. Ein gegebenenfalls vorliegender objektabhängiger Verkehrslastanteil über 50 % sollte daher im Nachweis berücksichtigt werden. Seitens der Nachweismethodik wird empfohlen bei langen Untersuchungsbereichen die Anzahl der Untersuchungsquerschnitte im Abstand von 2,5 m anzusetzen. Eine dadurch erhöhte Anzahl an möglichen Spannstahlbrüchen verringert die über eine MCS ermittelte Auftretenswahrscheinlichkeit eines Versagens ohne AKV. Ermöglichen die aufgezeigten Optimierungsoptionen weiterhin keine Einstufung als unkritisches Bauwerk, wird ein lokales Monitoring empfohlen. Die Umwandlung eines Querschnitts ohne AKV zu einem mit Ankündigung verbessert das Beurteilungsergebnis signifikant und kann zu einer Verlängerung der Nutzung des Bauwerks führen.

Das Vorgehen zur Beurteilung der SpRK-Gefährdung in Brückenlängsrichtung ist nicht zielführend auf die Brückenquerrichtung übertragbar, da ein Schadensfortschritt in Brückenquerrichtung unbemerkt erfolgen kann. Der Fahrbahnbelag verhindert die visuelle Detektierbarkeit einer Rissbildung an der Betonoberfläche in der Zugzone über den Stegen. Daher wird in Kapitel 7 ein indirektes Verfahren auf stochastischer Basis zur Gefährdungsbeurteilung abgeleitet. Ausgangsbasis hierfür sind die Erkenntnisse aus der SpRK-

Beurteilung in Brückenlängsrichtung. Die Information, dass keine Schadensfälle aufgrund von SpRK bekannt sind, ermöglicht die Ableitung einer Verteilungsdichtefunktion des vorhandenen Restspannstahls. Diese objektunabhängige Verteilungsdichtefunktion dient als Referenz für die Beurteilung von Brückenbauwerken in Quertragrichtung. Die hier vorgestellte Beurteilungsmethodik sieht in einem ersten Schritt die Ermittlung des statisch erforderlichen Spannstahls in Brückenquerrichtung vor. Im zweiten Schritt erfolgt eine Bruchsimulation, um die Verteilungsdichtefunktion des Restspannstahls zu erhalten. Aus den beiden Verteilungsdichtefunktionen wird über ein Faltungsintegral die Wahrscheinlichkeit des Unterschreitens der minimal erforderlichen Restspanngliedanzahl in Brückenquerrichtung in Abhängigkeit der allgemeingültigen Verteilungsdichtefunktion in Längstragrichtung ermittelt. Diese Wahrscheinlichkeit wird mit dem bekannten Grenzwert von 10^{-4} gegenübergestellt. Dieses Verfahren ermöglicht die Beurteilung von Spannbetonbrücken hinsichtlich der SpRK-Gefährdung in Brückenquerrichtung. Durch eine Parameterstudie wurde ein vereinfachtes – auf Auswertetabellen basierendes – Verfahren für die Anwendung in der Praxis abgeleitet. Somit ist diese Lücke in den Beurteilungsverfahren der spezifischen Risiken geschlossen und der Brückenbestand kann vollumfänglich hinsichtlich der SpRK-Gefährdung beurteilt werden.

In Kapitel 8 wird in einem Anwendungsbeispiel sowohl die grundsätzliche Funktionalität des erarbeiteten Verfahrens als auch die Praxistauglichkeit des vereinfachten Verfahrens aufgezeigt. Die Ableitung von Bewertungstabellen ermöglicht eine Beurteilung der SpRK-Gefährdung in Brückenlängsrichtung auf Basis einer statischen Berechnung. Die Durchführung einer Bruchsimulation ist nicht erforderlich. Die Verifikation der Bewertungsmethoden erfolgt an einem Beispiel aus der Praxis inklusive einer Variation der Spanngliedanordnung. Die Vorgehensweise ist grundsätzlich auf alle Brückenquerschnitte, Sonderfälle bzw. die SpRK-Beurteilung von Querträgern übertragbar. Insbesondere für Querträger muss die Praxistauglichkeit durch die Anwendung des Konzepts an konkreten Beispielen validiert werden.

Weiterer Forschungsbedarf besteht insbesondere in der Modifizierung der zu erwartenden Restspannstahlmenge aus den Betrachtungen in Brückenlängsrichtung. Die in Kapitel 7.4.3 angenommene Verteilungsdichtefunktion der Restspannstahlmenge ist durch eine Vielzahl an SpRK-Beurteilungen in Brückenlängsrichtung abgesichert. Jegliche neue Information kann für die Adaption dieser Verteilungsdichtefunktion herangezogen werden und somit das Ergebnis der SpRK-Beurteilung in Brückenquerrichtung durch ein Faltungsintegral beeinflussen. Die hier vorgestellte konzeptuelle Vorgehensweise kann analog eingesetzt werden. Neue Informationen können einerseits durch eine systematische Datenbank einer Vielzahl an SpRK-Beurteilungen in Brückenlängsrichtung entstehen, andererseits können umfassende Materialuntersuchungen an SpRK-gefährdeten Spannstählen aus Bestandsbauwerken für ein Update der Beurteilungsbasis herangezogen werden. An dieser Stelle sei nochmals darauf hingewiesen, dass für die SpRK-Beurteilung eines Bauwerks in Brückenquerrichtung über eine objektbezogene Probennahme ein

Bayessches Update der Verteilungsdichtefunktion erfolgen kann. Dadurch wird die generelle Annahme der Verteilungsdichtefunktion mit objektbezogenen Daten adaptiert und folglich die SpRK-Beurteilung für das konkret zu bewertende Objekt exakter.

Verwendete Abkürzungen und Formelzeichen

Große lateinische Buchstaben

A_b	Bruttoquerschnittsfläche des Betons
$A_p; A_Z$	Spannstahlfläche
A_l	Ereignis längs
A_q	Ereignis quer
A_s	Bruttoquerschnittsfläche des Betonsstahls
$A_{Z,r}; A_{cr}; A_{p,cr}$	Restquerschnittsfläche des Spannstahls bei Erstrissbildung im Betonquerschnitt
$A_{Z,(r),erf}; A_{br}; A_{p,br}$	Restspannstahlfläche, die zum Nachweis einer ausreichenden Restsicherheit erforderlich ist
C	Konstante für die Werkstoffbeständigkeit im betreffenden Medium
E_Z	Elastizitätsmodul des Spannstahls
$F_{A_l}(a)$	Summenwahrscheinlichkeit des Auftretens von A_l
G	Eigengewicht
L	Länge
M_{As}	Moment, von der Betonstahlbewehrung aufnehmbar
$M_{Az,r}$	Moment, von der Restspannstahlfläche bei Rissbildung aufnehmbar
M_p	Biegemoment infolge voller Verkehrsbeanspruchung inkl. Schwingbeiwert ϕ bei Verkehrslasten
M_{Qy}	maximales Balkenmoment
M_q	Moment aus Volllast
$M_{\Delta T}$	Moment infolge des linearen Temperaturunterschieds
$M_{\Delta T, freq}$	Moment infolge des häufigen Anteils aus linearem Temperaturunterschied
M_{vx}	statisch unbestimmter Anteil des Moments aus Vorspannung
$M_{vx, \infty}$	statisch unbestimmter Anteil des Moments aus Vorspannung zum Zeitpunkt $t = \infty$
N_R	Anzahl möglicher Risspositionen
$N_{R, krit}$	Anzahl der kritischen Bereiche ohne AKV
P	Wahrscheinlichkeit
$P_i(k_i)$	Wahrscheinlichkeit des Ausfalls von k_i Spanngliedern innerhalb $2 \cdot l_b$
$\Pr(A)$	a-priori Wahrscheinlichkeit von A (vor Beobachtung von E)
$\Pr(A E)$	a-posteriori Wahrscheinlichkeit von A unter Beobachtung von E
$\Pr(E)$	a-priori Wahrscheinlichkeit von E
$\Pr(E A)$	Likelihood von E (Wahrscheinlichkeit von E unter Beobachtung von A)
$\Pr(F)$	Versagenswahrscheinlichkeit
$Q(k, n)$	Wahrscheinlichkeit mit welcher weniger als k effektive Teilspannglieder intakt sind
$Q_1(t)$	Versagenswahrscheinlichkeiten der einzelnen Systeme
R	Widerstand
$R(k, n)$	Wahrscheinlichkeit mit welcher mindestens k effektive Teilspannglieder intakt sind
R_m	Zugfestigkeit
$R_{p0,2}$	0,2 %-Dehngrenze
$R(t)$	Versagenswahrscheinlichkeit des Seriensystems
S	Einwirkung
W_b	Widerstandsmoment der Randfaser des Betonbruttoquerschnitts

Kleine lateinische Buchstaben

a	Steigung (Geradengleichung)
b	Ordinatenabschnitt (Geradengleichung)
$b_{eff,M}$	effektive mitwirkende Breite
b_m	mitwirkende Breite
$f_{A_q}(a)$	Wahrscheinlichkeit des Auftretens von A_q
f_c	Beton-/Mörtelfestigkeit
f_{kor}	Korrelationsfaktor
g	Einwirkung aus Eigengewicht
h	Höhe; Abstand
i	Anzahl; Anzahl an Spanngliedbrüchen
i_{max}	maximale Anzahl
k_i	Anzahl der ausgefallenen Spannglieder im Untersuchungsbereich bei Rissbildung im Beton
\bar{k}_{ij}	Anzahl der ausgefallenen Spannglieder im jeweiligen Untersuchungsbereich i bei Unterschreiten der erforderlichen Spanngliedanzahl unter Volllast (Resttragfähigkeit) in Abhängigkeit von $j = \bar{k}_i \dots n_i$
l	Länge
l_b	Verankerungslänge
l_{ersatz}	Ersatzeinflusslänge
l_k	Kragarmlänge
m	Anzahl der Drähte im Querschnitt
$m_{B,krit,max}$	Maximum der für die Tragfähigkeit erforderlichen Drahtanzahl im kritischen Bereich
m_F	Feldmoment pro Meter
m_{max}	maximale Restspanndrahtanzahl bei Rissbildung des Betons im unkritischen Bereich; Plattenmoment
$m_{min,1}$	mindestens zu erwartende Drahtanzahl bei Erreichen von m_{max} im maßgebenden Querschnitt
m_S	Stützmoment pro Meter
n	Anzahl
$n_{br,i}$	Restspanngliedanzahl für Nachweis einer ausreichenden rechnerischen Restsicherheit im Querschnitt i
$n_{cr,i}$	Restspanngliedanzahl bei Rissbildung im Querschnitt i
n_i	Anzahl der ursprünglich vorhandenen Spannglieder im jeweiligen Untersuchungsbereich i
p	Einwirkung aus Verkehrslast; (Auftritts-)Wahrscheinlichkeit; Einzelbruchwahrscheinlichkeit
p_L	Schwellenwert als Grenzwert für das vereinfachte Verfahren nach HA-SpRK
q	Anzahl an Nachweisquerschnitten
$q_{krit,1}$	maßgebende Überlebensquote bei Erreichen von m_{max} im maßgebenden Querschnitt
q_s	Anzahl an Nachweisquerschnitten mit s_{max}
s	Anzahl der Spannglieder
s'	Anzahl der effektiven Teilspannglieder
s_i	Spanngliedanzahl im Querschnitt i
s_{max}	maximale Spanngliedanzahl im untersuchten Bereich
s_{min}	minimale Spanngliedanzahl im untersuchten Bereich
t	Zeit, Standzeit
x	Eingangswert
γ_{bZ}	Abstand des Spannstahlschwerpunkts zum Schwerpunkt des Betonquerschnitts (Bruttofläche)
z	Sicherheitswahrscheinlichkeit
z_z	innerer Hebelarm zwischen der Spannstahlkraft und der Druckkraftresultierenden im Zustand II

Große griechische Buchstaben

Δg	Einwirkung aus Ausbaulast
Δq	häufige Einwirkungskombination
$\Delta \sigma$	Spannungsdifferenz
ΔT	Temperaturdifferenz

Kleine griechische Buchstaben

a_H	Wasserstoffaktivität
β	Sicherheitsindex
β_{bz}	Betonzugfestigkeit, zentrisch
γ_g	Teilsicherheitsbeiwert für ständige Einwirkung
$\gamma_{g,inf}$	Teilsicherheitsbeiwert für ständige Einwirkung, unterer Grenzwert
$\gamma_{g,sup}$	Teilsicherheitsbeiwert für ständige Einwirkung, oberer Grenzwert
γ_p	Teilsicherheitsbeiwert für Verkehrseinwirkungen
γ_r	Restbruchsicherheit
ε	tolerierter Fehler
$\dot{\varepsilon}$	Dehnrage
$\dot{\varepsilon}_o$	Dehnrage, obere Grenze
$\dot{\varepsilon}_u$	Dehnrage, untere Grenze
$\varepsilon_{v,\infty}$	Gesamtdehnung des Spannstahls (Vordehnung zum Zeitpunkt $t = \infty$ zuzüglich der Zusatzdehnung)
$\varepsilon_{v,\infty}^{(0)}$	Vordehnung des Spannstahls zum Zeitpunkt $t = \infty$ unter Berücksichtigung der Verluste aus Kriechen und Schwinden
$\kappa_{br,i}$	zum Nachweis einer ausreichenden Restsicherheit erforderliche bezogene Restspanngliedanzahl im Querschnitt i
$\kappa_{br,max}$	Maximum der zum Nachweis einer ausreichenden Restsicherheit erforderliche bezogenen Restspanngliedanzahl
$\kappa_{cr,i}$	bezogene Restspanngliedanzahl bei Rissbildung im Querschnitt i
$\kappa_{cr,max}$	Maximum der bezogenen Restspanngliedanzahlen bei Rissbildung
μ	Mittelwert
μ_{AE}	Mittelwert der a-posteriori Wahrscheinlichkeit
μ_E	Mittelwert der a-priori Wahrscheinlichkeit
μ_{EA}	Mittelwert der Likelihood Wahrscheinlichkeit
$\mu_{krit,1}$	Mittelwert der Drahtanzahl bei Erreichen von m_{max} im maßgebenden Querschnitt
μ_R	Mittelwert des Widerstands
μ_S	Mittelwert der Einwirkung
σ	Spannung; Standardabweichung
σ_B	Zugfestigkeit
$\sigma_{b,\Delta q}$	Betonrandspannung infolge häufiger Einwirkung aus Verkehr und ständiger Last
σ_E	Standardabweichung der a-priori Wahrscheinlichkeit
σ_{EA}	Standardabweichung der Likelihood Wahrscheinlichkeit
$\sigma_{krit,1}$	Standardabweichung der Verteilung der Drahtanzahl bei Erreichen von m_{max} im maßgebenden Querschnitt
σ_R	Standardabweichung des Widerstands
σ_S	Standardabweichung der Einwirkung
τ_b	Verbundspannung
φ	Schwingbeiwert

Chemische Formelzeichen

A ⁻	Anion
CO ₂	Kohlenstoffdioxid
e ⁻	Elektron
Fe	Eisen
Fe ²⁺	Eisenion
H	Wasserstoff
H ⁺	Wasserstoffion
H ₂	Wasserstoffmolekül
H ₂ O	Wassermolekül
H ₃ O ⁺	Oxonium (protoniertes Wasser)
H _{ab}	Wasserstoff, absorbiert
H _{ad}	Wasserstoff, adsorbiert
Me	Metall, Element
Me ²⁺	Metallion
O ₂	Sauerstoffmolekül
OH ⁻	Hydroxidion

Indizes

ab	absorbiert
ad	adsorbiert
As	Querschnittsfläche des Betonstahls
Az	Querschnittsfläche des Spannstahls
b	Beton; brutto; bond
chem	chemisch
cr	crack, Rissbildung
erf	erforderlich
F	Feld
freq	häufig
g	ständige Einwirkung
H	Wasserstoff
i	Anzahl
k	Kragarm
kor	Korrelation
krit	kritisch
l	längs
m, max	maximal
mech	mechanisch
min	minimal
o	oben
p	Spannstahl; Verkehrslast
q	quer
R	Riss
r	Rest
S	Stütze
u	unten
<i>vx</i>	statisch unbestimmt
Z	Spannstahl
∞	unendlich

Abkürzungen und Symbole

AKV	Ankündigungsverhalten
BAB	Bundesautobahn
BAW	Bundesanstalt für Wasserbau
BK	Brückenklasse
BMVBS	Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung
BMVI	Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur
BRD	Bundesrepublik Deutschland
BW	Bauwerk
CFK	Kohlenstofffaserverstärkter Kunststoff
DAfStb	Deutscher Ausschuss für Stahlbeton
DB	Deutsche Bahn
DMS	Dehnmessstreifen
DTV-SV	durchschnittlicher täglicher Schwerverkehr
eff.	effektiv
EWK	Einwirkungskombination
FEM	Finite Elemente Methode
FRA	Frankreich
FROM	First Order Reliability Method
GER	Deutschland
GZT	Grenzzustand der Tragfähigkeit
H-SpRK	wasserstoffinduzierte Spannungsrisskorrosion
HA-SpRK	Handlungsanweisung Spannungsrisskorrosion
HS	Hauptspur
HTMB	Hochtemperatur-Thermo-Mechanische Behandlung
IK	interkristallin
inf	inferior, unterer Grenzwert
LKW	Lastkraftwagen
LM	Lastmodell
LMM	modifiziertes Verkehrslastmodell
MCS	Monte-Carlo-Simulation
Mio.	Million
Mrd.	Milliarde
PE	Polyethylen
pH	potentia hydrogenii
QS	Querschnitt
REM	Rasterelektronenmikroskop
RF	Restfläche
SEA	Schallemissionsanalyse
SLW	Schwerlastwagen
SpG	Spannglied
SpRK	Spannungsrisskorrosion
SROM	Second Order Reliability Method
sup	superior, oberer Grenzwert
TK	transkristallin
TSZ	Tonerdeschmelzzement
U-QS	Untersuchungsquerschnitt
VBW	Vergleichsbauwerk
∞	unendlich

Literaturverzeichnis

- [Albertin-Hummel & Brandt2007] ALBERTIN-HUMMEL, U. und BRANDT, B.: *Zur Beurteilung des Ankündigungsverhaltens von Spannbetonbrücken nach dem Riss-vor-Bruch-Kriterium*. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 102 (2007), Nr. 9, S. 607–614.
- [Albertin-Hummel & Brandt2008] ALBERTIN-HUMMEL, U. und BRANDT, B.: *Besonderheiten bei der Beurteilung des Ankündigungsverhaltens von Spannbetonbrücken nach dem Riss-vor-Bruch-Kriterium - Teil II: Anzahl der Spannglieder, aufnehmbare Verkehrslasten*. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 103 (2008), Nr. 8, S. 590–597.
- [Aoki et al.1982] AOKI, T.; KANAO, M. und ARAKI, T.: *Macroscopic and Microscopic Processes in the Delayed Failure Crack Growth of High Strength Steels*. In: *Transactions of National Research Institute for Metals (Japanische Originalveröffentlichung in Tetsu-to-Hagané 46; 1978)* 24 (1982), Nr. 1, S. 1–9.
- [Avellan & Werkle1998] AVELLAN, K. und WERKLE, H.: *Zur Anwendung der Bruchlinientheorie in der Praxis*. In: *Bautechnik* 75 (1998), Nr. 2, S. 80–93.
- [Bauer et al.2010] BAUER, T.; MÜLLER, M.; PATZ, R.; WILHELM, T.; SCHWARZ, J. und TUE, N. V.: *Stochastische Abschätzung der Versagenswahrscheinlichkeit von Spannbetontragwerken infolge Spannungsrissskorrosion unter Berücksichtigung verschiedener Schädigungsverteilungen*. In: *Bautechnik* 87 (2010), Nr. 7, S. 389–396.
- [Bauer et al.2011] BAUER, T.; MÜLLER, M.; PATZ, R.; SCHWARZ, J.; TUE, N. V. und WILHELM, T.: *Zur Schadensverteilung des durch Spannungsrissskorrosion geschädigten vergüteten Spannstahls bei Brückenbauwerken*. In: *Bautechnik* 88 (2011), Nr. 3, S. 151–159.
- [Beachem1972] BEACHEM, C.: *A New Model for Hydrogen-Assisted Cracking (Hydrogen "Embrittlement")*. In: *Metallurgical Transactions* 3 (1972), Nr. 2, S. 437–451.
- [Bergmeister & Wendner2010] BERGMEISTER, K. und WENDNER, R.: *Kapitel IV: Monitoring und Strukturidentifikation von Betonbrücken*. In: BERGMEISTER, K. (Hrsg.); FINGERLOOS, F. (Hrsg.) und WÖRNER, J.-D. (Hrsg.): *Betonkalender 2010*. Ernst und Sohn. 2010, S. 247–290.

- [Bergmeister & Wörner2004] BERGMEISTER, K. und WÖRNER, J.-D.: *Kapitel: Brückeninspektion und -überwachung*. In: BERGMEISTER, K. (Hrsg.) und SANTA, U. (Hrsg.): *Betonkalender 2004*. Ernst und Sohn. 2004, S. 409–481.
- [Bertram et al.2002a] BERTRAM, D.; HARTZ, U.; ISECKE, B.; JUNGWIRTH, D.; LITZNER, H.-U.; MANLEITNER, S.; NÜRNBERGER, U.; RIEDINGER, H.; RUSTLER, G. und SCHIEBL, P.: *Gefährdung älterer Spannbetonbauwerke durch Spannungsrisskorrosion an vergütetem Spannstahl in nachträglichem Verbund*. In: *DIBt-Mitteilungen* (2002), Nr. 2, S. 33–35.
- [Bertram et al.2002b] BERTRAM, D.; HARTZ, U.; ISECKE, B.; JUNGWIRTH, D.; LITZNER, H.-U.; MANLEITNER, S.; NÜRNBERGER, U.; RIEDINGER, H.; RUSTLER, G. und SCHIEBL, P.: *Gefährdung älterer Spannbetonbauwerke durch Spannungsrisskorrosion an vergütetem Spannstahl in nachträglichem Verbund*. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 97 (2002), Nr. 5, S. 236–238.
- [Böhni1975] BÖHNI, H.: *Risskorrosionserscheinungen an Spannstählen*. In: *Schweizerische Bauzeitung* 93 (1975), S. 603–606.
- [BISE1963] BISE: *Bayrischer Industrieverband Steine und Erden e.V.: Schadensfälle an Decken aus vorgefertigten Spannbetonbauteilen*. In: *Betonstein-Zeitung* (1963), Nr. 1, S. 9–10.
- [BMV1990] BMV - Der Bundesminister für Verkehr: *Einsturz eines Spannbetonbinders; Vorsorgliche Untersuchung möglicher Auswirkungen auf ältere Spannbetonbrücken*. 1990.
- [BMV1993a] BMV - Bundesministerium für Verkehr: *Empfehlungen zur Überprüfung und Beurteilung von Brückenbauwerken, die mit vergütetem Spannstahl St 145/160 Neptun N40 bis 1965 erstellt wurden*. 1993.
- [BMV1993b] BMV - Bundesministerium für Verkehr: *Schäden an Spannbetonbauwerken im Hochbau - Vorsorgliche Untersuchung möglicher Auswirkungen auf ältere Spannbetonbrücken*. 1993.
- [BMV1993c] BMV - Bundesministerium für Verkehr: *Schäden an Spannbetonbauwerken im Hochbau - Vorsorgliche Untersuchung möglicher Auswirkungen auf ältere Spannbetonbrücken*. 1993.
- [BMVBS1999] BMVBS - Bundesministerium für Verkehr, Bau- und Wohnungswesen: *Richtlinie für Betonbrücken mit externen Spanngliedern: Allgemeine Rundschreiben Straßenbau*. 1999.

- [BMVBS2005] BMVBS - Bundesministerium für Verkehr, Bau- und Wohnungswesen - Abteilung Straßenbau, Straßenverkehr: *Allgemeine Rundschreiben Straßenbau*. 2005.
- [BMVBS2011a] BMVBS - Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung - Abteilung Straßenbau und Straßenverkehr: *Handlungsanweisung zur Überprüfung und Beurteilung von älteren Brückenbauwerken, die mit vergütetem, spannungsrissskorrosionsgefährdetem Spannstahl erstellt wurden (Handlungsanweisung Spannungsrissskorrosion)*. 2011.
- [BMVBS2011b] BMVBS - Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung: *Nachrechnung und Ertüchtigung des Brückenbestandes der Bundesfernstraßen - Richtlinie für die Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand (Nachrechnungsrichtlinie) Ausgabe 05/2011*. 2011.
- [BMVBS2011c] BMVBS - Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung - Abteilung Straßenbau: *Richtlinie zur Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand (Nachrechnungsrichtlinie)*. 2011.
- [BMVBS2013] BMVBS - Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung: *Strategie zur Ertüchtigung der Straßenbrücken im Bestand der Bundesfernstraßen*. 2013.
- [BMVI2015a] BMVI - Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur (im Namen der Bundesregierung): *Drucksache 18/5845 - Zustand der Straßenbrücken in Bayern*. 2015.
- [BMVI2015b] BMVI - Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur: *Nachrechnung und Ertüchtigung des Brückenbestandes der Bundesfernstraßen - Richtlinie für die Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand (Nachrechnungsrichtlinie) -Ausgabe 05/2011- 1. Ergänzung -Ausgabe 04/2015*. 2015.
- [Böning2013] BÖNING, S.: *Entwicklung einer geschlossenen Vorgehensweise zur Ermittlung von Beanspruchungen von Brückenbauwerken infolge Straßenverkehr - Von Verkehrsmessungen zu stochastischen Beschreibungen von Verkehrsbeanspruchungen von Brückenbauwerken*. Bauhaus-Universität Weimar. Dissertation. 2013.
- [Bolle et al.2017] BOLLE, G.; MERTZSCH, O. und MARX, S.: *Messtechnische Dauerüberwachung zur Absicherung der Restnutzungsdauer eines spannungsrissskorrosionsgefährdeten Brückenbauwerks*. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 112 (2017), Nr. 2, S. 75–84.

[Borrmann et al.2014] BORRMANN, A.; FISCHER, O.; DORI, G. und WILD, M.: *Intelligente Brücke – Konzeption eines modular aufgebauten Brückenmodells und Systemanalyse*. Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen. Heft B 104. Bergisch Gladbach. 2014.

[Braml2010] BRAML, T.: *Zur Beurteilung der Zuverlässigkeit von Massivbrücken auf der Grundlage der Ergebnisse von Überprüfungen am Bauwerk*. Universität der Bundeswehr München. Dissertation. 2010.

[Broomfield1997] BROOMFIELD, J.: *Corrosion of steel in concrete - Understanding, investigation and repair*. London / New York: E & FN Spon. 1997.

[BW1991] BW - Wasser- und Schifffahrtsdirektionen Rhein-Main-Donau AG: *Einsturz eines Spannbetonbinders; Vorsorgliche Untersuchung möglicher Auswirkungen auf ältere Spannbetonbrücken*. 1991.

[Curbach et al.2005] CURBACH, M.; LOOS, S. und PROSKE, D.: *Anpassungsfaktoren für das Lastmodell 1 des DIN-Fachberichtes 101 für gewichtsbeschränkt beschilderte Straßenbrücken*. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 100 (2005), Nr. 7, S. 590–598.

[Curbach et al.2009] CURBACH, M.; ANKER, S.; BÖSCHE, T. und HAMPEL, T.: *Gefährdung älterer Spannbetonbrücken durch Spannungsrissskorrosion - Untersuchungen zum Gefährdungspotential*. In: *VSVI Seminartag Brückenbau*. Landesamt für Straßenbau und Verkehr Mecklenburg-Vorpommern. 2009.

[DAfStb147] DAFSTB147 - Deutscher Ausschuss für Stahlbeton. Heft 147: *Versuche zur Bestimmung der Übertragungslänge von Spannstählen*. Wilhelm Ernst & Sohn. Berlin. 1992.

[DAfStb255] DAFSTB255 - Deutscher Ausschuss für Stahlbeton. Heft 255: *Zur Frage der zulässigen Rissbreite und der erforderlichen Betondeckung im Stahlbetonbau unter besonderer Berücksichtigung der Karbonatisierung des Betons*. Ernst & Sohn. Berlin. 1976.

[DAfStb310] DAFSTB310 - Deutscher Ausschuss für Stahlbeton. Heft 310: *Teilweise Vorspannung - Verbundfestigkeit von Spanngliedern und ihre Bedeutung für Rißbildung und Rißbreitenbeschränkung*. Wilhelm Ernst & Sohn. Berlin. 1980.

[DAfStb393-2] DAFSTB393-2 - Deutscher Ausschuss für Stahlbeton. Heft 393-2: *Korrosion von Stahl in Beton (einschließlich Spannbeton)*. Beuth. Berlin. 1988.

- [DAfStb405] DAFSTB405 - Deutscher Ausschuss für Stahlbeton. Heft 405: *Korrosion und Korrosionsschutz der Bewehrung im Massivbau - neue Forschungsergebnisse - Folgerungen für die Praxis - Hinweise für das Regelwerk*. Beuth. Berlin. 1990.
- [DAfStb433] DAFSTB433 - Deutscher Ausschuss für Stahlbeton. Heft 433: *Zur chloridinduzierten Makroelementkorrosion von Stahl in Beton*. Beuth. Berlin. 1992.
- [DAfStb441] DAFSTB441 - Deutscher Ausschuss für Stahlbeton. Heft 441: *Physikalisch nichtlineare Berechnung von Stahlbetonplatten im Vergleich zur Bruchlinientheorie*. Beuth. Berlin. 1994.
- [DAfStb469] DAFSTB469 - Deutscher Ausschuss für Stahlbeton. Heft 469: *Schadensablauf bei Korrosion der Spannbewehrung*. Beuth. Berlin. 1996.
- [DAfStb510] DAFSTB510 - Deutscher Ausschuss für Stahlbeton. Heft 510: *Probabilistische Lebensdauerbemessung von Stahlbetonbauwerken - Zuverlässigkeitsbetrachtungen zur wirksamen Vermeidung von Bewehrungskorrosion*. Beuth. Berlin. 2000.
- [DAfStb563] DAFSTB563 - Deutscher Ausschuss für Stahlbeton. Heft 563: *Zur wasserstoffinduzierten Spannungsrissskorrosion von hochfesten Spannstählen - Untersuchungen zur Dauerhaftigkeit von Spannbetonbauteilen*. Beuth. Berlin. 2005.
- [DAfStb572] DAFSTB572 - Deutscher Ausschuss für Stahlbeton. Heft 572: *Schlussbericht zur ersten Phase des DAfStb/BMBF-Verbundforschungsvorhabens "Nachhaltig Bauen mit Beton"*. Beuth. Berlin. 2007.
- [DAfStb616] DAFSTB616 - Deutscher Ausschuss für Stahlbeton. Heft 616: *Sachstandbericht Bauen im Bestand- Teil I: Mechanische Kennwerte historischer Betone, Betonstähle und Spannstähle für die Nachrechnung von bestehenden Bauwerken - Untersuchungen zur Dauerhaftigkeit von Spannbetonbauteilen*. Beuth. Berlin. 2016.
- [DAfStb631] DAFSTB631 - Deutscher Ausschuss für Stahlbeton. Heft 631: *Hilfsmittel zur Schnittgrößenermittlung und zu besonderen Detailnachweisen bei Stahlbetontragwerken*. Beuth. Berlin. 2019.
- [Dehn et al.2003] DEHN, F.; KÖNIG, G. und MARZAHN, G.: *Konstruktionswerkstoffe im Bauwesen*. Berlin: Ernst & Sohn. 2003.
- [DIBt2004] DIBT - Deutsches Institut für Bautechnik: *Richtlinie für Zulassungs- und Überwachungsprüfungen für Spannstähle*. 2004.

- [Dier2015] DIER, F.: *Zur zuverlässigkeitsbasierten Bauwerksprüfung unter Berücksichtigung von Spannstahlausfällen infolge von Spannungsrisskorrosion*. Technische Universität München. Dissertation. 2015.
- [Dietrich2016a] DIETRICH, R. J.: *Beton ist kein Baustoff für Brücken!* In: *db deutsche bauzeitung* (2016), Nr. 2.
- [Dietrich2016b] DIETRICH, R. J.: *Und Beton ist doch kein Baustoff für Brücken*. In: *momentum* (2016), Nr. 3.
- [DIN 1072:1925-07] DIN 1072:1925-07: *Straßenbaurücken - Belastungsannahmen*. Berlin. 1925.
- [DIN 1072:1952-06] DIN 1072:1952-06: *Straßen- und Wegbrücken*. Berlin. 1952.
- [DIN 1072:1967-11] DIN 1072:1967-11: *Straßen- und Wegbrücken*. Berlin. 1967.
- [DIN 1072:1985-12] DIN 1072:1985-12: *Straßen- und Wegbrücken*. Berlin. 1985.
- [DIN 1076:1999-11] DIN 1076:1999-11: *Ingenieurbauwerke im Zuge von Straßen und Wegen - Überwachung und Prüfung*. Berlin. 1999.
- [DIN 4227:1953-10] DIN 4227:1953-10: *Spannbeton - Richtlinien für Bemessung und Ausführung*. Berlin. 1953.
- [DIN EN 13670:2001-03] DIN EN 13670:2001-03: *Ausführung von Tragwerken aus Beton*. Berlin. 1999.
- [DIN EN 1990:2010-12] DIN EN 1990:2010-12: *Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung*. Berlin. 2010.
- [DIN EN 1990/NA:2010-12] DIN EN 1990/NA:2010-12: *Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung*. Berlin. 2010.
- [DIN EN 1991-2:2010-12] DIN EN 1991-2:2010-12: *Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke*. Berlin. 2010.
- [DIN EN 1991-2/NA:2012-08] DIN EN 1991-2/NA:2012-08: *Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken*. Berlin. 2012.

- [DIN EN ISO 15630-3:2011-02] DIN EN ISO 15630-3:2011-02: *Stähle für die Bewehrung und das Vorspannen von Beton – Prüfverfahren – Teil 3: Spannstähle*. Berlin: Berlin. 2011.
- [DIN EN ISO 8044:1999-11] DIN EN ISO 8044:1999-11: *Korrosion von Metallen und Legierungen*. Berlin. 1999.
- [DIN EN ISO 8044:2020-08] DIN EN ISO 8044:2020-08: *Korrosion von Metallen und Legierungen*. Berlin. 2020.
- [DIN-FB 101:2009-03] DIN-FB 101:2009-03: *Einwirkungen auf Brücken*. Berlin. 2009.
- [Doig1981] DOIG, P.: *A Model for the Initiation of Hydrogen Embrittlement Cracks at Blunt Notches during Elastic Fatigue Loading*. In: *Materials Science and Engineering* 48 (1981), S. 181–188.
- [DURACRETE1998] DURACRETE: *DuraCrete - Probabilistic Performance based Durability Design of Concrete Structures*. The European Union - Brite EuRam III. DuraCrete - Modelling of Degradation, Document BE95-1347/R4-5. 1998.
- [E DIN EN ISO 8044:2015-02] E DIN EN ISO 8044:2015-02: *Korrosion von Metallen und Legierungen (ENTWURF)*. Berlin. 2015.
- [Ehmann2006] EHMANN, R.: *Spannungsrissskorrosion von Spannstählen - BAW-Brief Nr. 3*. Bundesanstalt für Wasserbau. Karlsruhe, 2006.
- [Ehmann2018] EHMANN, R.: *Verkehrslastmodelle für Brücken - Einführung*. In: *Kolloquium Entwicklungen und Fortschritte im Brücken- und massiven Verkehrswasserbau*. Bundesanstalt für Wasserbau. 2018.
- [Elices et al.2004] ELICES, M.; RUIZ, J. und ATIENZA, J. M.: *Influence of residual stresses on hydrogen embrittlement of cold drawn wires*. In: *Materials and Structures* 37 (2004), Nr. 6, S. 305–310.
- [Engell & Speidel1969] ENGELL, H.-J. und SPEIDEL, M. O.: *Ursachen und Mechanismen der Spannungsrißkorrosion*. In: *Werkstoffe und Korrosion* 20 (1969), Nr. 4, S. 281–300.
- [Fastenau & Delille1972] FASTENAU, W. und DELILLE, J.: *Bruchverhalten von gerippten Spanndrähten*. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 67 (1972), Nr. 9, S. 209–212.

[Felfeli1986] FELFELI, J.: *Wasserstoffinduzierte Änderung des Fließ- und Bruchverhaltens von Eisen und Stahl*. Rheinisch-Westfälische Technische Hochschule Aachen. Dissertation. 1986.

[fib15] FIB15 - Federation internationale du beton. Bulletin 15. Technical report: *Status of durability of post-tensioned tendons in France*. 2001.

[fib22] FIB22 - Federation internationale du beton. Bulletin 22. State-of-art report: *Monitoring and safety evaluation of existing concrete structures*. 2003.

[fib26] FIB26 - Federation internationale du beton. Bulletin 26. Technical report: *Influence of material and processing on stress corrosion cracking of prestressing steel - case studies*. 2003.

[Fischer et al.2014a] FISCHER, O.; LECHNER, T.; WILD, M.; MÜLLER, A. und KESSNER, K.: *Nachrechnung von Betonbrücken - Systematische Datenauswertung nachgerechneter Bauwerke*. Technische Universität München, Lehrstuhl für Massivbau und Büchting + Streit AG. Forschungsbericht: FE 15.0524/2011/FRB. München. 2014.

[Fischer et al.2014b] FISCHER, O.; MÜLLER, A.; LECHNER, T.; WILD, M. und KESSNER, K.: *Ergebnisse und Erkenntnisse zu durchgeführten Nachrechnungen von Betonbrücken in Deutschland*. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 109 (2014), Nr. 2, S. 107–127.

[Fischer2015] FISCHER, O.: *1. Ergänzung zur Nachrechnungsrichtlinie - Überblick und aktuelle Forschungsvorhaben zur weiteren Fortschreibung*. In: *Tagungsband 19. Münchener Massivbau Seminar*. Technische Universität München. 2015.

[Frenzel et al.1996] FRENZEL, B.; FREUNDT, U.; KÖNIG, G.; MANGERIG, I.; MERZENICH, G.; NOVÁK, B. und SUKHOV, D.: *Bestimmung von Kombinationsbeiwerten und -regeln für Einwirkungen auf Brücken*. Bundesministerium für Verkehr. Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik. Heft 715. 1996.

[Freundt et al.2011a] FREUNDT, U.; BÖNING, S. und KASCHNER, R.: *Straßenbrücken zwischen aktuellem und zukünftigem Verkehr – Straßenverkehrslasten nach DIN EN 1991-2/NA*. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 111 (2011), Nr. 11, S. 736–746.

[Freundt et al.2011b] FREUNDT, U.; BÖNING, S.; MAURER, R.; ARNOLD, A.; GEDWIEN, J.; MÜLLER, M.; SCHRICK, M.; TAPPE, C.; KUHLMANN, U.; RASCHE, C.; FROSCHMEIER, B.; EULER, M.; HANSWILLE, G.; BRAUER, A. und BERGMANN, M.: *Anpassung von DIN-Fachberichten „Brücken“ an Eurocodes*. Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen. Heft B 77. Bergisch Gladbach. 2011.

- [Freundt et al.2014a] FREUNDT, U.; VOGT, R.; BÖNING, S.; MICHAEL, D.; KÖNKE, C. und BEINERSDORF, H.: *Einsatz von Monitoringsystemen zur Bewertung des Schädigungszustands von Brückenbauwerken*. Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen. Heft B 106. Bergisch Gladbach. 2014.
- [Freundt et al.2014b] FREUNDT, U.; VOGT, R.; BÖNING, S.; PIERSON, C. und EHRLE, P.: *Roadtraffic Management System (RTMS)*. Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen. Heft B 100. Bergisch Gladbach. 2014.
- [Freundt & Böning2011] FREUNDT, U. und BÖNING, S.: *Verkehrslastmodelle für die Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand*. Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen. Heft B 82. Bergisch Gladbach. 2011.
- [Freundt & Böning2013] FREUNDT, U. und BÖNING, S.: *Einfluss der veränderten Verkehrsführung bei Ertüchtigungsmaßnahmen auf die Bauwerksbeanspruchungen*. Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen. Heft B 97. Bergisch Gladbach. 2013.
- [Fricker et al.2010] FRICKER, S.; VOGEL, T.; UNGRICHT, H. und HUNKELER, F.: *Akustische Überwachung einer stark geschädigten Spannbetonbrücke und Zustandserfassung beim Abbruch*. Bundesamt für Strassen, Eidgenössisches Departement für Umwelt, Verkehr, Energie und Kommunikation UVEK. Nr. AGB 2005/014. 2010.
- [Fricker2010] FRICKER, S.: *Schallemissionsanalyse zur Erfassung von Spanndrahtbrüchen bei Stahlbetonbrücken*. Eidgenössische Technische Hochschule Zürich. Dissertation. 2010.
- [Gerberich & Chen1975] GERBERICH, W. W. und CHEN, Y. T.: *Hydrogen-Controlled Cracking - An Approach to Treshold Stress Intensity*. In: *Metallurgical Transactions* 6A (1975), Nr. 2, S. 271–278.
- [Goj2011] GOJ, K.: *Einführung der Nachrechnungsrichtlinie in Bayern*. In: *Tagungsband 15. Münchener Massivbau Seminar*. Technische Universität München. 2011.
- [Gräfen & Kuron1987] GRÄFEN, H. und KURON, D.: *Werkstoffverhalten in Wasserstoff*. In: *Chemie Ingenieur Technik* 59 (1987), Nr. 7, S. 555–563.
- [Gräfen1969] GRÄFEN, H.: *Derzeitiger Stand der Kenntnisse über die Spannungsrißkorrosion unlegierter und schwach legierter Stähle*. In: *Materials and Corrosion* 20 (1969), Nr. 4, S. 305–313.

- [Griess1978] GRIESS, J.: *Corrosion of Steel Tendon in Concrete Pressure Vessels - Review of Recent Literature and Experimental Investigations*. Oak Ridge National Laboratory. 1978.
- [Griffith1920] GRIFFITH, A. A.: *The Phenomena of Rupture and Flow in Solids*. In: *Philosophical Transactions of the Royal Society of London A* 221 (1920), S. 163–198.
- [Grimm & Wilhelm2014] GRIMM, R. und WILHELM, T.: *Wasserstoffinduzierte Spannungsrissskorrosion bei älteren Spannstählen - Konzept der Deutschen Bahn AG*. In: *3. Symposium Eisenbahnbrücken und Konstruktiver Ingenieurbau*. VDEI-Akademie für Bahnsysteme. München. 2014.
- [Grimme et al.1983] GRIMME, D.; ISECKE, B.; NÜRNBERGER, U.; RIECKE, E. M. und UHLIG, G.: *Spannungsrissskorrosion in Spannbetonbauwerken*. Verein Deutscher Eisenhüttenleute. Düsseldorf. 1983.
- [Grosse & Schumacher2013] GROSSE, C. und SCHUMACHER, T.: *Anwendungen der Schallemissionsanalyse an Betonbauwerken*. In: *Bautechnik* 11 (2013), Nr. 11, S. 721–731.
- [Grosse2009] GROSSE, C.: *Acoustic emission localization methods for large structures based on beamforming and array techniques*. In: *Non-Destructive Testing in Civil Engineering*. Nantes, France. 2009.
- [Hegger et al.2003] HEGGER, J.; WILL, N. und LITWIN, R.: *Berechnung von Stahlbetonplatten nach der Bruchlinientheorie*. Rheinisch-Westfälische Technische Hochschule Aachen. Abschlussbericht 85/2003. Aachen. 2003.
- [Heyrovský & Küta1965] HEYROVSKÝ, J. und KÜTA, J.: *Principles of Polarography*. New York, USA: Academic Press. 1965.
- [Hickling1982] HICKLING, J.: *Dehnungsinduzierte Rißkorrosion: Spannungsrißkorrosion oder Schwingungsrißkorrosion?* In: *Der Maschinenschaden* 55 (1982), Nr. 2, S. 95–105.
- [Hillemeier et al.1999] HILLEMEIER, B.; STENNER, R.; FLOHRER, C.; POLSTER, H. und BUCHENAU, G.: *Kapitel: Instandsetzung und Erhaltung von Betonbauwerken*. In: EIBL, J. (Hrsg.): *Betonkalender 1999 II*. Ernst & Sohn. 1999, S. 595–720.
- [Hillemeier & Walther2011] HILLEMEIER, B. und WALTHER, A.: *Die Überprüfung von Spannbetonkonstruktionen auf Unversehrtheit der Spannglieder*. In: *Bautechnik* 88 (2011), Nr. 11, S. 805–810.

- [Hillemeier2012] HILLEMEIER, B.: *Zustandsanalyse von Spanngliedern in Spannbetonbauwerken*. In: *Fachtagung Bauwerksdiagnose*. Berlin. 2012.
- [Hirth1980] HIRTH, J. P.: *Effects of Hydrogen on the Properties of Iron and Steel*. In: *Metallurgical Transactions A* 11A (1980), Nr. 6, S. 861–890.
- [Hirth1987] HIRTH, J. P.: *Kapitel: Hydrogen Induced Fracture*. In: LATANISION, R. M. (Hrsg.): *Chemistry and Physics of Fracture*. Dordrecht: Nijhoff. 1987, S. 538–551.
- [Hoffmann et al.2007] HOFFMANN, S.; WENDNER, R.; STRAUSS, A.; RALBOVSKY, M. und BERGMEISTER, K.: *AIFIT – Anwenderorientierte Identifikation für Ingenieurtragwerke*. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 102 (2007), Nr. 10, S. 699–706.
- [Holst et al.2007] HOLST, A.; BUDELMANN, H.; HARIRI, K. und WICHMANN, H.-J.: *Korrosionsmonitoring und Bruchortung in Spannbetonbauwerken – Möglichkeiten und Grenzen*. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 102 (2007), Nr. 12, S. 835–847.
- [Hoyer1939] HOYER, E.: *Der Stahlsaitenbeton*. Otto Elsner Verlagsgesellschaft. 1939.
- [Hunkeler et al.1998] HUNKELER, F.; UNGRICHT, H. und MATT, P.: *Korrosionsschäden an Spannstählen in Spanngliedern und vorgespannten Boden- und Felsankern*. Bundesamt für Strassen. Forschungsbericht VSS Nr. 534. 1998.
- [Hunkeler et al.2005] HUNKELER, F.; MATT, P.; VON MATT, U. und WERNER, R.: *Spannglieder, Schrägseile und Anker – Beschreibung der Systeme und Erkenntnisse aus Korrosionsschäden*. Eidgenössisches Departement für Umwelt, Verkehr, Energie und Kommunikation - Bundesamt für Strassen. AGB2000/470. 2005.
- [IAEA2011] IAEA - International Atomic Energy Agency: *Stress Corrosion Cracking in Light Water Reactors: Good Practices and Lessons Learned*. Wien, Österreich. 2011.
- [Isecke et al.1995] ISECKE, B.; MENZEL, K.; MIETZ, J. und NÜRNBERGER, U.: *Gefährdung älterer Spannbetonbauwerke durch Spannungsrißkorrosion*. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 90 (1995), Nr. 5, S. 120–123.
- [Isecke1983] ISECKE, B.: *Neuartige Korrosionsprobleme an Bündelspanngliedern mit nachträglichem Verbund*. In: *Die Bautechnik* 60 (1983), Nr. 1, S. 1–7.
- [Isecke1998] ISECKE, B.: *Kritische Beurteilung neuer Spannstahlentwicklungen: Dokumentation der vorhandenen Erkenntnisse*. Fraunhofer IRB Verlag. Bericht T 2823. 1998.
- [Ivanov2015] IVANOV, V.: *Environmental Microbiology for Engineers*. Second Edition. CRC Press. 2015.

- [Jaeger2016] JAEGER, F.: *Kommt nach dem Atomausstieg nun der Betonausstieg?* In: *momentum* (2016), Nr. 3.
- [Johnson et al.1958] JOHNSON, H. H.; MORLET, J. G. und TROIANO, A. R.: *Hydrogen, Crack Initiation, and Delayed Failure in Steel*. In: *Transactions of the Metallurgical Society of AIME* 212 (1958), Nr. 8, S. 528–536.
- [Johnson & Willner1965] JOHNSON, H. H. und WILLNER, A. M.: *Moisture and Stable Crack Growth in a High-Strength Steel*. In: *Applied Materials Research* 4 (1965), Nr. 1, S. 34–43.
- [Johnson1875] JOHNSON, W.: *On some remarkable changes produced in iron and steel by the action of hydrogen and acids*. In: *Proceedings of the Royal Society of London* 23 (1875), Nr. 1, S. 168–179.
- [Juilfs2000] JUILFS, G. G.: *Das Diffusionsverhalten von Wasserstoff in einem niedriglegierten Stahl unter Berücksichtigung des Verformungsgrades und der Deckschichtbildung in alkalischen Medien*. Technische Universität Hamburg-Harburg. Dissertation. 2000.
- [Kaesche1979] KAESCHE, H.: *Die Korrosion der Metalle*. Zweite, völlig neubearbeitete und erweiterte Auflage. Berlin: Springer-Verlag. 1979.
- [König et al.1986] KÖNIG, G.; MAURER, R. und ZICHNER, T.: *Spannbeton: Bewährung im Brückenbau - Analyse von Bauwerksdaten, Schäden und Erhaltungskosten*. Berlin: Springer-Verlag. 1986.
- [König et al.1994] KÖNIG, G.; TUE, N. V.; BAUER, T. und POMMERENING, D.: *Untersuchung des Ankündungsverhaltens der Spannbetontragwerke*. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 89 (1994), Nr. 2, S. 45–49.
- [König et al.1998] KÖNIG, G.; SCHIEBL, P. und ZILCH, K.: *Neue Erkenntnisse über die Sicherheit im Spannbetonbau*. In: *Der Prüfenieur* 13 (1998), Nr. 3, S. 46–56.
- [König et al.2014] KÖNIG, G.; KRUMBACH, R. und HEYN, A.: *Spannungsrißkorrosion von Spannstahl - Vorstellung einer neuen Untersuchungsmethode*. In: *Restoration of Buildings and Monuments* 6 (2014), Nr. 1, S. 73–86.
- [König & Fehling1998] KÖNIG, G. und FEHLING, E.: *Zur Rißbreitenbeschränkung bei voll oder beschränkt vorgespannten Betonbrücken*. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 84 (1998), Nr. 9, S. 238–241.

- [Krumbach et al.1997] KRUMBACH, R.; MEICHSNER, H. und SCHUBERT, L.: *Untersuchungen zur Dauerbeständigkeit von vorgefertigten Spannbeton-Brückenträgern*. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 92 (1997), Nr. 12, S. 325–331.
- [Kurt & Martinek1971] KURT, E. und MARTINEK, F.: *Grundzüge des Spannbetonbaus*. Köln-Braunsfeld: Verlagsgesellschaft Rudolf Müller. 1971.
- [Lankau1984] LANKAU, G.: *Produktion und Weiterentwicklung des vergüteten Spannstahls ST 140/160*. In: *Betontechnik* 5 (1984), Nr. 4, S. 40–44.
- [Leonhardt1962] LEONHARDT, F.: *Spannbetonbau für die Praxis*. Zweite, vollständig neu bearbeitete Auflage. Berlin: Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn. 1962.
- [Lingemann et al.2021] LINGEMANN, J.; FISCHER, O. und WILD, M.: *Kapitel: Spannungsrisskorrosion bei Massivbrücken*. In: HEGGER, J. (Hrsg.) und MARK, P. (Hrsg.): *Stahlbetonbau-Fokus: Brückenbau*. Beuth. 2021, S. H.1–H.46.
- [Lingemann & Posset2015] LINGEMANN, J. und POSSET, K.: *Wirklichkeitsnahe Betrachtung der Verkehrseinwirkungen für die Nachrechnung der John-F.-Kennedy-Brücke in München*. In: *Tagungsband 19. Münchener Massivbau Seminar*. Technische Universität München. 2015.
- [Lingemann2010] LINGEMANN, J.: *Zum Ankiündungsverhalten von älteren Brückenbauwerken bei Spannstahlausfällen infolge von Spannungsrisskorrosion*. Technische Universität München. Dissertation. 2010.
- [Little & Staehle2001] LITTLE, B. und STAEHLE, R.: *Fungal Influenced Corrosion in Post-Tension Structures*. In: *The Electrochemical Society - Interface* (2001), S. 44–48.
- [Lunarska1985] LUNARSKA, E.: *Kapitel: Effects of Hydrogen on the Plastic Properties of Iron Single Crystals, Whiskers and Polycrystals*. In: ORIANI, R. A. (Hrsg.): *Hydrogen Degradation of Ferrous Alloys*. Noyes Data Corporation/Noyes Publications. 1985, S. 437–451.
- [Macheleidt2002] MACHELEIDT, W.: *Statische Untersuchung des Ankiündungsverhaltens von Spannbetonbrücken: Gefährdung durch Spannungsrisskorrosion*. In: *Straßen- und Tiefbau* 56 (2002), Nr. 11, S. 6–9.
- [Maes et al.2001] MAES, M. A.; WEI, X. und DILGER, W. H.: *Fatigue reliability of deteriorating prestressed concrete bridges due to stress corrosion cracking*. In: *Canadian Journal of Civil Engineering* 28 (2001), Nr. 4, S. 673–683.

[Marcus1979] MARCUS, H. L.: *Fatigue and Microstructure*. In: *Papers presented at the 1978 ASM Materials Science Seminar*. Materials Science Division of the American Society for Metals. 1979.

[Markworth & Holbrook1985] MARKWORTH, A. J. und HOLBROOK, J. H.: *Kapitel: Hydrogen Degradation of Ferrous Alloys*. In: ORIANI, R. A. (Hrsg.): *Hydrogen Degredation of Ferrous Alloys*. Noyes Data Corporation/Noyes Publications. 1985, S. 535–560.

[Marzahn & Krüger2009] MARZAHN, G. und KRÜGER, D.: *Handlungsanweisung zum Ankündungsverhalten bei Spannstahlausfall - Sachstand der Überarbeitung*. In: *Restoration of Buildings and Monuments* 15 (2009), Nr. 5, S. 315–324.

[McLaskey et al.2010] MCLASKEY, G. C.; GLASER, S. D. und GROSSE, C. U.: *Beamforming array techniques for acoustic emission monitoring of large concrete structures*. In: *Journal of Sound and Vibration* 329 (2010), S. 2384–2394.

[Mehlhorn & Curbach2014] MEHLHORN, G. und CURBACH, M.: *Handbuch Brücken - Entwerfen, Konstruieren, Berechnen, Bauen und Erhalten*. Wiesbaden: Springer Vieweg. 2014.

[Mendel1975] MENDEL, G.: *Einflußflächen für elastisch eingespannte Kragplatten*. In: *Beton- und Stahlbetonbau* (1975), 12, S. 291–298.

[Menzel & Nürnberger1998] MENZEL, K. und NÜRNBERGER, U.: *Spannungsrißkorrosionsverhalten von Spannstählen mit überhöhter Festigkeit*. In: *Kurzberichte aus der Bau-forschung* 39 (1998), S. 153–156.

[Merzenich1994] MERZENICH, G.: *Entwicklung eines europäischen Verkehrslastmodells für die Bemessung von Straßenbrücken*. Rheinisch-Westfälische Technische Hochschule Aachen. Dissertation. 1994.

[Mietz et al.1998] MIETZ, J.; FISCHER, J. und ISECKE, B.: *Spannstahlschäden an einem Brückenbauwerk infolge von Spannungsrißkorrosion*. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 93 (1998), Nr. 7, S. 195–200.

[Mietz & Fischer2005] MIETZ, J. und FISCHER, J.: *Verifizierung zerstörungsfreier Prüfverfahren zur Detektion von Spannstahlschäden an Spannbetonbauteilen mit nachträglichem Verbund*. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 100 (2005), S. 656–663.

[Mietz1994] MIETZ, J.: *Untersuchungen an Verkehrsbauten aus Spannbeton zur Abschätzung des Gefährdungspotentials infolge Spannungsrißkorrosion der Spannstähle -*

Teil 1 - Arbeiten an der BAM. Bundesanstalt für Materialforschung und -prüfung. FE 15.209 R91D. Abschlussbericht. Berlin. 1994.

[Mietz1999] MIETZ, J.: *Wasserstoffinduzierte Spannungsrißkorrosion an vergüteten Spannstählen.* In: *Bauingenieur* 74 (1999), Nr. 9, S. 403–411.

[Müller1996] MÜLLER, H.: *Untersuchungen an einem gebrochenen Spannbetonbinder aus dem Werk Schrobenhausen der Firma YTONG.* Technische Universität München. Untersuchungsbericht Nr. 1376. 1996.

[Müller1999] MÜLLER, H.: *Unterschiedliches Spannungsrißverhalten der verschiedenen Spannstähle.* Technische Universität München. DIBt Forschungsprojekt IV 1-5-831/97. 1999.

[Moersch & Schießl2000] MOERSCH, J. und SCHIEBL, P.: *Kapitel: Untersuchungen zum Rißkorrosionsverhalten von Spannstählen unter Betriebsbedingungen.* In: ELIGEHAUSEN, R. (Hrsg.); KORDINA, K. (Hrsg.) und SCHIEBL, P. (Hrsg.): *Bewehrte Betonbauteile unter Betriebsbedingungen (DFG-Forschungsbericht).* Wiley-VCH. 2000, S. 291–296.

[Naumann1969] NAUMANN, K. F.: *Korrosionsschäden an gespannten Stählen.* In: *Beton- und Stahlbetonbau* 64 (1969), Nr. 1, S. 10–17.

[Naumann2007] NAUMANN, J.: *Brücken und Schwerverkehr – Wo sind die Grenzen?* In: *Bauingenieur* 82 (2007), Nr. 7 u. 8, S. 326–332.

[Novák et al.2002] NOVÁK, B.; BROSGE, S. und REICHERT, F.: *Weiterentwicklung von Verhaltensmodellen im Rahmen des Bauwerks-Management-Systems.* Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen. Schlussbericht FE 15.370/2002/HRB. Bergisch Gladbach. 2002.

[Novák et al.2007] NOVÁK, B.; BROSGE, S.; BARTHEL, K. und PFISTERER, W.: *Anpassung des Verkehrslastmodells des DIN FB 101 für kommunale Brücken.* In: *Beton- und Stahlbetonbau* 102 (2007), Nr. 5, S. 271–279.

[Nürnberger & Beul1994] NÜRNBERGER, U. und BEUL, W.: *Untersuchungen an Verkehrsbauten aus Spannbeton zur Abschätzung des Gefährdungspotentials infolge Spannungsrißkorrosion der Spannstähle - Teil 2 - Untersuchungen der FMPA.* Forschungs- und Materialprüfungsanstalt Baden-Württemberg. FE 15.209 R91D. Abschlussbericht. Berlin. 1994.

- [Nürnberger1980] NÜRNBERGER, U.: *Analyse und Auswertung von Schadensfällen an Spannstählen*. Bundesministerium für Verkehr - Abteilung Straßenbau. Heft 308. Forschungsbericht. 1980.
- [Nürnberger1992] NÜRNBERGER, U.: *Special corrosion problems in post-tensioned structures*. In: *Otto Graf Journal* 3 (1992), S. 148–163.
- [Nürnberger1995] NÜRNBERGER, U.: *Korrosion und Korrosionsschutz im Bauwesen*. Berlin: Bauverlag. 1995.
- [Nürnberger1997] NÜRNBERGER, U.: *Einflüsse von Werkstoff und Verarbeitung auf die Spannungsrißkorrosion von Spannstählen*. In: *Materials and Corrosion* 48 (1997), S. 602–612.
- [Oriani & Josephic1972] ORIANI, R. A. und JOSEPHIC, P. H.: *Testing of the decohesion theory of hydrogen-induced crack propagation*. In: *Scripta Metallurgica* 6 (1972), 6, S. 681–688.
- [Oriani & Josephic1974] ORIANI, R. A. und JOSEPHIC, P. H.: *Equilibrium aspects of hydrogen-induced cracking of steels*. In: *Acta Metallurgica* 22 (1974), 9, S. 1065–1074.
- [Parkins et al.1972] PARKINS, R. N.; MAZZA, F.; JUAN J., R. und SCULLY, J. C.: *Methoden zur Prüfung der Spannungskorrosion*. In: *Werkstoffe und Korrosion* 23 (1972), Nr. 11, S. 1020–1029.
- [Parkins1979] PARKINS, R. N.: *Environment Sensitive Fracture and its Prevention*. In: *British Corrosion Journal* 14 (1979), Nr. 1, S. 5–14.
- [Paulson et al.2001] PAULSON, P.; ELLIOTT, J. und YODAN, D.: *Continuous acoustic monitoring of bridges*. In: *Stahlbau* 70 (2001), Nr. 4, S. 245–250.
- [Peil2003] PEIL, U.: *Sicherstellung der Nutzungsfähigkeit von Bauwerken mit Hilfe innovativer Bauwerksüberwachung*. Technische Universität Braunschweig. Sonderforschungsbereich 477 (DFG). 2003.
- [Peil2010] PEIL, U.: *Sicherstellung der Nutzungsfähigkeit von Bauwerken mit Hilfe innovativer Bauwerksüberwachung*. Technische Universität Braunschweig. Sonderforschungsbereich 477 (DFG). 2010.
- [Petch & Stables1952] PETCH, N. J. und STABLES, P.: *Delayed Fracture of Metals under Static Load*. In: *Nature* 169 (1952), Nr. 5, S. 842–843.

- [Polensky & Zöllner1969] POLENSKY & ZÖLLNER: *Spannverfahren Polensky & Zöllner. Zulassung: II B 2 - 2.420 (Zul. 95)*. Der Minister für Wohnungsbau und öffentliche Arbeiten des Landes Nordrhein-Westfalen, 1969.
- [Pomp & Hempel1937] POMP, A. und HEMPEL, M.: *Ueber das Versagen von vergütetem Stahldraht in Kabeln der Mount-Hope-Hängebrücke*. In: *Stahl und Eisen* 57 (1937), Nr. 31, S. 874–877.
- [RAA2008] Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV) - Arbeitsgruppe "Straßenentwurf": *Richtlinie für die Anlagen von Autobahnen* 2008.
- [Radhakrishnan & Shreir1966] RADHAKRISHNAN, T. P. und SHREIR, L. L.: *Permeation of hydrogen through steel by electrochemical transfer - I. Influence of catalytic poisons*. In: *Electrochimica Acta* 11 (1966), S. 1007–1021.
- [Rahmel & Schwenk1977] RAHMEL, A. und SCHWENK, W.: *Korrosion und Korrosionsschutz von Stählen*. Weinheim: Verlag Chemie. 1977.
- [RAL2012] Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV) - Arbeitsgruppe "Straßenentwurf": *Richtlinie für die Anlagen von Landstraßen* 2012.
- [Rauert & Zehetmaier2018] RAUERT, T. und ZEHETMAIER, G.: *Alternatives stochastisches Nachweisverfahren für den Spannungsrißkorrosionsnachweis von Straßenbrücken*. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 113 (2018), Nr. 11, S. 807–820.
- [Rehm et al.1973] REHM, G.; NÜRNBERGER, U. und WAUBKE, N. V.: *Untersuchungen an Betonstählen aus Viehstalldecken im Hinblick auf Spannungsrißkorrosionserscheinungen*. In: *Betonwerk + Fertigteile-Technik* 39 (1973), Nr. 9, S. 642–651.
- [Rehm et al.1981a] REHM, G.; NÜRNBERGER, U. und FREY, R.: *Zur Korrosion und Rißkorrosion bei Spannstählen*. In: *Werkstoffe und Korrosion* 32 (1981), S. 211–221.
- [Rehm et al.1981b] REHM, G.; NÜRNBERGER, U. und FREY, R.: *Zur Korrosion und Spannungsrißkorrosion von Spannstählen bei Bauwerken mit nachträglichem Verbund*. In: *Bauingenieur* 56 (1981), S. 275–281.
- [Rehm1963] REHM, G.: *Schäden an Spannbetonbauteilen, die mit Tonerdeschmelzement hergestellt wurden*. In: *Betonstein-Zeitung* 12 (1963), S. 651–661.
- [Reißen & Hegger2013] REIßEN, K. und HEGGER, J.: *Experimentelle Untersuchungen zum Querkrafttragverhalten von auskragenden Fahrbahnplatten unter Radlasten*. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 108 (2013), Nr. 5, S. 315–324.

- [Revie2011] REVIE, W. ; UHLIG, H. (Hrsg.): *Uhlig's Corrosion Handbook*. Third Edition. John Wiley & Sons Inc. 2011.
- [Reynolds1874] REYNOLDS, O.: *On the effect of acid on the interior of iron wire*. In: *Proceedings of the Manchester Literary and Philosophical Society* 13 (1874), S. 93–96.
- [Riecke1973] RIECKE, E. M.: *Über den wasserstoffinduzierten Sprödbruch hochfester Stähle*. In: *Archiv für das Eisenhüttenwesen* 44 (1973), Nr. 9, S. 647–656.
- [Riecke1978] RIECKE, E. M.: *Wasserstoff in Eisen und Stahl*. In: *Archiv für das Eisenhüttenwesen* 49 (1978), S. 509–520.
- [Rombach & Velasco2005] ROMBACH, G. A. und VELASCO, R. R.: *Schnittgrößen auskragender Fahrbahnplatten infolge von Radlasten nach DIN-Fachbericht*. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 100 (2005), Nr. 5, S. 376–389.
- [Rubinstein1981] RUBINSTEIN, R.: *Simulation and the monte carlo method*. Wiley. 1981.
- [Sander1942] SANDER: *25 Jahre Deutsche Baunormung*. In: *Bauingenieur* 23 (1942), S. 373–378.
- [Sarja & Vesikari1996] SARJA, A. und VESIKARI, E.: *Durability design of concrete structures*. RILEM - The international union of testing and research laboratories for materials and structures. Report of RILEM technical committee 130-CSL. 1996.
- [Schacht et al.2019] SCHACHT, G.; KÄDING, M.; BOLLE, G. und MARX, S.: *Konzept für die Bewertung von Brücken mit Spannungsrissskorrosionsgefahr*. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 114 (2019), Nr. 2, S. 85–94.
- [Scheel2006] SCHEEL, H.: *Spanndrahtbruchortung mit der magnetischen Streufeldmethode*. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 101 (2006), Nr. 8, S. 614–621.
- [Schießl & Moersch1997] SCHIEßL, P. und MOERSCH, J.: *Einfluß der erhöhten Beanspruchung auf die Festigkeitsgrenze von gezogenen Spannstählen*. Institut für Bauforschung (ibac). Bericht T 2792. 1997.
- [Schlaich et al.1980] SCHLAICH, J.; KORDINA, K. und ENGELL, H.-J.: *Teileinsturz der Kongreßhalle Berlin - Schadensursachen - Zusammenfassendes Gutachten*. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 75 (1980), Nr. 12, S. 281–294.

- [Schmerber1957] SCHMERBER, L.: *Erfahrungen bei der Ausführung von Brückenbau nach verschiedenen Spannverfahren*. In: *Die Bautechnik* 34 (1957), Nr. 1, S. 33–37.
- [Schwenk1978] SCHWENK, W.: *Die praktische Bedeutung niedrig-frequenter Lastwechsel bei dehnungsinduzierter Spannungsrißkorrosion*. In: *Werkstoffe und Korrosion* 29 (1978), S. 740–746.
- [Schwenk1986] SCHWENK, W.: *Kapitel: Der Wasserstoff als Reaktionspartner bei Korrosionsvorgängen*. In: KURON, D. (Hrsg.): *Wasserstoff und Korrosion*. Bonner Studienreihe 3. Verlag Irene Kuron. 1986, S. 1–7.
- [Seytter1954] SEYTTER, K.: *Das Vorspann-System "Heilitbau" beim Bau der Straßenbrücke bei Donaumünster*. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 49 (1954), Nr. 3, S. 60–63.
- [Shah & Hookham1998] SHAH, V. und HOOKHAM, C.: *Long-term aging of light water reactor concrete containments*. In: *Nuclear Engineering and Design* 185 (1998), S. 51–81.
- [SIA1985a] SIA: *Deckeneinsturz im Hallenbad Uster*. In: *Schweizer Ingenieur und Architekt* (1985), Nr. 21, S. 509–510.
- [SIA1985b] SIA: *Deckeneinsturz im Hallenbad Uster vom 9. Mai 1985*. In: *Schweizer Ingenieur und Architekt* (1985), Nr. 23, S. 566–568.
- [Siegert et al.2015] SIEGERT, C.; HOLST, A.; EMPELMANN, M. und BUDELMANN, H.: *Überwachungskonzepte für Bestandsbauwerke aus Beton als Kompensationsmaßnahme zur Sicherstellung von Standsicherheit und Gebrauchstauglichkeit*. Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen. Heft B 118. Bergisch Gladbach. 2015.
- [Sieradzki & Ficalora1980] SIERADZKI, K. und FICALORA, P.: *The mechanism of hydrogen embrittlement - adsorption or decohesion*. In: *Scripta Metallurgica* 14 (1980), Nr. 6, S. 641–644.
- [Sperling & Hauke2013] SPERLING, D. und HAUKE, S.: *Erfahrungen bei der Nachrechnung von Spannbetonbrücken am Beispiel der Hochstraße Hannover Herrenhausen*. In: *VSVI-Seminar: Brücken- und Ingenieurbau*. Vereinigung der Straßenbau- und Verkehrsingenieure e.V. Braunschweig. 2013.
- [Stellwag & Kaesche1982a] STELLWAG, B. und KAESCHE, H.: *Kinetik der wasserstoffinduzierten Spannungsrißkorrosion - Teil 1: Wesentliche Einflußgrößen des Bruchvorgangs im Hinblick auf hochfeste Stähle*. In: *Werkstoffe und Korrosion* 33 (1982), S. 274–280.

- [Stellwag & Kaesche1982b] STELLWAG, B. und KAESCHE, H.: *Kinetik der wasserstoff-induzierten Spannungsrißkorrosion - Teil 2: Meßergebnisse an einem hochfesten Stahl und Diskussion*. In: *Werkstoffe und Korrosion* 33 (1982), S. 323–333.
- [Stolte1968] STOLTE, E.: *Über die Spannungskorrosion an Spannstählen*. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 63 (1968), Nr. 5, S. 116–118.
- [Straub2011] STRAUB, D.: *Zuverlässigkeit und Lastannahmen*. München. 2011.
- [Straub2015] STRAUB, D.: *Wahrscheinlichkeit, Zuverlässigkeit & Risiko*. München. 2015.
- [Tabata & Birnbaum1983] TABATA, T. und BIRNBAUM, H. K.: *Direct Observations of the Effect of Hydrogen on the Behaviour of Dislocations in Iron*. In: *Scripta Metallurgica* 17 (1983), S. 947–950.
- [Tabata & Birnbaum1984] TABATA, T. und BIRNBAUM, H.: *Direct Observations of the Effect of Hydrogen on the Behaviour of Dislocations in Iron*. In: *Scripta Metallurgica* 18 (1984), S. 231–236.
- [Tafel1905] TAFEL, J.: *Über die Polarisation bei kathodischer Wasserstoffentwicklung*. In: *Zeitschrift für physikalische Chemie, Stöchiometrie und Verwandtschaftslehre* 50 (1905), S. 641–654.
- [Troiano1960] TROIANO, A. R.: *The Role of Hydrogen and Other Interstitials in the Mechanical Behavior of Metals*. In: *Transactions of American Society for Metals* 52 (1960), S. 54–80.
- [Tuutti1982] TUUTTI, K.: *Corrosion of steel in concrete*. Swedish Cement and Concrete Research Institute. 1982.
- [Uhlig1981] UHLIG, G.: *Wasserstoff-Spannungsrissskorrosion von Spannstählen*. Rheinisch-Westfälische Technische Hochschule Aachen. Dissertation. 1981.
- [USNRC1985] USNRC - US Nuclear Regulatory Commission: *Post-Tensioned Containment Tendon Anchor Head Failure, USNRC Information Notice 85-10*. Washington. USA. 1985.
- [Vehovar et al.1998] VEHOVAR, L.; KUCHAR, V. und VEHOVAR, A.: *Hydrogen-assisted stress-corrosion of prestressing wires in a motorway viaduct*. In: *Engineering Failure Analysis* 5 (1998), Nr. 1, S. 21–27.

- [Vill2005] VILL, M.: *Zum Tragverhalten von Massivbrücken mit geschädigten Spanngliedern*. Technische Universität Wien. Dissertation. 2005.
- [Volmer1939] VOLMER, M.: *Kinetik der Phasenbildung*. Dresden/Leipzig: Verlag Von Theodor Steinkopff. 1939.
- [von Breymann2013] BREYMANN, A. von: *Zum Ankiündigungsverhalten von Spannbetonbrücken mit spannungsrissskorrosionsgefährdetem Spannstahl in Querrichtung*. Technische Universität München. Masterarbeit. 2013.
- [Walther2012] WALTHER, A.: *Vergleichende Signalinterpretation von Spannstahlbrüchen im remanenten und aktiven magnetischen Streufeld*. Technische Universität Berlin. Dissertation. 2012.
- [Weichert2006] WEICHERT, J.: *Ein computer-orientierter Algorithmus für die Traglastberechnung von Platten mittels der Fließlinientheorie*. Brandenburgische Technische Universität Cottbus. Dissertation. 2006.
- [Wendler-Kalsch & Grüfen1998] WENDLER-KALSCH, E. und GRÜFEN, H.: *Korrosionsschadenkunde*. Berlin: Springer-Verlag. 1998.
- [Wendler-Kalsch1986] WENDLER-KALSCH, E.: *Kapitel: Grundlagen und Mechanismen der H-induzierten Korrosion metallischer Werkstoffe*. In: KURON, D. (Hrsg.): *Wasserstoff und Korrosion*. Bonner Studienreihe 3. Verlag Irene Kuron. 1986, S. 8–47.
- [Wicke2000] WICKE, M.: *Empfindlicher Spannstahl in Brücken*. In: *Technische Mitteilungen des ÖIAV - Landesverein Tirol* (2000), Nr. 4.
- [Wild et al.2014] WILD, M.; SCHMIDT-THRÖ, G. und FISCHER, O.: *Faseroptische Dehnungsmessung im Versuch und an Bauwerken – Anwendungsmöglichkeiten im Betonbau*. In: *Tagungsband 18. Münchener Massivbau Seminar*. Technische Universität München. 2014.
- [Wilhelm et al.2015] WILHELM, T.; SCHEERER, S.; HAMPEL, T.; BAUER, T. und MÜLLER, M.: *Materialuntersuchungen an Hennigsdorfer Spannstahl aus Brückenbauwerken*. In: *Bautechnik* 92 (2015), Nr. 2, S. 93–104.
- [Wilhelm2014] WILHELM, T.: *Wasserstoffinduzierte Spannungsrissskorrosion - Ein Beitrag zur Beurteilung der Zuverlässigkeit von Spannbetonbrücken mit Hennigsdorfer Spannstahl*. Technische Universität Dresden. Dissertation. 2014.

- [Willberg2013] WILLBERG, U.: *Zuverlässigkeit contra Wirtschaftlichkeit? - Auswirkungen der Lastmodelle LM1 und LMM auf den Brückenneubau und den Bauwerksbestand*. In: *Tagungsband 17. Münchener Massivbau Seminar*. Technische Universität München. 2013.
- [Wiume & Nürnberger1986] WIUME, D. und NÜRNBERGER, U.: *Schwingfestigkeitsverhalten hochfester Seildrähte in korrosiven Medien*. In: *Werkstoffe und Korrosion* 37 (1986), S. 485–493.
- [Wölfel1992] WÖLFEL, E.: *Einzelne Spannbetonbauteile möglicherweise durch verzögerte Spannstahlbrüche gefährdet*. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 87 (1992), Nr. 6, S. 155–156.
- [Wüst2016] WÜST, C.: *Teufel im Skelett*. In: *Der Spiegel* (2016), Nr. 1, S. 98–100.
- [Zapffe & Sims1940a] ZAPFFE, C. A. und SIMS, C. E.: *Discussion of "The relation of defects in enamel coatings to hydrogen in steel"*. In: *Journal of the American Ceramic Society* 23 (1940), Nr. 10, S. 291–300.
- [Zapffe & Sims1940b] ZAPFFE, C. A. und SIMS, C. E.: *The relation of defects in enamel coatings to hydrogen in steel*. In: *Journal of the American Ceramic Society* 23 (1940), Nr. 7, S. 187–221.
- [Zilch et al.2004] ZILCH, K.; ZEHETMAIER, G.; BORCHERT, K.; ENDRES, B. und FISCHER, O.: *Die Röslautalbrücke bei Schirnding - Innovative Verfahren zur Verstärkung einer Spannbetonbrücke*. In: *Bauingenieur* 79 (2004), Nr. 12, S. 589–595.
- [Zilch et al.2006] ZILCH, K.; WEIHER, H.; GLÄSER, C.; WUNDERLICH, T. und SCHÄFER, T.: *Verstärken einer Spannbetonbrücke mit externer Vorspannung, SVB und eingeschlitzten CFK-Lamellen – Langzeitüberwachung einer innovativen Baumaßnahme mithilfe eines objektorientierten Monitoringkonzepts*. In: *Fachtagung Bauwerksdiagnose*. Berlin. 2006.

Anhang A Parameterstudie in Längsrichtung

A.1 Einfluss der absoluten Verkehrsbelastung (zu Kapitel 6.5)

Tabelle A.1: Untersuchungsmatrix der Ersatzsysteme

Bezeichnung	Anzahl der Querschnitte ohne AKV	Anzahl der Spannglieder	Auftretenswahrscheinlichkeit eines Versagens ohne AKV
1-12-102	1	12	10^{-2}
1-12-104	1	12	10^{-4}
1-12-106	1	12	10^{-6}
2-12-102	2	12	10^{-2}
2-12-104	2	12	10^{-4}
2-12-106	2	12	10^{-6}
3-12-102	3	12	10^{-2}
3-12-104	3	12	10^{-4}
3-12-106	3	12	10^{-6}
4-12-102	4	12	10^{-2}
4-12-104	4	12	10^{-4}
4-12-106	4	12	10^{-6}
5-12-102	5	12	10^{-2}
5-12-104	5	12	10^{-4}
5-12-106	5	12	10^{-6}

Tabelle A.2: Zusammenstellung der Variation der Spanngliedanzahlen und der Ergebnisse der MCS an den Ersatzsystemen (1/2)

Bezeichnung								
Variation der effektiven Restspannglieder								
Auftrittswahrscheinlichkeit eines Versagens ohne AKV								
1-12-102								
+10	+4	+2	0	-2	-4	-10	-15	-20
$5,97 \cdot 10^{-3}$	$8,88 \cdot 10^{-3}$	$9,55 \cdot 10^{-3}$	$1,01 \cdot 10^{-2}$	$1,03 \cdot 10^{-2}$	$1,05 \cdot 10^{-2}$	$9,78 \cdot 10^{-3}$	$7,99 \cdot 10^{-3}$	$5,13 \cdot 10^{-3}$
1-12-104								
+10	+4	+2	0	-2	-4	-10	-15	-20
$2,98 \cdot 10^{-5}$	$7,42 \cdot 10^{-5}$	$9,16 \cdot 10^{-5}$	$1,11 \cdot 10^{-4}$	$1,11 \cdot 10^{-4}$	$1,12 \cdot 10^{-4}$	$9,92 \cdot 10^{-5}$	$4,38 \cdot 10^{-5}$	$1,04 \cdot 10^{-5}$
2-12-102								
+10	+4	+2	0	-2	-4	-10	-15	-20
$4,60 \cdot 10^{-3}$	$8,18 \cdot 10^{-3}$	$9,24 \cdot 10^{-3}$	$9,94 \cdot 10^{-3}$	$1,05 \cdot 10^{-2}$	$1,09 \cdot 10^{-2}$	$1,05 \cdot 10^{-2}$	$8,56 \cdot 10^{-3}$	$2,85 \cdot 10^{-3}$
2-12-104								
+10	+4	+2	0	-2	-4	-10	-15	-20
$2,40 \cdot 10^{-5}$	$8,06 \cdot 10^{-5}$	$9,42 \cdot 10^{-5}$	$1,04 \cdot 10^{-4}$	$1,15 \cdot 10^{-4}$	$1,13 \cdot 10^{-4}$	$7,52 \cdot 10^{-5}$	$3,48 \cdot 10^{-5}$	$2,60 \cdot 10^{-6}$
3-12-102								
+10	+4	+2	0	-2	-4	-10	-15	-20
$5,14 \cdot 10^{-3}$	$8,67 \cdot 10^{-3}$	$9,56 \cdot 10^{-3}$	$1,02 \cdot 10^{-2}$	$1,07 \cdot 10^{-2}$	$1,12 \cdot 10^{-2}$	$1,08 \cdot 10^{-2}$	$9,23 \cdot 10^{-3}$	$6,56 \cdot 10^{-3}$
3-12-104								
+10	+4	+2	0	-2	-4	-10	-15	-20
$2,88 \cdot 10^{-5}$	$7,58 \cdot 10^{-5}$	$9,24 \cdot 10^{-5}$	$1,07 \cdot 10^{-4}$	$1,10 \cdot 10^{-4}$	$1,07 \cdot 10^{-4}$	$8,08 \cdot 10^{-5}$	$4,10 \cdot 10^{-5}$	$8,40 \cdot 10^{-6}$
4-12-102								
+10	+4	+2	0	-2	-4	-10	-15	-20
$4,95 \cdot 10^{-3}$	$8,47 \cdot 10^{-3}$	$9,28 \cdot 10^{-3}$	$1,00 \cdot 10^{-2}$	$1,05 \cdot 10^{-2}$	$1,08 \cdot 10^{-2}$	$1,05 \cdot 10^{-2}$	$8,95 \cdot 10^{-3}$	$6,21 \cdot 10^{-3}$
4-12-104								
+10	+4	+2	0	-2	-4	-10	-15	-20
$1,58 \cdot 10^{-5}$	$6,58 \cdot 10^{-5}$	$8,30 \cdot 10^{-5}$	$1,00 \cdot 10^{-4}$	$1,07 \cdot 10^{-4}$	$1,25 \cdot 10^{-4}$	$1,07 \cdot 10^{-4}$	$6,80 \cdot 10^{-5}$	$2,06 \cdot 10^{-5}$

Tabelle A.2: Zusammenstellung der Variation der Spanngliedanzahlen und der Ergebnisse der MCS an den Ersatzsystemen (2/2)

5-12-102								
+10	+4	+2	0	-2	-4	-10	-15	-20
$4,50 \cdot 10^{-3}$	$8,34 \cdot 10^{-3}$	$9,38 \cdot 10^{-3}$	$1,01 \cdot 10^{-2}$	$1,07 \cdot 10^{-2}$	$1,10 \cdot 10^{-2}$	$1,04 \cdot 10^{-2}$	$8,27 \cdot 10^{-3}$	$5,11 \cdot 10^{-3}$
5-12-104								
+10	+4	+2	0	-2	-4	-10	-15	-20
$1,78 \cdot 10^{-5}$	$6,58 \cdot 10^{-5}$	$8,42 \cdot 10^{-5}$	$9,74 \cdot 10^{-5}$	$1,13 \cdot 10^{-4}$	$1,19 \cdot 10^{-4}$	$9,42 \cdot 10^{-5}$	$5,68 \cdot 10^{-5}$	$1,16 \cdot 10^{-6}$

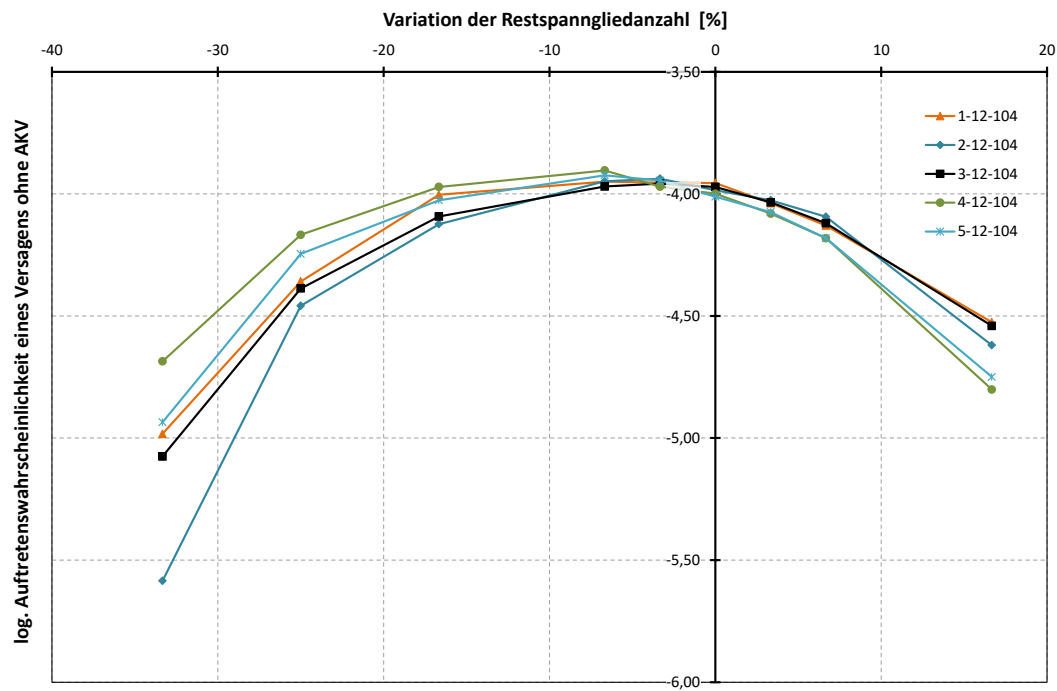


Abbildung A.1 Auftretenswahrscheinlichkeit eines Versagens ohne AKV in Abhängigkeit der Restspanngliedanzahl (log. Darstellung der Parametervariation: X-12-104)

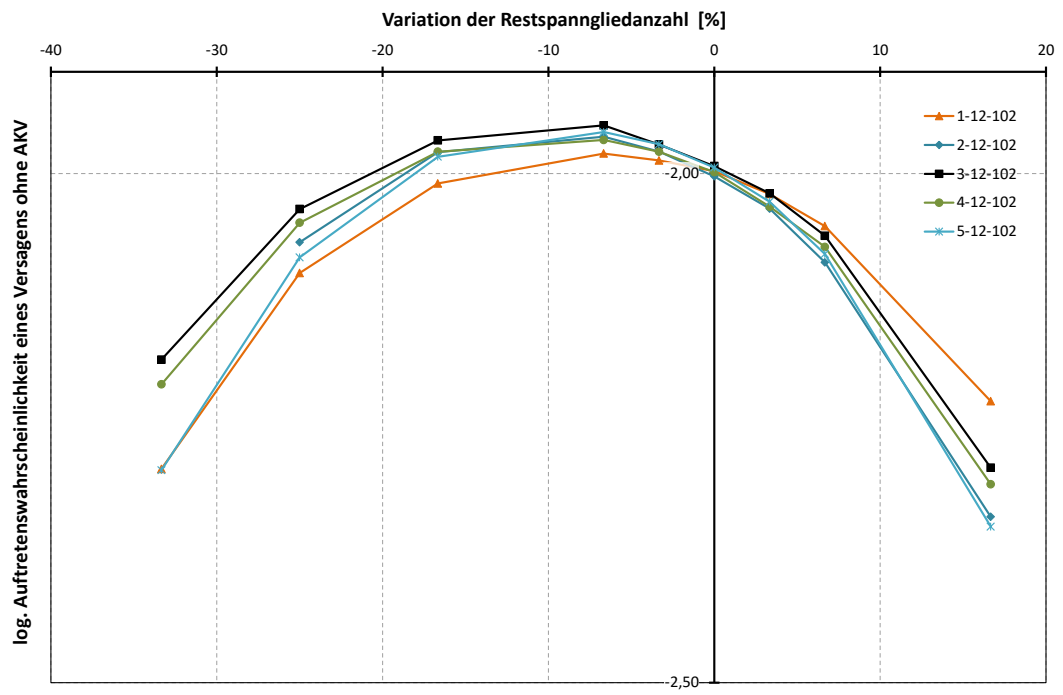


Abbildung A.2 Auftretenswahrscheinlichkeit eines Versagens ohne AKV in Abhängigkeit der Restspanngliedanzahl (log. Darstellung der Parametervariation: X-12-102)

Tabelle A.3: Auftretenswahrscheinlichkeit eines Versagens ohne AKV in Abhängigkeit der Restspanngliedanzahl (Eingangswerte zu Abbildung 6.9)

Variation der Restspanngliedanzahl [%]	Auftretenswahrscheinlichkeit eines Versagens ohne AKV [10 ⁻⁴]
31,4	0,00
28,6	0,01
25,7	0,04
22,9	0,13
20,0	0,30
17,1	0,48
14,3	0,80
11,4	1,06
8,6	1,36
5,7	1,65
2,9	1,88
0	2,10
-2,9	2,33
-5,7	2,43
-8,6	2,44
-11,4	2,41
-14,3	2,22
-17,1	2,01
-20,0	1,77
-25,7	1,47
-28,6	1,18
-31,4	0,83
-34,3	0,51
-37,1	0,30
-40,0	0,14

Tabelle A.4: Auftretenswahrscheinlichkeit eines Versagens ohne AKV am Beispiel des Brückenbauwerks

Bezeichnung	Auftretenswahrscheinlichkeit eines Versagens ohne AKV [10⁻⁴]
V0	2,10
V1	1,86
V2	2,39
V3	2,39
V4	2,55
V5	1,80
V6	2,55
V7	2,39

A.2 Einfluss des Verkehrslastanteils bei Erstrissbildung (zu Kapitel 6.6)

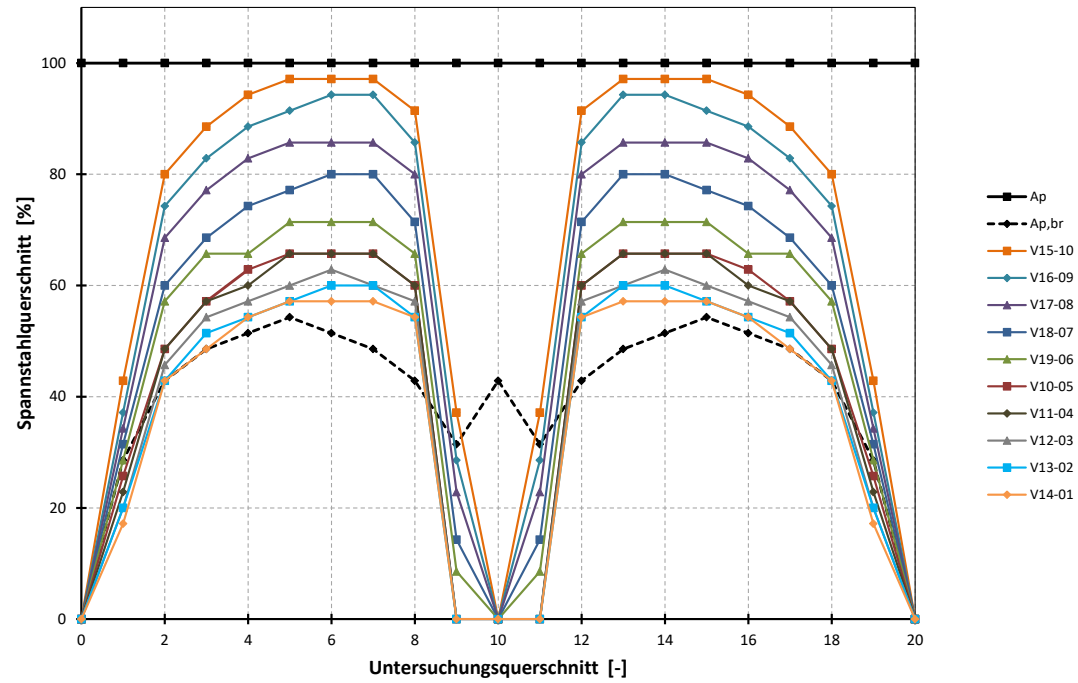


Abbildung A.3 Eingangssysteme für die Parameterstudie mit unterschiedlichen Verkehrslastanteilen

Tabelle A.5: Auftretenswahrscheinlichkeit eines Versagens ohne AKV an den Systemen gemäß Abbildung A.3

Bezeichnung	log. Auftretenswahrscheinlichkeit eines Versagens ohne AKV
V15-10	0
V16-09	0
V17-08	0
V18-07	-7,00
V19-06	-4,81
V10-05	-3,68
V11-04	-3,60
V12-03	-2,91
V13-02	-2,58
V14-01	-2,38

A.3 Einfluss der Korrelation von Spannstahlbrüchen (zu Kapitel 6.9)

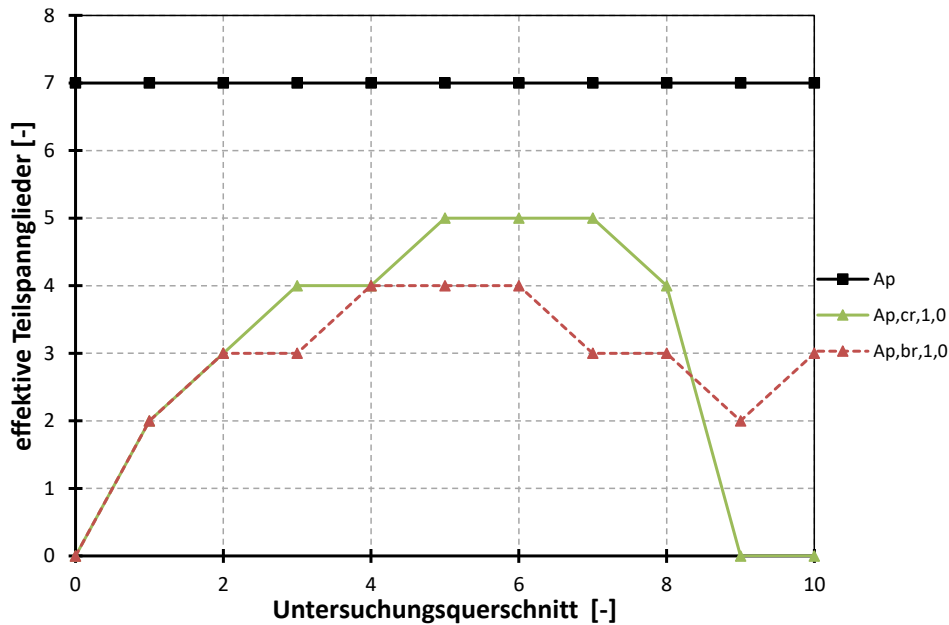


Abbildung A.4 Ursprüngliche Spanngliedanzahl (schwarz), Restspanngliedanzahl bei Rissbildung (grün) und erforderliche Restspanngliedanzahl zur Sicherstellung der Resttragfähigkeit (rot) – Korrelationsfaktor 1,0

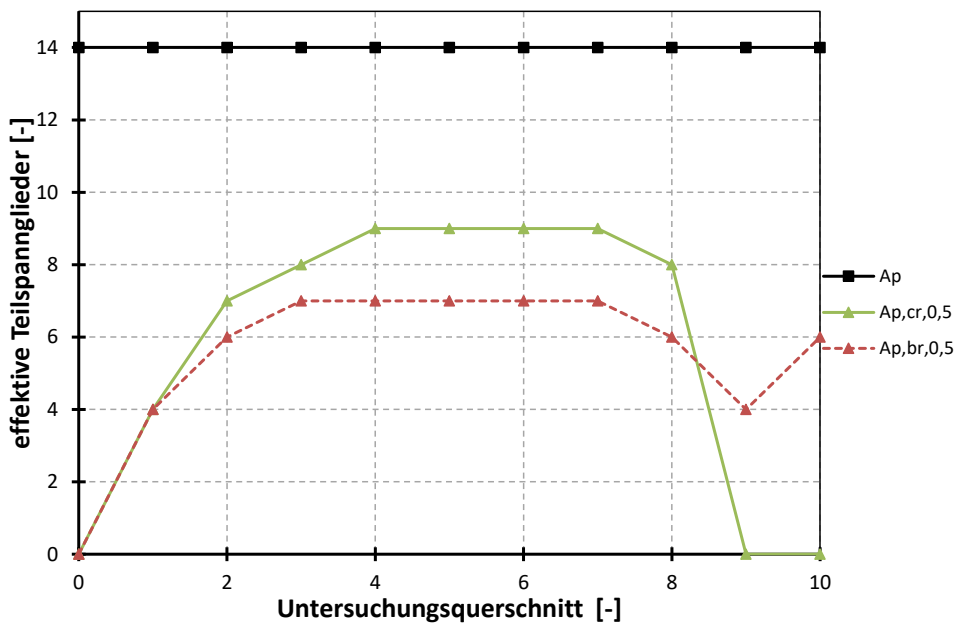


Abbildung A.5 Ursprüngliche Spanngliedanzahl (schwarz), Restspanngliedanzahl bei Rissbildung (grün) und erforderliche Restspanngliedanzahl zur Sicherstellung der Resttragfähigkeit (rot) – Korrelationsfaktor 0,5

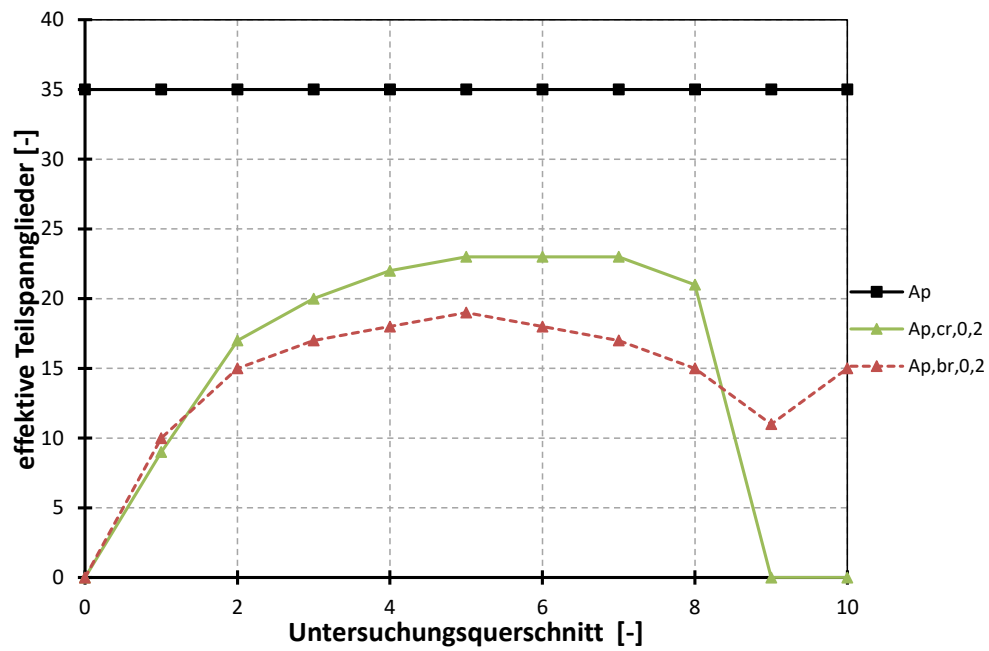


Abbildung A.6 Ursprüngliche Spanngliedanzahl (schwarz), Restspanngliedanzahl bei Rissbildung (grün) und erforderliche Restspanngliedanzahl zur Sicherstellung der Resttragfähigkeit (rot) – Korrelationsfaktor 0,2

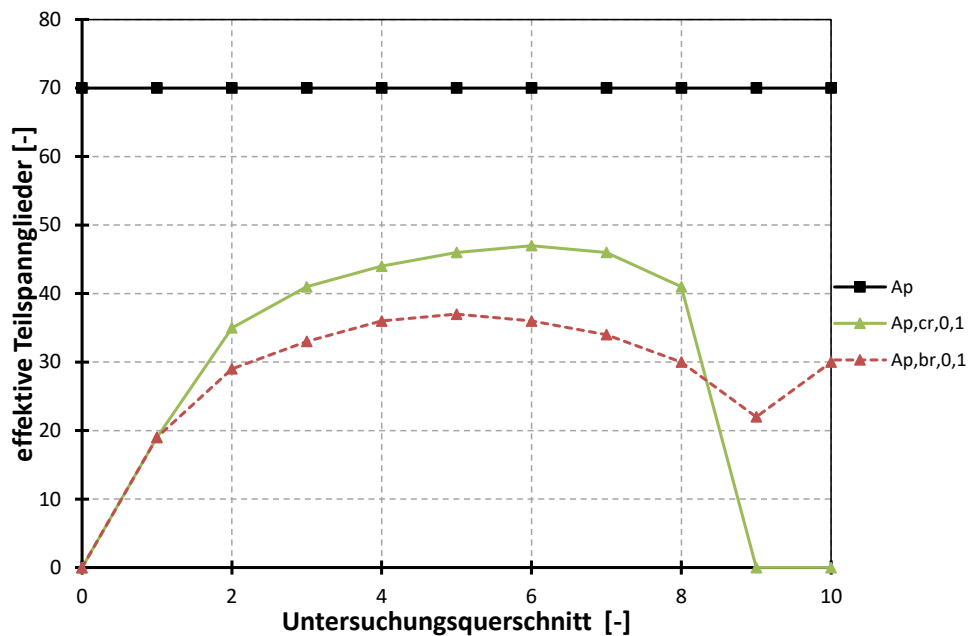


Abbildung A.7 Ursprüngliche Spanngliedanzahl (schwarz), Restspanngliedanzahl bei Rissbildung (grün) und erforderliche Restspanngliedanzahl zur Sicherstellung der Resttragfähigkeit (rot) – Korrelationsfaktor 0,1

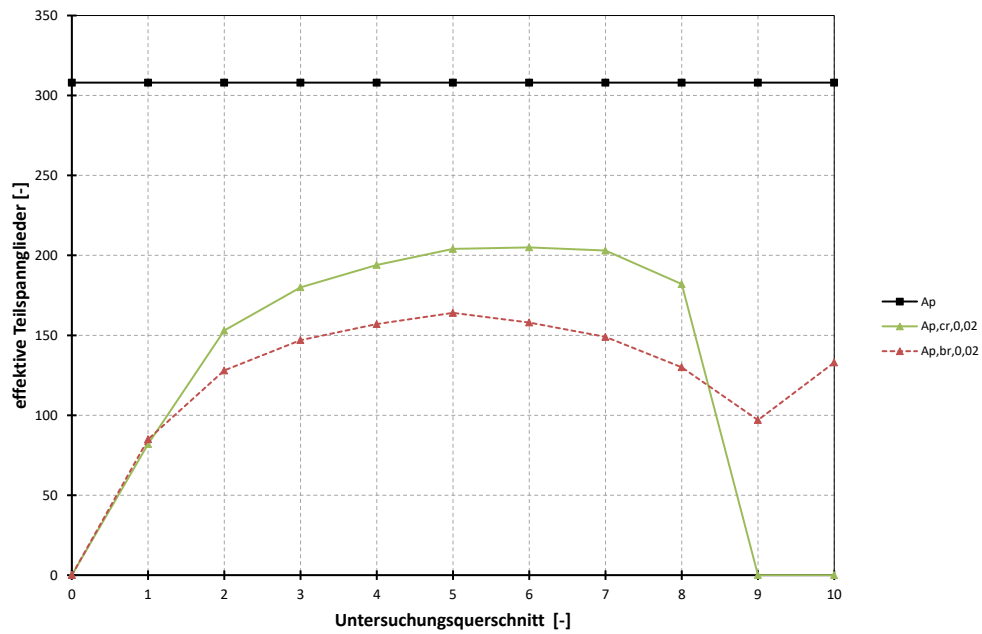


Abbildung A.8 Ursprüngliche Spanngliedanzahl (schwarz), Restspanngliedanzahl bei Rissbildung (grün) und erforderliche Restspanngliedanzahl zur Sicherstellung der Resttragfähigkeit (rot) – Korrelationsfaktor 1/44

A.4 Lokales Monitoring von Querschnitten ohne Ankündigungsverhalten (zu Kapitel 6.10)

Tabelle A.6: Auftretenswahrscheinlichkeit eines Versagens ohne AKV an den Systemen der Parameterstudie in Kapitel 6.10 (Ausgangssystem mit einem QS ohne AKV)

Bezeichnung	Anzahl der Querschnitte ohne AKV	Anzahl der Spannglieder	Auftretenswahrscheinlichkeit eines Versagens ohne AKV
1-12-102	1	12	10^{-2}
1-12-102-1	0	12	0
1-12-104	1	12	10^{-4}
1-12-104-1	0	12	0
1-12-106	1	12	10^{-6}
1-12-106-1	0	12	0

Tabelle A.7: Auftretenswahrscheinlichkeit eines Versagens ohne AKV an den Systemen der Parameterstudie in Kapitel 6.10 (Ausgangssystem mit zwei QS ohne AKV)

Bezeichnung	Anzahl der Querschnitte ohne AKV	Anzahl der Spannglieder	Auftretenswahrscheinlichkeit eines Versagens ohne AKV
2-12-102	2	12	10^{-2}
2-12-102-1	1	12	$4,8 \cdot 10^{-3}$
2-12-102-2	0	12	0
2-12-104	2	12	10^{-4}
2-12-104-1	1	12	$5,1 \cdot 10^{-5}$
2-12-104-2	0	12	0
2-12-106	2	12	10^{-6}
2-12-106-1	1	12	$< 10^{-6}$
2-12-106-2	0	12	0

Tabelle A.8: Auftretenswahrscheinlichkeit eines Versagens ohne AKV an den Systemen der Parameterstudie in Kapitel 6.10 (Ausgangssystem mit drei QS ohne AKV)

Bezeichnung	Anzahl der Querschnitte ohne AKV	Anzahl der Spannglieder	Auftretenswahrscheinlichkeit eines Versagens ohne AKV
3-12-102	3	12	10^{-2}
3-12-102-1	2	12	$5,8 \cdot 10^{-4}$
3-12-102-2	1	12	$2,4 \cdot 10^{-6}$
3-12-102-3	0	12	0
3-12-104	3	12	10^{-4}
3-12-104-1	2	12	$1,6 \cdot 10^{-5}$
3-12-104-2	1	12	0
3-12-104-3	0	12	0
3-12-106	3	12	10^{-6}
3-12-106-1	2	12	$< 10^{-6}$
3-12-106-2	1	12	0
3-12-106-3	0	12	0

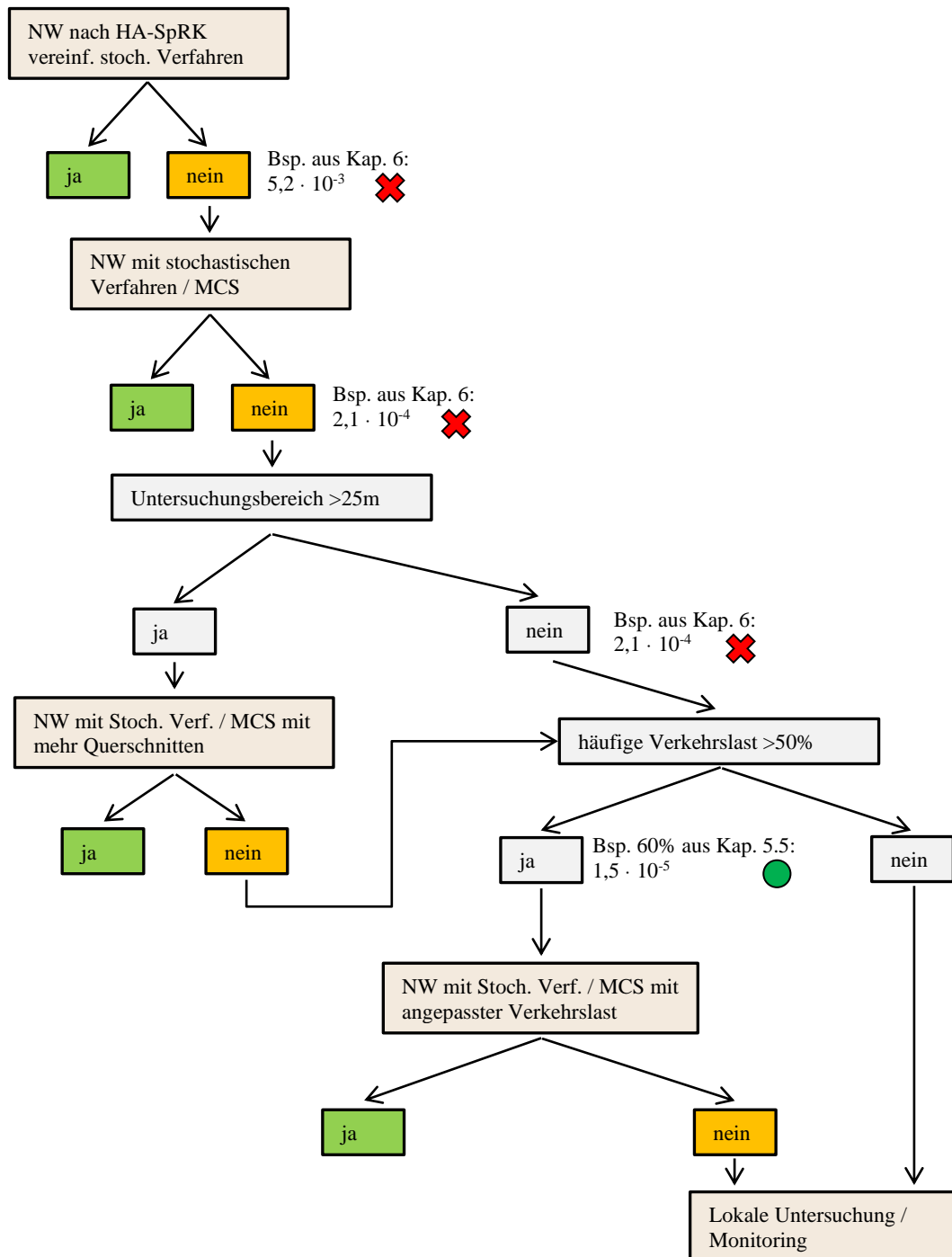
Tabelle A.9: Auftretenswahrscheinlichkeit eines Versagens ohne AKV an den Systemen der Parameterstudie in Kapitel 6.10 (Ausgangssystem mit vier QS ohne AKV)

Bezeichnung	Anzahl der Querschnitte ohne AKV	Anzahl der Spannglieder	Auftretenswahrscheinlichkeit eines Versagens ohne AKV
4-12-102	4	12	10^{-2}
4-12-102-1	3	12	$7,7 \cdot 10^{-4}$
4-12-102-2	2	12	$2,4 \cdot 10^{-4}$
4-12-102-3	1	12	0
4-12-102-4	0	12	0
4-12-104	4	12	10^{-4}
4-12-104-1	3	12	0
4-12-104-2	2	12	0
4-12-104-3	1	12	0
4-12-104-4	0	12	0
4-12-106	4	12	10^{-6}
4-12-106-1	3	12	0
4-12-106-2	2	12	0
4-12-106-3	1	12	0
4-12-106-4	0	12	0

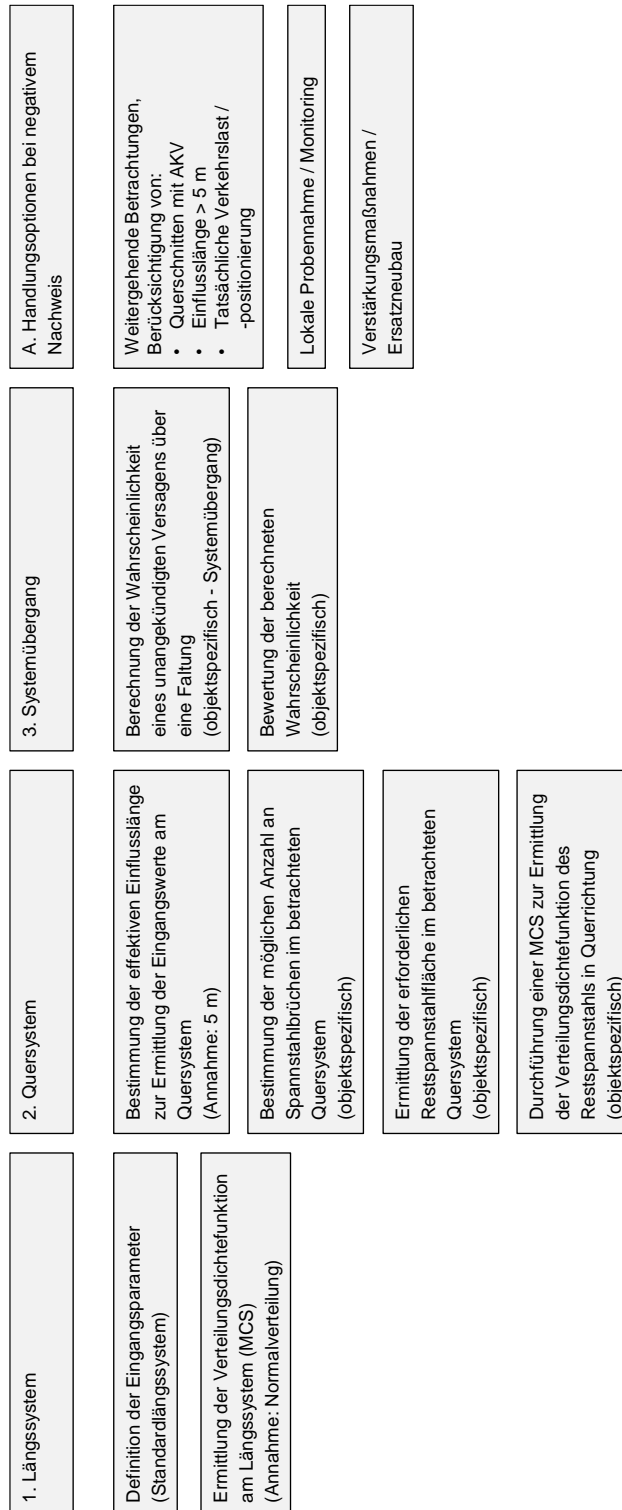
Tabelle A.10: Auftretenswahrscheinlichkeit eines Versagens ohne AKV an den Systemen der Parameterstudie in Kapitel 6.10 (Ausgangssystem mit fünf QS ohne AKV)

Bezeichnung	Anzahl der Querschnitte ohne AKV	Anzahl der Spannglieder	Auftretenswahrscheinlichkeit eines Versagens ohne AKV
5-12-102	5	12	10^{-2}
5-12-102-1	4	12	$3,8 \cdot 10^{-3}$
5-12-102-2	3	12	$7,1 \cdot 10^{-4}$
5-12-102-3	2	12	$< 10^{-6}$
5-12-102-4	1	12	0
5-12-102-5	0	12	0
5-12-104	5	12	10^{-4}
5-12-104-1	4	12	$< 10^{-6}$
5-12-104-2	3	12	$< 10^{-6}$
5-12-104-3	2	12	0
5-12-104-4	1	12	0
5-12-104-5	0	12	0
5-12-106	5	12	10^{-6}
5-12-106-1	4	12	0
5-12-106-2	3	12	0
5-12-106-3	2	12	0
5-12-106-4	1	12	0
5-12-106-5	0	12	0

A.5 Ablaufdiagramm für den SpRK Nachweis (längs)



Anhang B Ablaufschema zur Beurteilung in Quer- richtung



Anhang C Parameterstudie (Querrichtung)

Tabelle C.1: Ergebnis der Parameterstudie (Auswertetabelle) Kategorie A-I mit 1 bis 10 Untersuchungsquerschnitten mit erforderlichem Spannstahl

		Untersuchungsquerschnitt (ursprünglich: 25 effektive Teilspannglieder)										
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
A-I-1 bis A-I-10	Erforderlicher Spannstahl [%]	36	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		36	32	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		36	32	28	-	-	-	-	-	-	-	-
		32	32	32	-	-	-	-	-	-	-	-
		36	32	28	24	-	-	-	-	-	-	-
		36	28	28	28	-	-	-	-	-	-	-
		32	32	32	32	-	-	-	-	-	-	-
		36	32	28	24	24	-	-	-	-	-	-
		36	28	28	28	28	-	-	-	-	-	-
		32	32	32	32	32	-	-	-	-	-	-
		36	32	28	24	24	20	-	-	-	-	-
		36	32	24	24	24	24	-	-	-	-	-
		36	28	28	28	28	28	-	-	-	-	-
		32	32	32	32	32	32	28	-	-	-	-
		36	32	28	24	24	20	20	20	-	-	-
		36	32	24	24	24	24	24	24	-	-	-
		36	28	28	28	28	28	28	24	-	-	-
		32	32	32	32	32	32	28	28	-	-	-
		36	32	28	24	24	20	20	20	20	-	-
		36	32	24	24	24	24	24	24	20	20	-
		36	28	28	28	28	28	28	24	24	-	-
		32	32	32	32	32	32	28	28	28	-	-
		36	32	28	24	24	20	20	20	20	20	-
		36	32	24	24	24	24	24	24	20	20	-
		36	28	28	28	28	28	28	24	24	24	-
		32	32	32	32	32	32	28	28	28	20	-
		32	32	32	32	32	32	28	28	24	24	-
		32	32	32	32	32	28	28	28	28	28	-

Tabelle C.2: Ergebnis der Parameterstudie (Auswertetabelle) Kategorie A-I mit 11 Untersuchungsquerschnitten mit erforderlichem Spannstahl

		Untersuchungsquerschnitt (ursprünglich: 25 effektive Teilspannglieder)										
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
A-I-11	Erforderlicher Spannstahl [%]	36	32	28	24	24	20	20	20	20	20	16
		36	32	28	24	20	20	20	20	20	20	20
		36	32	24	24	24	24	24	24	20	20	16
		36	32	24	24	24	24	24	20	20	20	20
		36	28	28	28	28	28	28	24	24	24	24
		32	32	32	32	32	32	28	28	28	20	20
		32	32	32	32	32	32	28	28	24	24	24
		32	32	32	32	32	28	28	28	28	28	28

Tabelle C.3: Ergebnis der Parameterstudie (Auswertetabelle) Kategorie A-II mit 1 bis 8 Untersuchungsquerschnitten mit erforderlichem Spannstahl

		Untersuchungsquerschnitt (ursprünglich: 50 effektive Teilspannglieder)										
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
A-II-1 bis A-II-8* Erforderlicher Spannstahl [%]	46	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	46	42	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	44	44	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	46	42	42	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	44	44	44	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	46	42	42	40	-	-	-	-	-	-	-	-
	44	44	44	42	-	-	-	-	-	-	-	-
	46	42	42	40	40	-	-	-	-	-	-	-
	44	44	44	42	42	-	-	-	-	-	-	-
	46	42	42	40	40	40	-	-	-	-	-	-
	44	44	44	42	42	42	-	-	-	-	-	-
	46	42	42	40	40	40	38	-	-	-	-	-
	46	42	40	40	40	40	40	-	-	-	-	-
	44	44	44	42	42	42	40	-	-	-	-	-
	44	44	42	42	42	42	42	-	-	-	-	-
	46	42	42	40	40	40	38	34	-	-	-	-
	46	42	42	40	40	40	36	36	-	-	-	-
	46	42	42	40	40	38	38	38	-	-	-	-
	46	42	40	40	40	40	40	40	-	-	-	-
	44	44	44	42	42	42	40	36	-	-	-	-
44	44	44	42	42	42	38	38	-	-	-	-	
44	44	44	42	42	40	40	38	-	-	-	-	
44	44	44	42	40	40	40	40	-	-	-	-	
44	44	42	42	42	42	42	42	-	-	-	-	

*) A-II mit 9 und 10 Untersuchungsquerschnitten mit erf. Spannstahl ist in A-II-11 enthalten

Tabelle C.5: Ergebnis der Parameterstudie (Auswertetabelle) Kategorie A-III mit 1 bis 8 Untersuchungsquerschnitten mit erforderlichem Spannstahl

		Untersuchungsquerschnitt (ursprünglich: 75 effektive Teilspannglieder)										
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
A-III-1 bis A-III-8* Erforderlicher Spannstahl [%]		49	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		49	49	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		49	49	46	-	-	-	-	-	-	-	-
		49	48	48	-	-	-	-	-	-	-	-
		49	49	46	45	-	-	-	-	-	-	-
		49	48	48	48	-	-	-	-	-	-	-
		49	49	46	45	44	-	-	-	-	-	-
		49	49	45	45	45	-	-	-	-	-	-
		49	48	48	48	45	-	-	-	-	-	-
		49	48	48	46	46	-	-	-	-	-	-
		48	48	48	48	48	-	-	-	-	-	-
		49	49	46	45	44	44	-	-	-	-	-
		49	49	45	45	45	45	-	-	-	-	-
		49	48	48	48	45	45	-	-	-	-	-
		49	48	48	46	46	46	-	-	-	-	-
		48	48	48	48	48	46	-	-	-	-	-
		49	49	46	45	44	44	44	-	-	-	-
		49	49	45	45	45	45	45	-	-	-	-
		49	48	48	48	45	45	44	-	-	-	-
		49	48	48	46	46	46	45	-	-	-	-
		49	48	46	46	46	46	46	-	-	-	-
		48	48	48	48	46	46	46	-	-	-	-
		48	48	48	48	48	46	45	-	-	-	-
		49	49	46	45	44	44	44	44	-	-	-
		49	49	45	45	45	45	45	44	-	-	-
		49	48	48	48	45	45	44	44	-	-	-
		49	48	48	46	46	46	45	44	-	-	-
		49	48	48	46	46	45	45	45	-	-	-
	49	48	46	46	46	46	46	46	-	-	-	
	48	48	48	48	46	46	46	46	-	-	-	
	48	48	48	48	48	46	45	45	-	-	-	

*) A-III mit 9 und 10 Untersuchungsquerschnitten mit erf. Spannstahl ist in A-III-11 enthalten

Tabelle C.6: Ergebnis der Parameterstudie (Auswertetabelle) Kategorie A-III mit 11 Untersuchungsquerschnitten mit erforderlichem Spannstahl

		Untersuchungsquerschnitt (ursprünglich: 75 effektive Teilspannglieder)										
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
A-III-11 Erforderlicher Spannstahl [%]		49	49	46	45	44	44	44	44	44	44	44
		49	49	45	45	45	45	45	44	44	44	42
		49	49	45	45	45	45	44	44	44	44	44
		49	48	48	48	45	45	44	44	44	41	38
		49	48	48	48	45	45	44	44	42	42	42
		49	48	48	48	45	44	44	44	44	44	44
		49	48	48	46	46	46	45	44	44	44	42
		49	48	48	46	46	46	44	44	44	44	44
		49	48	48	46	46	45	45	45	44	44	44
		49	48	48	46	45	45	45	45	45	45	45
		49	48	46	46	46	46	46	45	45	45	45
		49	46	46	46	46	46	46	46	46	45	45
		48	48	48	48	46	46	46	46	46	42	41
		48	48	48	48	46	46	46	46	45	45	44
		48	48	48	48	46	46	46	45	45	45	45
		48	48	46	46	46	46	46	46	46	46	46
		48	48	48	48	48	46	45	45	45	45	41
	48	48	48	48	48	46	45	45	45	44	44	
	48	48	48	48	48	45	45	45	45	45	45	

Tabelle C.7: Ergebnis der Parameterstudie (Auswertetabelle) Kategorie B-I mit 1 bis 13 Untersuchungsquerschnitten mit erforderlichem Spannstahl

		Untersuchungsquerschnitt (ursprünglich: 25 effektive Teilspannglieder)														
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
B-I-1 bis B-I-13* Erforderlicher Spannstahl [%]	32	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	32	32	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	32	32	32	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	32	32	32	32	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	32	32	32	32	32	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	32	32	32	32	32	28	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	32	32	32	32	32	28	24	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	32	32	32	32	28	28	28	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	32	32	32	32	32	28	24	24	-	-	-	-	-	-	-	-
	32	32	32	32	32	28	24	24	24	-	-	-	-	-	-	-
	32	32	32	32	32	28	28	28	28	-	-	-	-	-	-	-
	32	32	32	32	32	28	24	24	24	24	-	-	-	-	-	-
	32	32	32	32	32	28	28	28	28	28	28	-	-	-	-	-
	32	32	32	32	32	28	24	24	24	24	24	-	-	-	-	-
	32	32	32	32	32	28	24	24	24	24	24	16	-	-	-	-
	32	32	32	32	32	28	24	24	20	20	20	20	-	-	-	-
	32	32	32	32	32	24	24	24	24	24	24	24	-	-	-	-
	32	32	32	32	28	28	28	28	28	28	28	28	-	-	-	-
	32	32	32	32	32	28	24	24	24	24	24	16	8	-	-	-
	32	32	32	32	32	28	24	24	24	24	20	12	12	-	-	-
	32	32	32	32	32	28	24	24	24	24	16	16	12	-	-	-
	32	32	32	32	32	28	24	24	24	20	16	16	8	-	-	-
	32	32	32	32	32	28	24	24	20	20	20	20	12	-	-	-
	32	32	32	32	32	28	24	24	20	20	20	16	16	-	-	-
	32	32	32	32	32	24	24	24	24	24	24	24	12	-	-	-
	32	32	32	32	32	24	24	24	24	24	24	20	16	-	-	-
	32	32	32	32	32	24	24	24	24	24	20	20	20	-	-	-
	32	32	32	32	28	28	28	28	28	28	28	28	12	-	-	-
	32	32	32	32	28	28	28	28	28	28	24	24	24	-	-	-
	32	32	32	28	28	28	28	28	28	28	28	28	28	-	-	-

*) B-I mit 14 Untersuchungsquerschnitten mit erf. Spannstahl ist in B-I-15 enthalten

Tabelle C.9: Ergebnis der Parameterstudie (Auswertetabelle) Kategorie B-II mit 1 bis 8 Untersuchungsquerschnitten mit erforderlichem Spannstahl

		Untersuchungsquerschnitt (ursprünglich: 50 effektive Teilspannglieder)														
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
B-II-1 bis B-II-8* Erforderlicher Spannstahl [%]	46	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	46	40	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	44	44	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	46	40	38	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	44	44	44	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	46	40	38	38	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	44	44	44	40	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	44	44	42	42	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	46	40	38	38	38	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	44	44	44	40	40	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	44	44	42	42	42	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	46	40	38	38	38	36	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	46	38	38	38	38	38	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	44	44	44	40	40	40	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	44	44	42	42	42	40	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	44	42	42	42	42	42	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	46	40	38	38	38	36	36	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	46	38	38	38	38	38	38	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	44	44	44	40	40	40	36	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	44	44	44	40	40	38	38	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	44	44	42	42	42	40	40	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	44	42	42	42	42	42	42	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	46	40	38	38	38	36	36	36	-	-	-	-	-	-	-	-
	46	38	38	38	38	38	38	36	-	-	-	-	-	-	-	-
	44	44	44	40	40	40	36	32	-	-	-	-	-	-	-	-
	44	44	44	40	40	38	38	30	-	-	-	-	-	-	-	-
	44	44	44	40	40	38	36	36	-	-	-	-	-	-	-	-
	44	44	44	40	38	38	38	34	-	-	-	-	-	-	-	-
44	44	44	38	38	38	38	38	-	-	-	-	-	-	-	-	
44	44	42	42	42	40	40	40	-	-	-	-	-	-	-	-	
44	42	42	42	42	42	42	42	-	-	-	-	-	-	-	-	

*) B-II mit 9 bis 14 Untersuchungsquerschnitten mit erf. Spannstahl ist in B-II-15 enthalten

Tabelle C.10: Ergebnis der Parameterstudie (Auswertetabelle) Kategorie B-II mit 15 Untersuchungsquerschnitten mit erforderlichem Spannstahl

		Untersuchungsquerschnitt (ursprünglich: 50 effektive Teilspannglieder)															
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	
B-II-15 Erforderlicher Spannstahl [%]		46	40	38	38	38	36	36	36	36	34	34	34	34	34	34	
		46	40	38	38	36	36	36	36	36	36	36	36	36	36	36	36
		46	38	38	38	38	38	38	36	34	34	34	34	34	34	34	34
		46	38	38	38	38	36	36	36	36	36	36	36	36	36	36	36
		44	44	44	40	40	40	36	32	28	26	22	22	22	22	22	22
		44	44	44	40	40	40	36	32	26	26	24	24	24	24	24	24
		44	44	44	40	40	40	36	30	30	30	28	28	28	28	28	28
		44	44	44	40	40	40	34	32	32	30	30	30	30	30	30	30
		44	44	44	40	40	40	32	32	32	32	24	24	24	24	24	24
		44	44	44	40	40	38	38	30	28	26	26	26	26	26	26	26
		44	44	44	40	40	38	38	28	28	28	28	28	28	28	28	28
		44	44	44	40	40	38	36	36	28	26	24	24	24	24	24	24
		44	44	44	40	40	38	36	34	34	34	34	34	34	34	34	34
		44	44	44	40	40	36	36	36	36	34	30	30	30	30	30	30
		44	44	44	40	40	36	36	36	34	34	34	34	34	34	34	34
		44	44	44	40	38	38	38	34	34	34	34	34	34	34	34	34
		44	44	44	38	38	38	38	38	38	38	38	38	38	38	38	36
		44	44	42	42	42	40	40	40	38	36	32	32	32	32	32	32
		44	44	42	42	42	40	40	40	38	34	34	34	34	34	34	34
		44	44	42	42	42	40	40	40	36	36	34	34	34	34	34	34
		44	44	42	42	42	40	40	38	38	38	28	28	28	28	28	28
		44	44	42	42	42	40	40	38	38	36	34	34	34	34	34	34
		44	44	42	42	42	40	40	38	38	38	38	38	38	38	36	36
		44	44	42	42	40	40	40	40	40	38	38	38	38	38	38	38
		44	44	42	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	38	38
		44	42	42	42	42	42	42	42	38	36	20	20	20	20	20	20
		44	42	42	42	42	42	42	42	38	34	22	22	22	22	22	22
		44	42	42	42	42	42	42	42	38	30	30	30	30	30	30	28
		44	42	42	42	42	42	42	42	36	36	32	32	32	32	32	32
		44	42	42	42	42	42	42	42	36	34	34	34	34	34	34	34
		44	42	42	42	42	42	42	40	40	38	38	38	38	38	38	38
		42	42	42	42	42	42	42	42	42	42	40	36	36	36	36	34
	42	42	42	42	42	42	42	42	42	40	40	40	40	40	40	40	

Tabelle C.11: Ergebnis der Parameterstudie (Auswertetabelle) Kategorie B-III mit 1 bis 7 Untersuchungsquerschnitten mit erforderlichem Spannstahl

		Untersuchungsquerschnitt (ursprünglich: 75 effektive Teilspannglieder)														
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
B-III-1 bis B-III-7* Erforderlicher Spannstahl [%]	49	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	49	48	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	49	48	48	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	49	48	48	46	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	48	48	48	48	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	49	48	48	46	44	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	49	48	48	45	45	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	49	48	46	46	46	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	48	48	48	48	46	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	49	48	48	46	44	42	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	49	48	48	45	45	41	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	49	48	48	45	44	44	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	49	48	46	46	46	44	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	49	48	46	46	45	45	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	49	46	46	46	46	46	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	48	48	48	46	46	46	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	49	48	48	46	44	41	38	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	49	48	48	46	44	40	40	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	49	48	48	46	42	42	37	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	49	48	48	46	41	41	41	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	49	48	48	45	45	41	41	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	49	48	48	45	44	44	44	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	49	48	46	46	46	44	44	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	49	48	46	46	45	45	45	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	49	46	46	46	46	46	46	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	48	48	48	46	46	46	46	-	-	-	-	-	-	-	-	-

*) B-III mit 8 bis 14 Untersuchungsquerschnitten mit erf. Spannstahl ist in B-III-15 enthalten

Tabelle C.12: Ergebnis der Parameterstudie (Auswertetabelle) Kategorie B-III mit 15 Untersuchungsquerschnitten mit erforderlichem Spannstahl (Teil 2/2)

		Untersuchungsquerschnitt (ursprünglich: 75 effektive Teilspannglieder)															
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	
B-III-15 Erforderlicher Spannstahl [%]		49	48	48	44	44	44	44	44	44	42	41	41	41	41	41	
		49	48	48	44	44	44	44	44	44	42	42	42	42	42	42	
		49	48	46	46	46	44	44	42	41	40	40	38	38	38	38	
		49	48	46	46	46	44	44	42	40	40	40	40	40	40	40	
		49	48	46	46	46	44	44	41	41	41	40	38	38	38	38	
		49	48	46	46	46	44	44	41	41	40	40	40	40	40	40	
		49	48	46	46	46	44	42	42	42	42	41	41	41	41	41	
		49	48	46	46	46	42	42	42	42	42	42	42	42	42	42	
		49	48	46	46	45	45	45	44	42	42	41	41	41	41	41	
		49	48	46	46	45	45	45	42	42	42	42	42	42	42	42	
		49	48	46	46	45	45	44	44	44	42	42	42	42	42	42	
		49	48	46	46	45	44	44	44	44	44	44	42	42	42	42	
		49	48	46	46	44	44	44	44	44	44	44	44	44	44	44	
		49	48	46	45	45	45	45	45	45	44	44	44	44	44	44	
		49	48	45	45	45	45	45	45	45	45	45	44	42	42	42	
		49	46	46	46	46	46	46	42	41	40	38	38	38	38	38	
		49	46	46	46	46	46	46	42	40	40	40	40	38	38	38	
		49	46	46	46	46	46	46	41	41	41	41	41	41	41	41	
		49	46	46	46	46	46	45	45	44	42	41	41	41	41	41	
		49	46	46	46	46	46	45	45	42	42	42	42	42	42	42	
		49	46	46	46	46	46	44	44	44	44	44	44	44	44	44	
		49	46	46	46	46	45	45	45	45	45	45	44	44	44	44	
		48	48	48	46	46	46	46	44	44	44	44	44	44	42	42	42
		48	48	46	46	46	46	46	46	46	42	42	42	42	42	42	41
		48	48	46	46	46	46	46	46	45	45	45	44	42	41	41	
		48	46	46	46	46	46	46	46	46	46	46	41	40	38	38	
		46	46	46	46	46	46	46	46	46	46	46	45	45	45	45	

Tabelle C.13: Ergebnis der Parameterstudie (Auswertetabelle) Kategorie C-I mit 1 bis 12 Untersuchungsquerschnitten mit erforderlichem Spannstahl

		Untersuchungsquerschnitt (ursprünglich: 25 effektive Teilspannglieder)																					
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	
C-I-1 bis C-I-12* Erforderlicher Spannstahl [%]		32	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
		32	32	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		32	32	32	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		32	32	32	32	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		32	32	32	32	28	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		32	32	32	32	28	24	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		32	32	32	28	28	28	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		32	32	32	32	28	24	16	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		32	32	32	32	28	20	20	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		32	32	32	32	24	24	24	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		32	32	32	28	28	28	28	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		32	32	32	32	28	24	16	12	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		32	32	32	32	24	24	24	24	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		32	32	32	28	28	28	28	28	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		32	32	32	32	28	20	20	16	16	16	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		32	32	32	32	24	24	24	24	24	24	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		32	32	32	28	28	28	28	28	28	24	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		32	32	28	28	28	28	28	28	28	28	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		32	32	32	32	28	24	16	12	12	12	12	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		32	32	32	32	28	20	20	16	16	16	12	8	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		32	32	32	32	28	20	20	16	16	12	12	12	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		32	32	32	32	28	20	16	16	16	16	16	16	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		32	32	32	32	24	24	24	24	24	24	24	20	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		32	32	32	28	28	28	28	28	28	24	24	24	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		32	32	28	28	28	28	28	28	28	28	28	28	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

*) C-I mit 13 bis 20 Untersuchungsquerschnitten mit erf. Spannstahl ist in C-I-21 enthalten

Tabelle C.15: Ergebnis der Parameterstudie (Auswertetabelle) Kategorie C-II mit 1 bis 9 Untersuchungsquerschnitten mit erforderlichem Spannstahl

		Untersuchungsquerschnitt (ursprünglich: 50 effektive Teilspannglieder)																				
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21
C-II-1 bis C-II-9* Erforderlicher Spannstahl [%]	44	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	44	44	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	44	44	42	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	44	44	42	42	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	44	44	42	42	40	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	44	42	42	42	42	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	44	44	42	42	40	36	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	44	44	42	42	38	38	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	44	44	42	40	40	40	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	44	42	42	42	42	42	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	44	44	42	42	40	36	36	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	44	44	42	42	38	38	38	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	44	44	40	40	40	40	40	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	44	44	42	40	40	40	38	36	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	44	44	42	40	40	38	38	38	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	44	42	42	42	42	42	38	38	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	44	42	42	42	42	40	40	40	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	42	42	42	42	42	42	42	42	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	44	44	42	42	40	36	36	36	34	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	44	44	42	42	38	38	38	38	38	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	44	44	40	40	40	40	40	40	38	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	44	44	42	40	40	40	38	36	36	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	44	44	42	40	40	38	38	38	38	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	44	42	42	42	42	42	38	38	36	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	44	42	42	42	42	40	40	40	40	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	42	42	42	42	42	42	42	42	40	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

*) C-II mit 10 bis 20 Untersuchungsquerschnitten mit erf. Spannstahl ist in C-II-21 enthalten

Tabelle C.16: Ergebnis der Parameterstudie (Auswertetabelle) Kategorie C-II mit 21 Untersuchungsquerschnitten mit erforderlichem Spannstahl

		Untersuchungsquerschnitt (ursprünglich: 50 effektive Teilspannglieder)																				
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21
C-II-21 Erforderlicher Spannstahl [%]	44	44	42	42	40	36	36	36	34	28	26	26	26	26	26	26	26	26	26	26	26	
	44	44	42	42	40	36	36	36	32	30	28	28	28	28	28	28	28	28	28	28	28	28
	44	44	42	42	40	36	36	36	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30
	44	44	42	42	40	36	36	34	32	32	24	24	24	24	22	22	22	22	22	22	22	22
	44	44	42	42	40	36	36	32	32	32	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30
	44	44	42	42	40	36	34	34	34	32	32	32	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30
	44	44	42	42	40	36	34	32	32	32	32	32	32	32	32	32	32	32	32	32	32	32
	44	44	42	42	40	34	34	34	34	34	34	32	32	32	32	32	32	32	32	32	32	32
	44	44	42	42	38	38	38	38	38	36	34	32	30	30	30	30	28	28	28	28	28	28
	44	44	42	42	38	38	38	38	38	36	32	32	32	32	32	30	30	30	30	30	30	30
	44	44	42	42	38	38	38	38	38	34	34	34	34	34	34	34	34	34	34	34	34	34
	44	44	42	42	38	38	38	38	36	36	36	36	36	36	36	36	36	36	36	36	36	36
	44	44	42	40	38	38	38	38	38	38	36	36	36	36	36	36	36	36	36	36	36	36
	44	44	42	38	38	38	38	38	38	38	38	38	38	38	36	36	36	36	36	36	36	36
	44	44	40	40	40	40	40	40	38	36	34	34	34	34	34	34	34	34	34	34	34	34
	44	44	40	40	40	40	40	40	36	36	36	36	36	36	36	36	36	36	36	36	36	36
	44	44	40	40	40	40	40	38	38	38	38	38	38	38	38	38	38	38	38	38	38	38
	44	44	42	40	40	40	38	36	36	36	36	36	36	36	36	36	36	36	36	36	36	36
	44	44	42	40	40	38	38	38	38	38	36	36	36	36	36	36	36	36	36	36	36	36
	44	42	42	42	42	42	38	38	36	34	34	34	32	32	32	32	32	32	32	32	32	32
	44	42	42	42	42	42	38	38	34	34	34	34	34	34	34	34	34	34	34	34	34	34
	44	42	42	42	42	42	38	36	36	36	36	36	36	36	36	36	36	36	36	36	36	36
	44	42	42	42	42	40	40	40	40	40	40	32	32	32	32	32	32	32	32	32	32	32
	44	42	42	42	40	40	40	40	40	40	40	40	40	30	30	30	30	30	30	30	30	30
	44	42	42	42	40	40	40	40	40	40	40	38	38	38	36	36	36	36	36	36	36	36
	44	42	42	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	38	36	36	36	36	36	36	36
	42	42	42	42	42	42	42	42	42	40	38	38	36	36	36	34	34	34	34	34	34	34
	42	42	42	42	42	42	42	42	42	38	38	38	38	38	34	34	34	34	34	34	34	34
	42	42	42	42	42	42	42	42	38	38	38	38	38	36	36	36	36	36	36	36	36	36
	42	42	42	42	42	42	42	40	40	40	40	40	40	38	38	36	36	36	36	36	36	36
	42	42	42	42	42	42	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	36	36	36	36	36	36

Tabelle C.17: Ergebnis der Parameterstudie (Auswertetabelle) Kategorie C-III mit 1 bis 7 Untersuchungsquerschnitten mit erforderlichem Spannstahl

		Untersuchungsquerschnitt (ursprünglich: 75 effektive Teilspannglieder)																				
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21
C-III-1 bis C-III-7* Erforderlicher Spannstahl [%]	49	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	49	48	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	49	48	46	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	48	48	48	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	49	48	46	45	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	49	46	46	46	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	48	48	48	48	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	49	48	46	45	45	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	49	46	46	46	46	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	48	48	48	48	44	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	48	48	48	46	46	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	49	48	46	45	45	42	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	49	48	46	45	44	44	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	49	48	45	45	45	45	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	49	46	46	46	46	45	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	48	48	48	48	44	42	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	48	48	48	46	46	44	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	48	48	48	46	45	45	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	48	48	46	46	46	46	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	49	48	46	45	45	42	41	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	49	48	46	45	44	44	42	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	49	48	46	44	44	44	44	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	49	48	45	45	45	45	42	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	49	48	45	45	45	44	44	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	49	46	46	46	46	45	44	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	49	46	46	46	45	45	45	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	48	48	48	48	44	42	42	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	48	48	48	46	46	44	44	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	48	48	48	46	45	45	45	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	48	48	46	46	46	46	45	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
48	46	46	46	46	46	46	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	

*) C-III mit 8 bis 20 Untersuchungsquerschnitten mit erf. Spannstahl ist in C-III-21 enthalten

Tabelle C.18: Ergebnis der Parameterstudie (Auswertetabelle) Kategorie C-III mit 21 Untersuchungsquerschnitten mit erforderlichem Spannstahl (Teil 1/2)

		Untersuchungsquerschnitt (ursprünglich: 75 effektive Teilspannglieder)																				
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21
C-III-21 Erforderlicher Spannstahl [%]		49	48	46	45	45	42	41	40	37	33	33	33	33	33	33	33	33	33	33	33	
		49	48	46	45	45	42	41	40	36	34	34	34	34	34	34	34	34	34	34	34	34
		49	48	46	45	45	42	41	38	38	38	38	38	38	38	38	38	38	38	38	38	38
		49	48	46	45	45	42	40	40	40	37	37	36	36	36	36	36	36	36	36	36	36
		49	48	46	45	45	42	40	40	38	38	38	37	37	37	37	37	37	37	37	37	37
		49	48	46	45	44	44	42	41	41	41	41	41	41	41	41	41	41	41	41	41	41
		49	48	46	45	44	42	42	42	42	42	41	40	40	40	40	40	40	38	38	38	38
		49	48	46	45	44	42	42	42	42	41	41	41	41	41	41	41	41	41	41	41	41
		49	48	46	45	42	42	42	42	42	42	41	41	41	41	41	41	40	40	40	40	40
		49	48	46	44	44	44	44	44	44	44	38	37	37	36	36	36	36	36	36	36	36
		49	48	46	44	44	44	44	44	42	42	42	41	41	40	40	40	40	40	40	40	40
		49	48	45	45	45	42	42	42	42	41	41	41	41	41	41	41	41	41	41	41	41
		49	48	45	45	45	44	44	41	41	41	41	41	41	41	41	41	41	41	41	41	41
		49	48	45	45	44	44	44	44	44	42	42	41	41	41	41	41	41	41	41	41	41
		49	48	45	45	44	44	44	44	42	42	42	42	42	42	42	42	42	42	42	42	42
		49	48	45	44	44	44	44	44	44	44	44	44	42	41	41	41	41	41	41	41	41
		49	48	44	44	44	44	44	44	44	44	44	44	44	44	42	42	42	42	42	42	42
		49	46	46	46	46	45	44	38	38	37	37	37	37	37	37	37	37	37	37	37	37
		49	46	46	46	46	45	42	41	40	36	36	36	36	36	36	36	34	34	34	34	34
		49	46	46	46	46	45	42	40	40	38	38	38	38	38	38	38	38	38	38	38	38
		49	46	46	46	45	45	45	44	42	42	41	41	41	40	40	40	40	40	40	40	40
		49	46	46	45	45	45	45	45	45	42	42	41	41	41	40	40	40	40	40	40	40
		49	46	46	45	45	45	45	44	44	44	44	44	37	37	37	37	37	37	37	37	37
		49	46	46	45	45	45	45	44	44	44	44	44	44	44	41	40	40	38	38	38	38
		49	46	45	45	45	45	45	45	45	45	45	45	42	42	42	38	38	38	37	37	37
		49	45	45	45	45	45	45	45	45	45	45	45	45	44	42	42	37	36	36	36	36
		48	48	48	48	44	42	42	40	38	36	36	36	36	36	36	36	36	36	36	36	36
		48	48	48	48	44	42	42	40	37	37	37	37	37	37	36	36	36	36	36	36	36
		48	48	48	48	44	42	42	38	38	37	37	37	37	37	37	37	37	37	37	37	37
		48	48	48	48	44	42	41	41	41	41	40	38	37	37	37	37	37	37	37	37	37
	48	48	48	48	44	41	41	41	41	41	41	41	40	40	40	40	40	40	40	40	40	
	48	48	48	48	42	42	42	42	40	40	40	38	38	38	38	38	37	37	37	37	37	
	48	48	48	48	42	42	41	41	41	41	41	41	41	41	41	41	41	40	40	40	40	
	48	48	48	46	46	44	44	42	42	42	42	42	41	41	41	41	41	41	41	41	41	
	48	48	48	46	46	44	42	42	42	42	42	42	42	42	41	41	41	41	41	41	41	
	48	48	48	46	45	45	45	45	44	42	40	40	38	38	38	38	38	38	38	38	38	
	48	48	48	46	45	45	45	45	42	42	42	41	41	41	41	41	41	40	40	40	40	

Anhang D Auswertetabellen (Vereinfachtes Verfahren Querrichtung)

Tabelle D.1: Auswertetabelle A-I

		Untersuchungsquerschnitt (ursprünglich: 25 effektive Teilspannglieder)											
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	
A-I	Erforderlicher Spannstahl [%]	36	32	28	24	24	20	20	20	20	20	16	
		36	32	28	24	20	20	20	20	20	20	20	
		36	32	24	24	24	24	24	24	20	20	16	
		36	32	24	24	24	24	24	20	20	20	20	
		36	28	28	28	28	28	28	24	24	24	24	
		32	32	32	32	32	32	28	28	28	20	20	
		32	32	32	32	32	32	28	28	24	24	24	
		32	32	32	32	32	28	28	28	28	28	28	
		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Tabelle D.2: Auswertetabelle A-II

		Untersuchungsquerschnitt (ursprünglich: 50 effektive Teilspannglieder)										
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
A-II	Erforderlicher Spannstahl [%]	46	42	42	40	40	40	38	34	32	30	26
		46	42	42	40	40	40	38	34	30	30	28
		46	42	42	40	40	40	38	32	32	32	32
		46	42	42	40	40	40	36	36	30	28	28
		46	42	42	40	40	40	36	34	34	34	30
		46	42	42	40	40	40	36	34	34	32	32
		46	42	40	40	40	40	40	40	38	38	38
		44	44	44	42	42	42	40	36	34	34	32
		44	44	44	42	42	42	38	38	36	34	34
		44	44	42	42	42	42	42	40	40	40	40

Tabelle D.4: Auswertetabelle B-I

		Untersuchungsquerschnitt (ursprünglich: 25 effektive Teilspannglieder)														
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
B-I	Erforderlicher Spannstahl [%]	32	32	32	32	32	28	28	28	28	28	28	28	12	0	0
		32	32	32	32	32	28	24	24	24	24	24	16	8	4	4
		32	32	32	32	32	28	24	24	24	24	20	12	12	4	0
		32	32	32	32	32	28	24	24	20	20	20	20	12	8	8
		32	32	32	32	32	28	20	20	20	20	20	20	20	12	12
		32	32	32	32	32	24	24	24	24	24	24	24	12	12	12
		32	32	32	32	32	24	24	24	24	24	20	20	20	20	20
		32	32	32	32	28	28	28	28	28	28	28	24	20	20	16
		32	32	32	32	28	28	28	28	28	28	24	24	24	24	20
		32	32	32	28	28	28	28	28	28	28	28	28	28	28	28

Tabelle D.5: Auswertetabelle B-II

		Untersuchungsquerschnitt (ursprünglich: 50 effektive Teilspannglieder)															
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	
B-II	Erforderlicher Spannstahl [%]	46	40	38	38	38	36	36	36	36	34	34	34	34	34	34	
		46	40	38	38	36	36	36	36	36	36	36	36	36	36	36	36
		46	38	38	38	38	38	38	36	34	34	34	34	34	34	34	34
		44	44	44	40	40	40	36	32	28	26	22	22	22	22	22	22
		44	44	44	40	40	38	36	34	34	34	34	34	34	34	34	34
		44	44	44	38	38	38	38	38	38	38	38	38	38	38	38	36
		44	42	42	42	42	42	42	42	38	36	20	20	20	20	20	20
		44	42	42	42	42	42	42	42	40	40	38	38	38	38	38	38
		42	42	42	42	42	42	42	42	42	42	42	40	36	36	36	34
		42	42	42	42	42	42	42	42	42	40	40	40	40	40	40	40

Tabelle D.6: Auswertetabelle B-III

		Untersuchungsquerschnitt (ursprünglich: 75 effektive Teilspannglieder)															
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	
B-III	Erforderlicher Spannstahl [%]	49	48	48	46	44	41	38	37	37	30	29	28	28	28	28	
		49	48	48	46	44	41	37	37	37	36	34	33	33	33	33	33
		49	48	48	46	42	42	37	37	36	30	28	28	26	26	26	26
		49	48	48	45	44	44	44	42	42	42	42	41	41	41	41	41
		49	48	46	46	46	44	44	42	41	40	40	38	38	38	38	38
		49	48	46	45	45	45	45	45	45	44	44	44	44	44	44	44
		49	46	46	46	46	46	45	45	44	42	41	41	41	41	41	41
		48	48	48	46	46	46	46	44	44	44	44	44	44	42	42	42
		48	46	46	46	46	46	46	46	46	46	46	46	41	40	38	38
		46	46	46	46	46	46	46	46	46	46	46	46	45	45	45	45

Tabelle D.7: Auswertetabelle C-I

		Untersuchungsquerschnitt (ursprünglich: 25 effektive Teilspannglieder)																					
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	
C-I	Erforderlicher Spannstahl [%]	32	32	32	32	28	24	16	12	12	12	12	12	8	4	0	0	0	0	32	32	32	
		32	32	32	32	28	24	16	12	12	12	12	8	8	8	8	8	8	8	32	32	32	
		32	32	32	32	28	24	12	12	12	12	12	12	12	12	12	8	0	0	32	32	32	
		32	32	32	32	28	20	20	16	16	16	12	8	8	8	4	4	4	4	32	32	32	
		32	32	32	32	28	16	16	16	16	16	16	16	16	16	16	16	16	16	16	32	32	32
		32	32	32	32	24	24	24	24	24	24	24	24	20	20	20	20	20	20	16	32	32	32
		32	32	32	28	28	28	28	24	24	24	24	24	24	24	24	24	24	24	24	32	32	32
		32	32	28	28	28	28	28	28	28	28	28	28	28	28	28	28	24	24	20	32	32	28
		32	28	28	28	28	28	28	28	28	28	28	28	28	28	28	28	28	28	28	32	28	28
		28	28	28	28	28	28	28	28	28	28	28	28	28	28	28	28	28	28	28	28	28	28

Tabelle D.8: Auswertetabelle C-II

		Untersuchungsquerschnitt (ursprünglich: 50 effektive Teilspannglieder)																				
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21
C-II	Erforderlicher Spannstahl [%]	44	44	42	42	40	36	36	36	34	28	26	26	26	26	26	26	26	26	26	26	26
		44	44	42	42	40	36	34	34	34	32	32	32	30	30	30	30	30	30	30	30	30
		44	44	42	42	40	34	34	34	34	34	34	32	32	32	32	32	32	32	32	32	32
		44	44	42	42	38	38	38	38	38	36	34	32	30	30	30	30	28	28	28	28	28
		44	44	42	40	40	38	38	38	38	38	36	36	36	36	36	36	36	36	36	36	36
		44	44	40	40	40	40	40	40	38	36	34	34	34	34	34	34	34	34	34	34	34
		44	42	42	42	42	42	38	38	36	34	34	32	32	32	32	32	32	32	32	32	32
		42	42	42	42	42	42	42	42	40	38	38	36	36	36	34	34	34	34	34	34	34
		42	42	42	42	42	42	42	40	40	40	40	40	40	38	38	36	36	36	36	36	36
		42	42	42	42	42	42	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	36	36	36	36	36

